REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA**



**F**aculté de **T**echnologie

# Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

---

## Thème :
## Etude d'un bâtiment (R+ 6 + entre-sol) a usage d'habitation

---


Présenté par

**Rahmouni Mohamed Lamine**

**Kefaifi Abderrezak**

Proposé et Dirigé par

**Dr. Younsi Abderrehman**


**Promotion Juin 2019**


بسم الله الرحمن الرحيم

## *Remerciements*

*Tout d'abord, nous remercions le bon Dieu ALLAH, de nous accorder la connaissance de la science et de nous avoir aidés de réaliser ce modeste travail.*

*Nous tenons à remercier* ***DR. Younci Abderrehman*** *notre promoteur pour son soutien et ses conseils considérables et pour ses aides précieuses.*

*Nous remercions également tous notre gratitude à l'ensemble des enseignants du département : Génie Civil et surtout Structure qui nous a guidés au cours de nos études.*

*J'ai remercié également tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.*

# Dédicace

*Avant tout, je remercie ALLAH, qui nous a aidés à*
*Élaborer ce modeste travail*
*Je dédie ce modeste travail :*
*A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, ma vie et mon bonheur, Maman et papa.*
*A mes frères*
*A ma très chère sœur*
*A Tous mes amies : « Lakhdar »*
*Sans oublie toutes mes chères amies : le groupe Structure.*
*A tous les professeurs et enseignants qui ont collaboré*
*À ma formation depuis mon premier cycle d'étude*
*Jusqu'à la fin de mes études universitaires*

## ❖ *Majuscules romaines :*

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

B : Aire du béton.

$B_r$ : Section réduite du béton d'un poteau.

$B_t$ : Section de la partie tendue.

$L_t$ : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

*I* : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

$M_t$ : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

$M_a$ : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

$M_u$ : Moment fléchissant à l'E.L.U.

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

N : Effort normal.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation

E : Charge sismique.

$N_{ser}$ : Effort normal de service.

$N_u$ : Effort normal ultime.

$T_u$ : Effort tranchant ultime.

$R_a$ : réaction à gauche.

$R_b$: réaction à droite.

A : Section d'acier tendu.

## ❖ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

$f_{c28}$ : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

$f_e$ : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

$l_f$ : Longueur de flambement,

$S_t$ : Espacement de cours d'armature transversale.

## ❖ Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids

## ❖ Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

# ملخص

هذا المشروع هو دراسة مبنى مكون من طابق تحت ارضي + طابق ارضي+ 6 طوابق والمقرر بناؤها في ولاية(الجزائر)المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIIحسب القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل (RPA99 version 2003)

- مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات, الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة.
- قياس الأبعاد و نتائج كل العناصر المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (القواعد الجزائرية المضادة للزلازل و قانون الخرسانة المسلحة)
- تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج( SAP2000 version***20***)
- و في الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.



# *Résumé*

Ce projet est une étude et conception d'un bâtiment (un sous-sol+RDC+six (6) étages), il est implanté à la wilaya d'Alger, cette région est classé en zone ***III*** selon le ***(RPA99 version 2003).***

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

-Le dimensionnement et le calcul de ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements Algériens en vigueur *(CBA93, RPA99 version 2003).*

-L'étude dynamique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel ***« SAP2000 version20 »***.

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



# *Abstract*

This project is a study and design of a structure (one basement +ground floor+6 floors), will implanted in alger , this area is classified in area III according to (RPA99 version 2003).

-The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system of wind-bracing (frames + shells)

-The dimensioning and the calculation of reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian standards into force (CBA93, RPA99 v 2003).

-The dynamic study was undertaken according to the numerical method based on the finite element méthode with the help of the software "SAP2000 version20".

-Lastly, we studied the infrastructure by calculating the foundations.

# Sommaire

**CHAPITRE I :** PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Présentation de l'ouvrage ..... 2
I.2. Caractéristiques Géométriques du bâtiment ..... 2
I.2.1. Dimensions en élévation ..... 2
I.2.2. Dimension en plan ..... 2
I.3. L'ossature ..... 4
I.4. Planchers ..... 4
I.5. Maçonnerie ..... 4
I.6. Revêtement ..... 4
I.7. Les escaliers ..... 4
I.8. L'acrotère ..... 4
I.9. Fondation ..... 5
I.10. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX : ..... 5
I.10.1. Béton : ..... 5
I.10.1.1. Caractéristique du béton : ..... 5
I.10.1.2. Ciment ..... 5
I.10.1.3. Granulat ..... 5
I.10.1.4. Eau de gâchage ..... 5
I.10.1.5. Adjuvant ..... 6
I.10.1.6. La résistance de béton fc28 ..... 6
I.10.2. Les aciers ..... 6
I.10.2.1. Types d'acier ..... 6
I.10.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier ..... 7
I.10.2.3. Contraintes limites ..... 7
I.10.2.3.1. Etat limite ultime (ELU) ..... 7
I.10.2.3.2. Etat limite de service (ELS) ..... 8

**CHAPITRE II :** PREDIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE

II.1. Introduction ..... 9

II.2. Pré dimensionnement des planchers ..... 9
II.3. Plancher à corps creux ..... 9
II.4. Plancher dalle pleine ..... 10
II.5. Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations ..... 10
II.5.1. Plancher terrasse inaccessible (corps creux) ..... 10
II.5.2. Plancher étage courant (corps creux) ..... 11
II.5.3. Plancher étage courant (dalle pleine) ..... 11
II.5.4. Maçonneries ..... 12
II.6. Charges d'exploitation ..... 12
II.7. Pré dimensionnement des poutres ..... 13
II.7.1. Les poutres principales ..... 13
II.7.2. Poutres secondaires ..... 13
II.7.3. Vérification selon RPA99 version 2003 Art [7.5.1] ..... 14
II.8. Pré dimensionnement des voiles RPA99 version 2003 Art [7.7.1] ..... 14
II.9. Pré dimensionnement des poteaux ..... 14
II.9.1. Etapes de pré dimensionnement ..... 15
II.9.2. Calcul l'effort normal ultime Nu [2] ..... 16
II.9.3. La Surface reprise par le poteau plus sollicité ..... 16
II.9.4. Calcul l'effort normal ultime de chaque niveaux ..... 16
II.9.5. Descente des charges [DTR charge et surcharge B.C.22] [3] ..... 17
II.9.5.1. Surcharges d'exploitation ..... 17
II.9.5.2. Charges permanentes ..... 17
II.9.6. Vérification de l'effort normal de chaque niveau ..... 18
**CHAPITRE III :** calcul les élements secondaires
III.1. Introduction ..... 19
III.2. L'acrotère ..... 19
III.2.1. Evaluation des charges ..... 19
III.2.2. Détermination des efforts ..... 19
III.2.3. Calcul ferraillage et vérification des contraintes normales à l'ELS ..... 20
III.2.4. Vérification de l'effort tranchant ..... 20
III.2.5. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement a l'ELU ..... 20
III.3. Les poutrelles ..... 21
III.3.1. Détermination du nombre d'étaiements ..... 22

III.3.2. Vérification de la flèche ..... 22
III.3.3. Méthodes de calcul ..... 22
III.3.3.1. Méthode forfaitaire ..... 22
III.3.4. Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles ..... 23
III.3.4.1. Calcul du ferraillage à l'ELU ..... 23
III.3.4.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS ..... 23
III.3.4.3. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU ..... 24
III.3.4.4. Vérification des fléchés à l'ELS ..... 24
III.4. Les escaliers ..... 24
III.4.1. Evaluation des charges et surcharges ..... 25
III.4.2. Calcul du ferraillage à l'ELU ..... 26
III.4.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS ..... 26
III.4.4. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU ..... 26
III.4.5. Vérification des fléchés à l'ELS ..... 26
III.5. Consol ..... 27
III.5.1. Pré dimensionnement ..... 27
III.5.2. Evaluation des charges ..... 27
III.5.3. Calcul les efforts ..... 27
III.5.4. Calcul du ferraillage à l'ELU ..... 27
III.5.5. Vérification des contraintes normales à l'ELS ..... 27
III.5.6. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU ..... 28
III.5.7. Vérification des fléchés à l'ELS ..... 28
III.6. La dalle pleine ..... 28
III.6.1. Méthode de calcul ..... 28
III.6.2. Calcul des sollicitations ..... 28
III.6.3. Calcul du ferraillage à l'ELU ..... 29
III.6.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS ..... 30
III.6.5. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU ..... 30
III.6.6. Vérification des fléchés à l'ELS ..... 30

**CHAPITRE IV :** etude dynamique

IV.1. Introduction ..... 31
IV.2. Caractéristiques dynamiques de la structure ..... 31
IV.2.1. Centre de masse ..... 31

IV.2.2. Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 [Art 3.5.1-a] : ..... 32
IV.2.2.1. Excentricité théorique (statique) ..... 33
IV.3. Choix de la méthode de calcul ..... 34
IV.3.1. Introduction : ..... 34
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale selon RPA2003 « Art 4.3.7 » ..... 35
IV.3.2.1. Principe de la méthode : ..... 35
IV.3.2.2. Modélisation ..... 35
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul ..... 35
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique ..... 39
IV.4.1. Vérification de comportement modal de la structure ..... 39
IV.4.2. Vérification participation massique selon RPA2003 [Art 4.3.4] ..... 40
IV.4.3. Vérification des forces sismiques à la base selon RPA2003 [Art 4.3.6] ..... 41
IV.4.3.1. Calcul de la force sismique totale : ..... 41
IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement selon RPA2003 [Art 4.4.1] : ..... 42
IV.4.5. Vérification des déplacements selon RPA2003 [Art 5.10] ..... 43
IV.4.6. Vérification de cisaillement des éléments selon RPA2003 [Art 7.4.3.2] ..... 44
IV.4.6.1. Les poutres ..... 44
IV.4.6.2. Les poteaux ..... 44
IV.4.6.2.1. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux selon RPA2003 [Art 7.4.3.1] : ..... 44
IV.4.6.3. Vérification de cisaillement des voiles selon RPA2003 [Art 7.2.2] : ..... 45
IV.4.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ selon RPA2003 [Art 5.9] : ..... 45
**CHAPITRE V :** CALCULE DES ELEMENNTS RESISTANTS
V.1. INTRODUCTION ..... 47
V.1.1. Combinaisons données par le CBA93 ..... 47
V.1.2. Combinaisons données par le RPA99 version2003 ..... 47
V.2. Ferraillage des poutres ..... 47
V.2.1. Introduction ..... 47
V.2.2. Recommandation du RPA99 version 2003 ..... 47
V.2.2.1. Les armatures longitudinales [RPA] Art [7.5.2.1] ..... 47
V.2.2.2. Les armatures transversales [RPA] Art [7.5.2.2] ..... 48
V.2.3. Ferraillage longitudinales des poutres ..... 48

V.2.3.1. Vérification des contraintes normales à l etatlimite de service –CBA Art.A.4.5.3 ..... 49
V.2.3.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou à l'ACC CBA93 Art.A.5.1.2.1.1 ..... 50
V.2.4. Ferraillage transversal des poutres ..... 51
V.2.5. Vérification de la flèche à l'ELS – CAB93 Art.B 6.5.3 ..... 51
V.3. Ferraillage des poteaux ..... 53
V.3.1. Introduction ..... 53
V.3.2. Détermination des armatures longitudinales ..... 53
V.3.2.1. Recommandations des règlements selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1] ..... 53
V.3.2.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage ..... 54
V.3.3. Vérification des contraintes à L'ELS ..... 55
V.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement ..... 56
- Selon le CBA93 ..... 56
- Selon le RPA99 version 2003 ..... 56
V.3.5. Vérification des armatures transversales ..... 56
V.3.5.1. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale selon RPA99 v2003[Art 7.4.2.2] ..... 58
V.4. Ferraillage des voiles ..... 60
V.4.1. Introduction ..... 60
V.4.2. Les voiles pleins ..... 60
V.4.3. Voiles avec files d'ouvertures ..... 60
V.4.3.1. Les trumeaux ..... 60
V.4.3.2. Les linteaux ..... 60
V.4.4. Recommandations des règlements ..... 61
V.4.4.1. Recommandation du[RPA99v2003 ..... 61
V.4.4.2. Recommandations du[CBA93] ..... 61
V.4.5. Recommandations pour les voiles et les trumeaux ..... 62
V.4.6. Ferraillage des voiles pleins (trumeau) ..... 63
V.4.6.1. Armatures verticales ..... 63
V.4.6.2. Vérification des contraintes à l'ELS ..... 63
V.4.6.3. Vérification des contraintes de cisaillements à l'ELU ..... 63

V.4.7. Calcul des armatures horizontales ..... 64
**Ah**= Max (2/3. **Av choix** ; 0.15%.**he** .a) ..... 64
V.4.8. Calcul des armatures transversales ..... 64
- Sens X 64
- Sens Y 64

V.4.9. Ferraillage des voiles avec ouverture ..... 64
V.4.9.1. Les trumeaux ..... 64
V.4.9.1.1. Armatures verticales ..... 64
V.4.9.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS ..... 65
V.4.9.1.3. Calcul des armatures horizontales ..... 65
V.4.9.1.4. Calcul des armatures transversales ..... 65
V.4.9.2. Ferraillage des voiles (linteaux) ..... 65
V.4.9.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\boldsymbol{\tau b \leq 0.06 fc28}$) ..... 65
V.4.9.2.2. Aciers longitudinaux : ..... 65
V.4.9.2.3. Aciers transversaux : ..... 66
V.4.9.3. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\boldsymbol{\tau b \geq 0.06 fc28}$) ..... 66
V.4.9.3.1. Aciers diagonales : ..... 66
V.4.9.3.2. Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 » ..... 66
- Armatures longitudinales : ..... 66
- Armatures transversales : ..... 66
- Armatures de peau : ..... 67

**CHAPITRE VI :** Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction ..... 68
VI.2. Reconnaissances du sol : ..... 68
VI.3. Ferraillage des longrines : ..... 68
VI.3.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime : ..... 69
VI.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service : ..... 69
VI.3.3. Calcul des armatures transversales : ..... 69
VI.3.4. Murs de soutènement périphérique : ..... 69
VI.4. Ferraillage murs de soutènement périphérique : ..... 70
VI.4.1. Vérification des contraintes à l'ELS : ..... 70
VI.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU : ..... 70
VI.5. Choix du type des fondations : ..... 70
VI.5.1. Semelles isolées : ..... 70

VI.5.1.1. Vérification de chevauchement : 71
VI.5.2. Semelles filantes : 71
VI.5.2.1. Dimensionnement des semelles filantes sous un voile et des poteaux : 72
VI.5.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle : 72
VI.5.2.3. Vérification de poinçonnement : 73
VI.5.2.4. Dimensionnement de la poutre de libage : 73
VI.5.2.5. Vérification de poinçonnement : 73
VI.5.2.6. Ferraillage de la poutre de libage : 73
- Les armatures longitudinales : 74
- Vérification des contraintes à l'ELS : 74
- Les armatures de peau : 74
- Vérification de cisaillement : 74

b) Les armatures transversales : 74
VI.5.3. Ferraillage de la semelle filante sous un voile et des poteaux : 75
VI.5.3.1. Les armatures principales : 75
VI.5.3.2. Les armatures de répartition : 75
VI.5.4. Ferraillage de la semelle filante sous un voile : 75
VI.5.4.1. Les armatures de répartition : 75
VI.5.4.2. ferraillage de la semelle filante sous un voile : 76
VI.5.4.3. Les armatures de répartition : 76
VI.5.5. Vérification de chevauchement : 76

# LISTE DES TABLEAUX

**CHAPITRE I :** PRESENTATION DE L'OUVRAGE

**Table I-1** :Caractéristiques de matériaux..... 6

**CHAPITRE II :** PREDIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE

**Table II-1 :** Pré dimensionnement des planchers corps creux ..... 9
**Table II-2 :** Pré dimensionnement des planchers dalle pleine. ..... 10
**Table II-3** :Evaluation des charges permanentes des planchers terrasse..... 10
**Table II-4:** Evaluation des charges permanentes des planchers courants (corps creux)..... 11
**Table II-5:** Evaluation des charges permanentes des planchers courants (dalle pleine)..... 11
**Table II-6:**Charge permanente du mur double cloison. ..... 12
**Table II-7:**Charge permanen.te du mur simple cloison ..... 12
**Table II-8:** Charges d'exploitation..... 12
**Table II-9**:Pré dimensionnement des poutres principales. ..... 13
**Table II-10:**Pré dimensionnement des poutres secondaires..... 13
**Table II-11:** vérification selon RPA99 version 2003..... 14
**Table II-12:** Pré dimensionnement des voiles..... 14
**Table II-13 :**l'effort normal ultime de chaque niveaux..... 16
**Table II-14:** surcharges d'exploitation..... 17
**Table II-15:** charges permanentes de chaque niveau. ..... 18
**Table II-16 :**charges permanentes de chaque niveau . ..... 18

**CHAPITRE III :** calcul les élements secondaires

**Table III-1** : Les efforts ..... 19
**Table III-2:**Les sections d'armatures à l'ELU..... 20
**Table III-3:** Vérification des contraintes à l'ELS. ..... 20
**Table III-4:**Les charges de poutrelle avant coulage..... 22
**Table III-5**:Le nombre des étaiements. ..... 22

**Table III-6** : Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S. ..... 23
**Table III-7:**les sollicitations max en travée et aux appuis . ..... 23
**Table III-8:** la section d'armateur . ..... 23
**Table III-9:**vérification des contraintes . ..... 23
Table III-10 :vérification des contraintes tangentielles. ..... 24
**Table III-11:**vérification des fléchés ..... 24
Table III-12:Dimensions de l'escalier ..... 25
**Table III-13 :** :Evaluation de la charge permanente de paillasse. ..... 25
Table III-14 ..... 25
**Table III-15** :Evaluation de la charge permanente de palier de repos. ..... 25
**Table III-16:**La section d'armateur ..... 26
**Table III-17:**vérification des contraintes . ..... 26
Table III-18:vérification des contraintes tangentielles ..... 26
**Table III-19:**vérification des fléchés ..... 26
Table III-20: Les charges de Consol. ..... 27
**Table III-21:** Les efforts de Consol. ..... 27
**Table III-22:** Le ferraillage à l'ELU. ..... 27
**Table III-23:**vérification des contraintes normales. ..... 27
**Table III-24:**vérification des contraintes tangentielles . ..... 28
T**able III-25**:vérification des fléchés . ..... 28
**Table III-26:**Evaluation de la charge permanente de dalle pleine. ..... 29
**Table III-27** :La section d'armateur ..... 30
**Table III-28** : vérification des contraintes normales ..... 30
**Table III-29** :vérification des contraintes tangentielles ..... 30
**Table III-30:**vérification des fléchés ..... 30

**CHAPITRE IV :** etude dynamique

**Table IV.1** :Centre de masse et centre de rigidité ..... 33
**Table IV.2** :Vérification de l'excentricité statique. ..... 33
**Table IV.3** : Vérification de coefficient de comportement R suivant x. ..... 36
**Table IV.4** :Vérification de coefficient de comportement R suivant x en pourcentage. ..... 37
**Table IV.5** : Vérification de coefficient de comportement R suivant y. ..... 37
**Table IV.6** : Vérification de coefficient de comportement R suivant y en %. ..... 38

**Table IV.7** :Détermination du facteur de qualité. 38
**Table IV.8** :le comportement des trois premiers modes. 40
**Table IV.9** :participation massique. 41
**Table IV.10** :calcul de la force sismique. 42
**Table IV.11** :Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul. 42
**Table IV.12** :Vérification de la stabilité au renversement. 42
**Table IV.13** : Vérification des déplacements inter-étages sens x. 43
**Table IV.14** :Vérification des déplacements inter-étages sens y. 43
**Table IV.15** :Vérification de cisaillement des poutres. 44
**Table IV.16** :Vérification de l'effort normal réduit sens x. 44
**Table IV.17** :Vérification de l'effort normal réduit sens y. 45
**Table IV.18** :Vérification de cisaillement des voiles. 45
**Table IV.19** :Vérification l'effet P-Δ suivant x et y. 46

**CHAPITRE V :** CALCULE DES ELEMENNTS RESISTANTS

**Table V-1**:Calcule de feraillage- CBA Art a.7.1.2.2. 48
**Table V-2:**Armature choisis en travées et en appui. 49
**Table V-3:**Vérification des contraintes à l'ELS des poutres . 50
**Table V-4:**Calcul de la contrainte de cisaillement admissible $\tau u$. 50
**Table V-5:**Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires. 51
**Table V-6:**Calcul des armatures transversales et leurs espacements. 51
**Table V-7:**Vérification la flèche des poutres. 52
**Table V-8 :**ferraillage longitudinale des poteaux 54
**Table V-9** :Vérification des contraintes à ELS. 55
**Table V-10:**Vérification de cisaillement des poteaux a l'ELU. 56
**Table V-11**:Calcul des armatures transversales et leurs espacements. 57
**Table V-12:**Vérification de la quantité d'armatures transversales. 58
**Table V-13:**Les données de calcul. 62
**Table V-14:**Ferraillage verticales des voiles pleins, d'épaisseur 20cm.. 63
**Table V-15**:Vérification des contraintes à l'ELS. 63
**Table V-16**:Vérification des contraintes des cisaillements. 63
**Table V-17**:Détermination des armatures horizontales. 64
**Table V-18**:Calcul ferraillage verticales. 64

**Table V-19** :Vérification des contraintes à l'ELS. ..... 65
T**able V-20** :Détermination de la sollicitation de calcul de linteau 01. ..... 67
**Table V-21 :**Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux 01..... 67

**CHAPITRE VI :** Etude de l'infrastructure

**Table VI-1:**Dimensionnement des semelles filantes sous un voile..... 72
**Table VI-2:**Vérification des contraintes sous la semelle..... 72
**Table VI-3:**Dimensionnement de la poutre de libage. ..... 73
**Table VI-4:**évaluation des charges de la poutre de libage. ..... 73
**Table VI-5:**calcul les armatures longitudinales de la poutre de libage. ..... 74
**Table VI-6:**Vérification des contraintes à l'ELS..... 74
**Table VI-7:**Les armatures transversale. ..... 74
**Table VI-8:** Ferraillage de la semelle filante sous un mur. ..... 75
**Table VI-9:** Les armatures de répartition. ..... 75
**Table VI-10:**Ferraillage de la semelle filante sous plusieurs poteaux. ..... 75
**Table VI-11:** Les armatures de répartition. ..... 75
**Table VI-12:**Ferraillage de la semelle filante sous un mur. ..... 76
**Table VI-13**: Les armatures de répartition. ..... 76

# LISTE DES FIGURES

**CHAPITRE I :** PRESENTATION DE L'OUVRAGE

**Figure I-1 :** vue en plan de RDC et étages courant . ..... 2
**Figure I-2 :** vue en plan d'entre sol . ..... 3
**Figure I-3 :** plan de terrasse inaccessible. ..... 3
**Figure I-4** : Diagramme contraintes-déformations ..... 7

**CHAPITRE II :** PREDIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE

**Figure II-1 :** la surface reprise par le poteau plus sollicité. ..... 16

**CHAPITRE III :** calcul les élements secondaires

**Figure III-1** : L'acrotère ..... 19
**Figure III-2 :** Ferraillage de l'acrotère. ..... 21
**Figure III-3 :** schéma de la poutrelle avant coulage. ..... 21
**Figure III-4:** schéma Représenté un escalier ..... 24
**Figure III-5:** Dalle reposant sur 3appuis. ..... 28

**CHAPITRE IV :** etude dynamique

**Figure IV.1** :Centre de masse et centre de rigidité. ..... 34
**Figure IV.2** : spectre de réponse. ..... 35
**Figure IV.3** :Disposition des voiles. ..... 39

**CHAPITRE V :** CALCULE DES ELEMENNTS RESISTANTS

**Figure V-1** :ferraillage de poutre principale en travée ..... 52
**Figure V-2 :**ferraillage de poutre principale en appuis ..... 52
**Figure V-3 :** ferraillage de poutre secondaire en travée ..... 53
**Figure V-4:**ferraillage de poutre secondaire en appuis. ..... 53
**Figure V-5 :**Ferraillaige de poteaux 55x55 ..... 58

**Figure V-6:**Ferraillaige de poteaux 50x50. ..... 58
**Figure V-7:**Ferraillaige de poteaux 45x45. ..... 59
**Figure V-8:**Ferraillaige de poteaux 40x40. ..... 59
**Figure V-9:**Ferraillaige de poteaux 35x35. ..... 59

**CHAPITRE VI :** Etude de l'infrastructure

**Figure VI-1 :**Vérification de chevauchement..... 71
**Figure VI-2:**Le choix finale des semelles. ..... 72

# INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de MEDEA, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de Génie Civil.

Pour cela on a choisi d'effectuer notre projet suivant les propositions faites par le bureau d'étude « CABINET CONCEPT ».

La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin d'études, En effet il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution.

Le thème à traiter est l'étude d'un bâtiment multifonctionnel comportent un entre -sol commercial, un RDC et six étages à destination d'habitation (R +6+entre-sol) à Alger, Alger .

Le présent document est une synthèse des travaux effectués. Il détaillera les démarches de calculs utilisés et donnera les références sur lesquelles nous nous sommes appuyés.

Nous allons à présent étudier successivement plusieurs points :

- Présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Predimensionnement des éléments structuraux.
- Calcul des éléments secondaires (plancher, escalier, acrotère…)
- Etude dynamique et sismique, on a utilisé le logiciel de calcul SAP2000V20
- Etude des portiques et des voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure.
- Estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, choix du type de fondation le plus convenable, calcul et ferraillage de l'ensemble des éléments assurent la stabilité de la superstructure.
- Récapitulation du travail réalisé résumé dans la conclusion générale.

# CHAPITRE I :
# PRESENTATION DE L'OUVRAGE

## I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'objet de notre étude est le calcul d'un bâtiment de sept niveaux plus entre sol (RDC + six étages + entre sol) à usage d'habitation avec une terrasse inaccessible.

Cette bâtiment, implanté dans la commune de Alger (wilaya de Alger), région classée par le RPA99 version 2003 comme une zone sismicité (III).

La circulation verticale d'un étage à l'autre s'effectue par un escalier

Les planchers sont des diaphragmes rigides horizontaux, constitués par des dalles en corps creux.

## I.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT

### I.2.1. Dimensions en élévation

- Hauteur du RDC et des étages courants ……h = 3.24 m
- Hauteur totale du bâtiment ……H= 22.68 m

### I.2.2. Dimension en plan

-Largeur totale du bâtiment ……. L = 26.85 m

-Langueur totale du bâtiment ……L = 26.85 m



**Figure 0-1 :** vue en plan de RDC et étages courant .

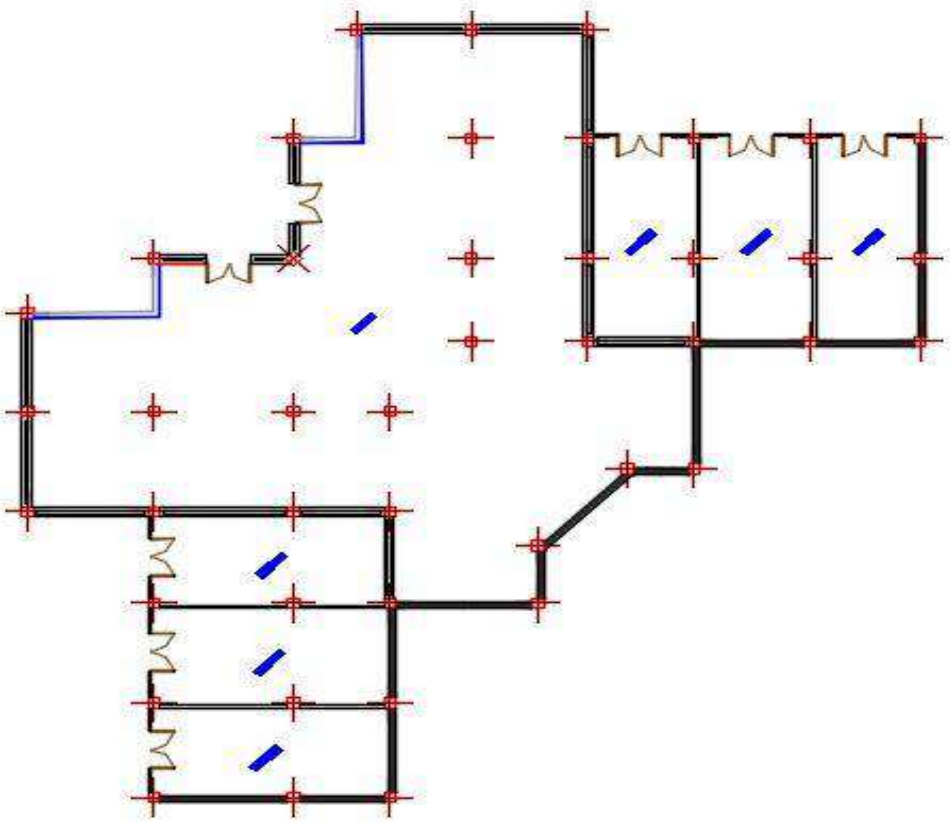


**Figure 0-2 :** vue en plan d'entre sol .

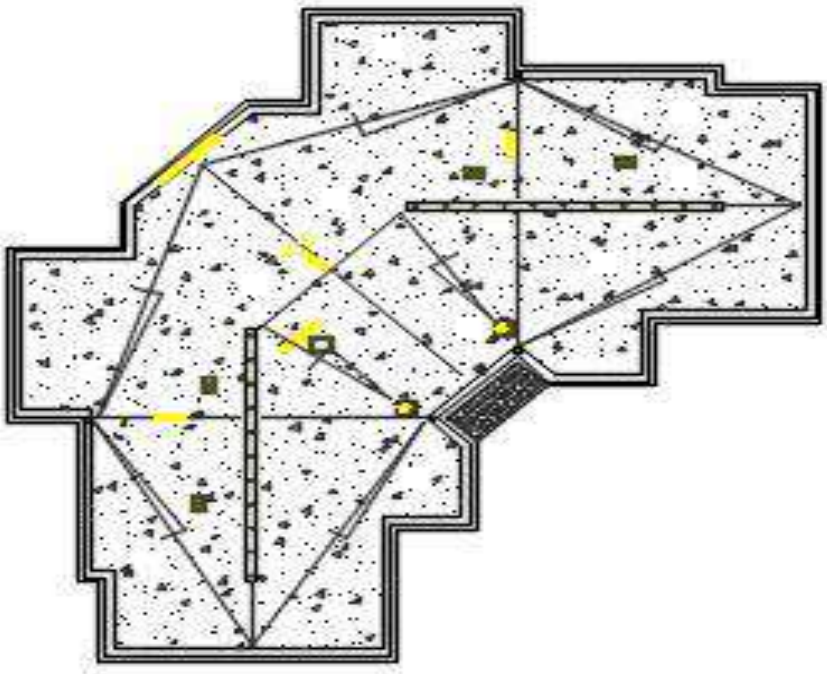


**Figure 0-3 :** plan de terrasse inaccessible.

## I.3. L'OSSATURE

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble des efforts suivants :

- Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et de la surcharge d'exploitations ;
- Les efforts horizontaux dus au séisme ;

L'ossature du bâtiment sera contreventée par un système mixte, assuré par des voiles et portiques en béton armé.

## I.4. PLANCHERS

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Leur rôle est de résister aux charges verticales et de les transmettre aux éléments porteurs de la structure résistante.

## I.5. MAÇONNERIE

Toute la maçonnerie du bâtiment sera exécutée en brique creuse. On a deux types :

### a. Murs extérieurs

Les murs extérieurs sont des murs de façade qui assure la fermeture de l'enveloppe du bâtiment sans participer à sa stabilité (les charges étant transférées à la fondation principale par des raccordements aux planchers ou aux colonnes du bâtiment). Les panneaux sont donc appuyés, étage par étage, sur un squelette fixe.

### b. Murs intérieurs

Les murs simples sont des cloisons de séparation de 10 cm d'épaisseur.

## I.6. REVETEMENT

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers ;
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau ;
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs ; murs des sales d'eau et cage d'escalier ;
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

## I.7. LES ESCALIERS

Notre structure comporte un seul type d'escalier : escalier droit trois volées

## I.8. L'ACROTERE

Au niveau de la terrasse (inaccessible), le bâtiment est entourée d'un acrotère réaliser en béton armé

## I.9. FONDATION

Les fondations sont des éléments dont le rôle est la transmission des charges induites par la structure au sol. Autrement dit c'est le support de la structure.

Pour notre projet les fondations seront choisies conformément au rapport du sol :

- résistance mécanique ;
- imperméabilité à l'eau.

## I.10. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

### I.10.1. Béton :

Le béton est une pierre artificielle obtenue en mélangeant en proportions convenables selon une composition adéquate du ciment, granulats (gravier, sables) et de l'eau de gâchage.

#### I.10.1.1. Caractéristique du béton :

- ✓ Facile à la fabrique et à la mettre en œuvre.
- ✓ Bonne résistance à la compression.
- ✓ Bonne résistance aux actions climatiques.
- ✓ Faible résistance à la traction.

#### I.10.1.2. Ciment

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

#### I.10.1.3. Granulat

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

- ✓ Sable de dimension 0/5 (afin d'assurer une bonne compacité du béton).
- ✓ Gravier de dimension (3/8, 8/15, 15/25) (afin d'assurer un bonne résistance)

#### I.10.1.4. Eau de gâchage

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

#### I.10.1.5. Adjuvant

L'adjuvant est un produit incorporé au moment de malaxage du béton à un dosage approprié en masse du béton, pour modifier les propriétés du mélange à l'état frais et ou à l'état durci.

#### I.10.1.6. La résistance de béton fc28

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

### I.10.2. Les aciers

#### I.10.2.1. Types d'acier

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa nuance et sa forme géométrique; les aciers du béton armé sont sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable par rapport à son diamètre, il existe des aciers à surface externe lisse et d'autres a surface rugueuse. Les caractéristiques techniques et géométriques sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau 0-1** :Caractéristiques de matériaux.

| Type d'acier | Nuances | Limite d'élasticité (MPa) | Utilisations |
|---|---|---|---|
| **Rond lisse** | $F_eE220$ | 215 | Cadres, étiers des poteaux et des poutres, pièces préfabriqués |
| | $F_eE240$ | 235 | |
| **Acier HA Type 1** | $F_eE400$ | 400 | Tous les travaux en béton armé |
| | $F_eE500$ | 500 | |
| **Acier HA Type 2** | $F_eE400$ | 400 | Emplois sous forme de barres directes ou sous forme de treille |
| | $F_eE500$ | 500 | |
| **Treillis soudés** | $TLE520$ | 520 | Emplois courant pour : Radier, Voile, Planchers, Dallage |
| | $TLE500$ | 500 | |

### I.10.2.2. Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit le type et la nuance de l'acier utilisé, il est de l'ordre de $E_s = 2.10^5$ MPa **CBA93 Art [A.2.2.1]**

### I.10.2.3. Contraintes limites

#### I.10.2.3.1. Etat limite ultime (ELU)

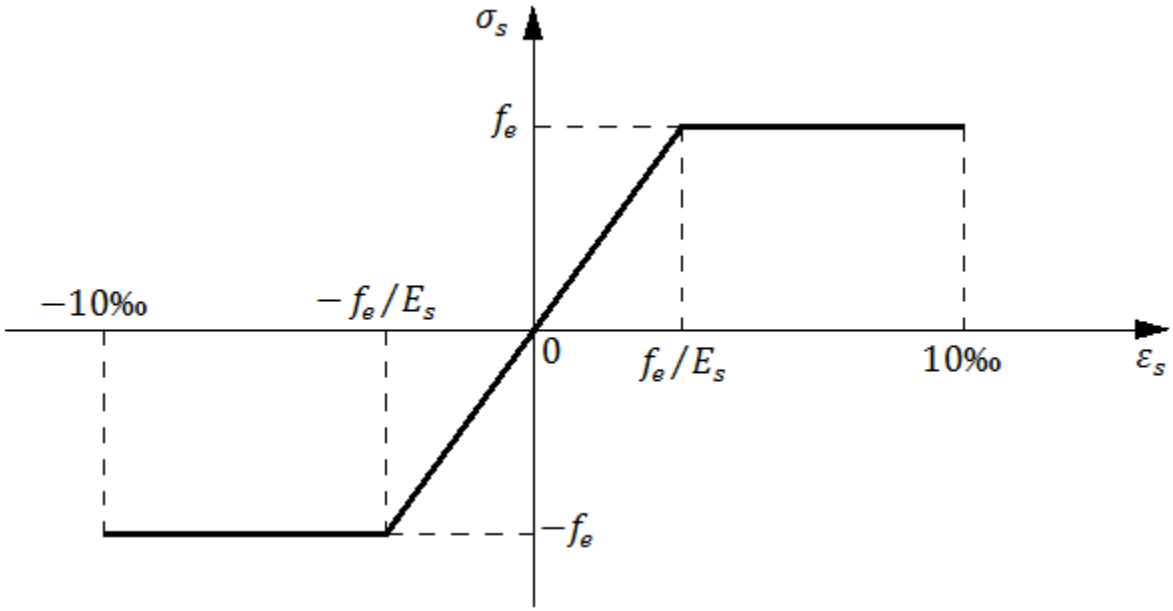



**Figure 0-4** : Diagramme contraintes-déformations

Avec :

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

σs : Contrainte de l'acier

$f$e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier

γs : Coefficient de sécurité

γs= 1.15 (Situation durable)

γs=1 (situation accidentelle)

### I.10.2.3.2. Etat limite de service (ELS)

Il s'agit de la limite d'ouverture des fissures, ces dernières se présentent en trois cas engendrant des contraintes différentes :

Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer

Fissuration préjudiciable : $\sigma s = min\left\{\frac{2fe}{3}; 110\sqrt{\eta ftj}\right\}$ MPa

Fissuration très préjudiciable : $\sigma s = \min\left\{\frac{1fe}{2}; 90\sqrt{\eta ftj}\right\}$ MPa

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

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

# CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE

## II.1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisir les dimensions des éléments de la structure selon les règlements RPA99 Version 2003 et CBA93.

Il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment, à savoir :

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

## II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure, leur fonction principale est de résister et supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation afin de la transmettre aux éléments porteurs.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher corps creux ;
- Plancher dalle pleine.

## II.3. PLANCHER A CORPS CREUX

Ils sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux.

La hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

$$(L_{max}/25) \leq ep \leq (L_{max}/20)$$

**Table 0-1 :** Pré dimensionnement des planchers corps creux

| $\mathbf{L_{max} = 4.2\ m}$ | | |
|---|---|---|
| $\mathbf{L_{max}}/25$ (cm) | ep (cm) | $L_{max}/20$ (cm) |
| 16.8 | **20** | 21 |

Donc, on opte pour un plancher à corps creux : h= 20 cm (16+4).

Avec L : longueur maximale de la poutrelle ; ep : l'épaisseur de plancher.

## II.4. PLANCHER DALLE PLEINE

- **Critère de résistance**

Dalle reposant sur 4 appuis $L_{max}/45$ (cm) ≤ **ep** ≤ $L_{max}/40$ (cm)

**Table 0-2 :** Pré dimensionnement des planchers dalle pleine.

| L | $\mathbf{L_{max}}/45$ (cm) | ep (cm) | $\mathbf{L_{max}}/40$ (cm) |
|---|---|---|---|
| 5 m | 11.111 | 15 | 12.5 |

Donc, on opte pour un plancher à dalle pleine : h= 15cm

Avec : L : longueur minimale ; ep : l'épaisseur de la dalle

## II.5. EVALUATION DES CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES D'EXPLOITATIONS

### II.5.1. Plancher terrasse inaccessible (corps creux)

**Table 0-3** :Evaluation des charges permanentes des planchers terrasse.

| Composantes | Epaisseur (m) | Poids volumique ($KN/m^3$) | Poids surfaciques ($KN/m^2$) |
|---|---|---|---|
| Gravier roulé (8/15) | 0.04 | 20 | 0.80 |
| Etanchéité multicouches | 0.02 | 6 | 0.12 |
| Papier kraft | - | - | 0.05 |
| Film poly âne | - | - | 0.01 |
| Liège (isolant) | 0.04 | 4 | 0.16 |
| Par vapeur | 0.01 | 6 | 0.06 |
| Forme de pente | 0.10 | 22 | 2.20 |
| Plancher (16+4) | 0.2+0.04 | - | 3.2 |
| Enduit plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| | | | G=6.8$KN/m^2$ |

### II.5.2. Plancher étage courant (corps creux)

**Table 0-4:** Evaluation des charges permanentes des planchers courants (corps creux)

| Composantes | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/$\mathbf{m^3}$) | Poids surfaciques (KN/$m^2$) |
|---|---|---|---|
| Carrelage | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| Plancher 16+4 | 0.2+0.04 | - | 3.2 |
| Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| murs simples cloison | 0.10 | - | 1.62 |
| | | | G=6.36 KN/$m^2$ |

### II.5.3. Plancher étage courant (dalle pleine)

**Table 0-5:** Evaluation des charges permanentes des planchers courants (dalle pleine)

| Composantes | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/$\mathbf{m^3}$) | Poids surfaciques (KN/$m^2$) |
|---|---|---|---|
| Carrelage | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| Dalle pleine | 0.15 | - | 3.75 |
| Enduit en ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| murs simples cloison | 0.10 | - | 1.62 |
| | | | G=7.07 KN/$m^2$ |

### II.5.4. Maçonneries

- **Murs extérieurs (doubles-cloisons)**

**Table 0-6:**Charge permanente du mur double cloison.

| Composantes | Epaisseur (m) | Poids volumiques ($KN/m^3$) | Poids surfaciques ($KN/m^2$) |
|---|---|---|---|
| Enduit en ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| Brique creuse | 0.10 | 9 | 0.90 |
| Lame d'aire | - | - | - |
| Brique creuse | 0.10 | 9 | 0.90 |
| Enduit en ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| | | | G=2.52 $KN/m^2$ |

- **Murs intérieurs (simple cloison)**

**Table 0-7:**Charge permanen.te du mur simple cloison

| **Composantes** | **Epaisseur (m)** | **Poids volumiques ($KN/m^3$)** | **Poids surfaciques ($KN/m^2$)** |
|---|---|---|---|
| **Enduit en ciment** | 0.02 | 18 | 0.36 |
| **Brique creuse** | 0.10 | 9 | 0.9 |
| **Enduit en ciment** | 0.02 | 18 | 0.36 |
| | | | G=1.62 $KN/m^2$ |

## II.6. CHARGES D'EXPLOITATION

**Table 0-8:** Charges d'exploitation.

| Niveaux | Usage | Q( $KN/m^2$ ) |
|---|---|---|
| Terrasse inaccessible | - | 1 |
| Etage courant | Habitation | 1.5 |
| RDC | Habitation | 1.5 |

## II.7. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

D'après la formule empirique, les dimensions des poutres doivent respecter la condition suivante :

$$L/20\ (cm) \leq h \leq L/16\ (cm)$$

$$0.27h\ (cm) \leq b \leq 0.36h\ (cm)$$

### II.7.1. Les poutres principales

**Table 0-9**:Pré dimensionnement des poutres principales.

| $\mathbf{L_{max}}$ = 5.00 m | | |
|---|---|---|
| $\mathbf{L_{max}}$ /20 | h(cm) | $L_{max}$ /16 |
| 25 | 40 | 31.25 |
| 0.27h (cm) | b(cm) | 0.36h (cm) |
| 10.8 | 30 | 14.4 |

Donc, on adopte pour une poutre principale de section (30x40).

### II.7.2. Poutres secondaires

Longueur maximale des poutres secondaires

**Table 0-10:**Pré dimensionnement des poutres secondaires.

| $\mathbf{L_{max}}$ = 4.45 m | | |
|---|---|---|
| $\mathbf{L_{max}}$ /20 | h(cm) | $L_{max}$ /16 |
| 22.25 | 30 | 27.81 |
| 0.3h (cm) | b(cm) | 0.7h(cm) |
| 9 | 30 | 21 |

Donc, on adopte pour une poutre secondaire de section (30x30).
Avec :

L : la plus grande portée dans le sens considéré entre nu d'appuis ;

h : la hauteur de la poutre ;

b : largeur de la poutre ;

### II.7.3. Vérification selon RPA99 version 2003 Art [7.5.1]

Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

**Table 0-11:** vérification selon RPA99 version 2003

| | Poutre principale | | Poutre secondaire | |
|---|---|---|---|---|
| h≥ 30cm | 40 | Vérifie | 30 | Vérifie |
| b≥20cm | 30 | Vérifie | 30 | Vérifie |
| h/b≤4 | 1.33 | Vérifie | 1 | Vérifie |

## II.8. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES RPA99 VERSION 2003 ART [7.7.1]

Pour le pré dimensionnement de cet élément le règlement en exige une épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h.

**Table 0-12:** Pré dimensionnement des voiles.

| Les voiles | $\mathbf{h_e}$= h - $\mathbf{h_{ps}}$ (cm) | a≥ $\mathbf{h_e}$/22 | $\mathbf{a_{adoptée}}$ (cm) |
|---|---|---|---|
| Etage courant | 294 | 13.36 | 15 |

Avec

h : la hauteur d'étage ;

$h_e$ : la hauteur libre ;

$h_s$ : la hauteur de la poutre secondaire.

## II.9. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitations à l'état limite ultime (Nu = 1.35 G+1.5Q) selon le **CBA93 Art [B.8.4.1].**

### II.9.1. Etapes de pré dimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité ;
- Calcule de la surface reprise par le poteau ;
- Détermination des charges permanentes et d'exploitations revenant à ce poteau ;
- Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travée

$\mathbf{N_u} = \mathbf{1.1\ N_u}$ $(poteaux\ intermediare)$;

$\mathbf{N_u} = \mathbf{1.15\ N_u}$ $(poteaux\ de\ rive)$**)** **CBA93 [ART B.8.1.1]** ;

L'effort normal ultime agissant sur un poteau droit $N_u$ doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ultime} \leq \alpha \left[\frac{B_r * F_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A\ \frac{F_e}{\gamma_s}\right]$$

Avec :

$N_{ultime}$ : Effort normale admissible à l'ELU ;

$B_r$ : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réel un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie «$B_r$ = (b-2cm)x(h-2cm)» ;

$F_{c28}$ et $F_e$ : Résistance caractéristique du béton et de l'acier ;

$A_s$ : Section d'armature dans le poteau prise égale à 0.1% de la section réel du poteau (A = B/1000) ;

$\gamma_b$ et $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité du béton et de l'acier (situation durable : $\gamma_b$ =1.5 ; $\gamma_s$ = 1.15;

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2} \\ \alpha = 0.06(\frac{50}{\lambda})^2 \end{cases} \quad \text{pour} \quad \begin{cases} \lambda \leq 50 \\ 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec :

$\lambda = \frac{L_f}{i}$ c'est l'élancement géométrique ou :

$L_f$ : Longueur de flambement qui est défini par le CBA 93 comme suit :

- $0.7*L_0$ : si le poteau est à ses extrémités
- $L_0$ : Dans les autres cas.

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

### II.9.2. Calcul l'effort normal ultime Nu [2]

On calcul les charges permanente et les surcharges d'exploitations reprisent par le poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

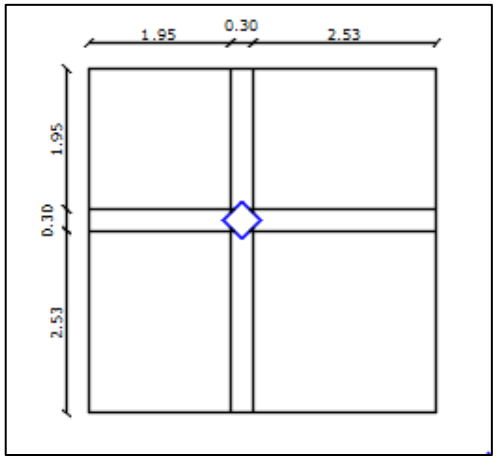



**Figure 0-1 :** la surface reprise par le poteau plus sollicité.

### II.9.3. La Surface reprise par le poteau plus sollicité

| | | |
|---|---|---|
| La surface partielle | $S_p$ = (4.6/2) x 2+(5.1/2)*2 | $S_p$ = 23.46 $m^2$ |
| La surface totale | $S_t$ = 5 x 5.5 | $S_t$ = 27.5 $m^2$ |

### II.9.4. Calcul l'effort normal ultime de chaque niveaux

**Table 0-13 :**l'effort normal ultime de chaque niveaux.

| Etage | a (cm) | Lf (m) | i=b/(√12) (m) | Λ | fc28(Mpa) | B(cm2) | Br(cm2) | AS(cm2) | A | NU(kN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6 | 35 | 2.268 | 0.101 | 22.45 | 25 | 1225 | 1089 | 1.225 | 0.78539 | 1617.33 |
| 5 | 35 | 2.268 | 0.101 | 22.45 | 25 | 1225 | 1089 | 1.225 | 0.78539 | 1617.33 |
| 4 | 40 | 2.268 | 0.115 | 19.64 | 25 | 1600 | 1444 | 1.6 | 0.79963 | 2182.78 |
| 3 | 40 | 2.268 | 0.115 | 19.64 | 25 | 1600 | 1444 | 1.6 | 0.79963 | 2182.78 |
| 2 | 45 | 2.268 | 0.130 | 17.46 | 25 | 2025 | 1849 | 2.025 | 0.8097 | 2829.52 |
| 1 | 45 | 2.268 | 0.130 | 17.46 | 25 | 2025 | 1849 | 2.025 | 0.8097 | 2829.52 |
| Rdc | 50 | 2.268 | 0.144 | 15.71 | 25 | 2500 | 2304 | 2.5 | 0.81706 | 3557.19 |
| Entr-sol | 55 | 2.268 | 0.159 | 14.28 | 25 | 3025 | 2809 | 3.025 | 0.8226 | 4365.57 |

### II.9.5. Descente des charges [DTR charge et surcharge B.C.22] [3]

#### II.9.5.1. Surcharges d'exploitation

Comme il est rare que toutes les surcharges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

$Q0+\frac{3+n}{2n}$ (Q1+Q2+……+Qn).

Avec :

n : nombre d'étage en démarre de haut en bas.

Q0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q1, Q2….Qn : les charges d'exploitation des planchers respectifs.

**Table 0-14:** surcharges d'exploitation.

| Etage | | Q(KN) | n | 3+n/2n | Qcum (kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 6 | Q0 | 18.43 | 0 | 0 | 18.43 |
| 5 | Q1 | 27.645 | 1 | 1 | 46.075 |
| 4 | Q2 | 27.645 | 2 | 0.95 | 70.9555 |
| 3 | Q3 | 27.645 | 3 | 0.9 | 93.0715 |
| 2 | Q4 | 27.645 | 4 | 0.85 | 112.423 |
| 1 | Q5 | 27.645 | 5 | 0.8 | 129.010 |
| rdc | Q6 | 27.645 | 6 | 0.75 | 142.833 |
| Entr-sol | Q7 | 27.645 | 7 | 0.71429 | 156.655 |

#### II.9.5.2. Charges permanentes

Calcul les charges de chèque niveau

$G_{pp/ps}$ = L x b x h x ρb

$G_{pot}$= H x b x h x ρb

$G_{plancher\ EC/terrasse}$= poids propres x Sp

**Table 0-15:** charges permanentes de chaque niveau.

| Etage | Gplancher(KN) | G pot (KN) | Gpp (KN) | Gpp (KN) | G (KN) | Gcum (KN) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6 | 107.651 | 9.9225 | 13.275 | 13.275 | 144.124 | 144.124 |
| 5 | 95.5748 | 9.9225 | 13.275 | 13.275 | 132.047 | 276.171 |
| 4 | 95.5748 | 12.96 | 13.275 | 13.275 | 135.085 | 411.256 |
| 3 | 95.5748 | 12.96 | 13.275 | 13.275 | 135.085 | 546.340 |
| 2 | 95.5748 | 16.4025 | 13.275 | 13.275 | 138.527 | 684.868 |
| 1 | 95.5748 | 16.4025 | 13.275 | 13.275 | 138.527 | 823.395 |
| rdc | 95.5748 | 20.25 | 13.275 | 13.275 | 142.375 | 965.770 |
| Entr-sol | 95.5748 | 24.5025 | 13.275 | 13.275 | 146.627 | 1112.397 |

### II.9.6. Vérification de l'effort normal de chaque niveau

**Table 0-16 :**charges permanentes de chaque niveau .

| Etage | Gcum (KN) | Qcum (kN) | NU | 1,1*NU | NU (kN) | vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 6 | 144.124 | 18.43 | 222.212 | 244.433 | 1617.33 | cv |
| 5 | 276.171 | 46.075 | 441.943 | 486.137 | 1617.33 | cv |
| 4 | 411.256 | 70.9555 | 661.628 | 727.791 | 2182.78 | cv |
| 3 | 546.340 | 93.0715 | 877.167 | 964.883 | 2182.78 | cv |
| 2 | 684.868 | 112.423 | 1093.21 | 1202.53 | 2829.52 | cv |
| 1 | 823.395 | 129.010 | 1305.1 | 1435.61 | 2829.52 | cv |
| rdc | 965.77 | 142.833 | 1518.04 | 1669.84 | 2829.52 | cv |
| Entre-sol | 1112.4 | 156.655 | 1736.72 | 1910.39 | 2829.52 | cv |

# CHAPITRE III :
# CALCUL LES ELEMENTS SECONDAIRES

## III.1. INTRODUCTION

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme tels ; dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

## III.2. L'ACROTERE

L'acrotère est un élément non structural en béton armé, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation.

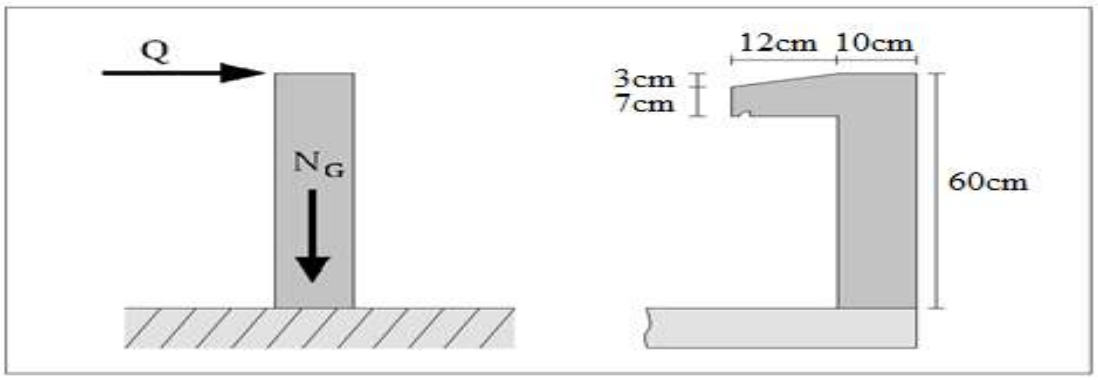



**Figure 0-1** : L'acrotère

### III.2.1. Evaluation des charges

- **Charge permanente**

$$G = S \times \rho \quad \Longrightarrow \quad G \ \ 1.755 KN/ml$$

- **Charge d'exploitation**

$$Q = 1.5 \text{ KN/ml}$$

### III.2.2. Détermination des efforts

**Table 0-1** : Les efforts .

| $N_u$ (KN) | $M_u$ (KN.m) | $T_u$ (KN) | $N_{ser}$ (KN) | $M_{ser}$ (KN.m) |
|---|---|---|---|---|
| 2.40 | 0.90 | 1.5 | 1.78 | 0.60 |

### III.2.3. Calcul ferraillage et vérification des contraintes normales à l'ELS

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

**Table 0-2:**Les sections d'armatures à l'ELU.

| $A_{s1}(cm^2)$ | $A_{s2}(cm^2)$ | $A_{ré}(cm^2)$ | $A_{s1\ choisi}(cm^2)$ | $A_{s2\ choisi}(cm^2)$ | $A_{ré\ 1et\ 2\ choisi}(cm^2)$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 0.37 | 0.37 | 1.1 | 6HA8=3.01 | 6HA8=3.01 | 4HA8=2.01 |
| | | | $S_{t\ choisi}$=15cm | $S_{t\ choisi}$=15cm | $S_{t\ 1et\ 2\ choisi}$=15cm |

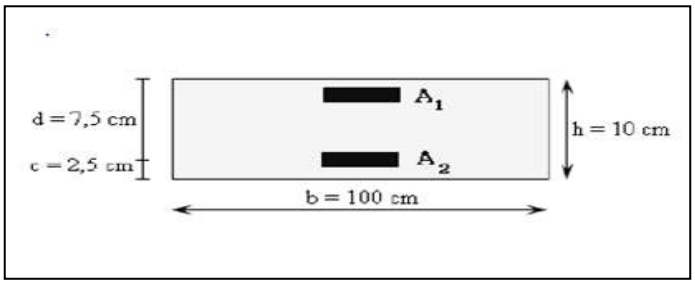



**Table 0-3:** Vérification des contraintes à l'ELS.

| $\sigma_b$(Mpa) | $\sigma_{b\ adm}$(Mpa) | Vérification | $\sigma_{s1}$(Mpa) | $\sigma_{s2}$(Mpa) | $\sigma_{s\ adm}$(Mpa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.4 | 15 | CV | 2.3 | 2.8 | 201.6 | CV |

Donc ont adopté même section d'armateur choisi à l'E.L.U.

### III.2.4. Vérification de l'effort tranchant

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

$$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d} \quad \Rightarrow \quad F = -11.83\ kN$$

F < 0, alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, il n'y a aucune vérification à faire.

### III.2.5. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement a l'ELU

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.02\ MPa$$

$$\bar{\tau} = \min\left[0.15\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ; 4\ \text{MPa}\right] = 2.5\ \text{MPa}\ \ \text{(fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0.02\ \text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5\ \text{MPa}\ \ \text{(C.V)}$$

Donc il n'y pas de risque de cisaillement du béton

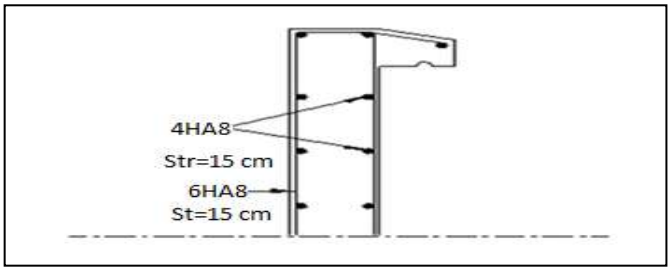



**Figure 0-2 :** Ferraillage de l'acrotère.

## III.3. LES POUTRELLES

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

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

### a. Etape 1

- **Avant coulage**

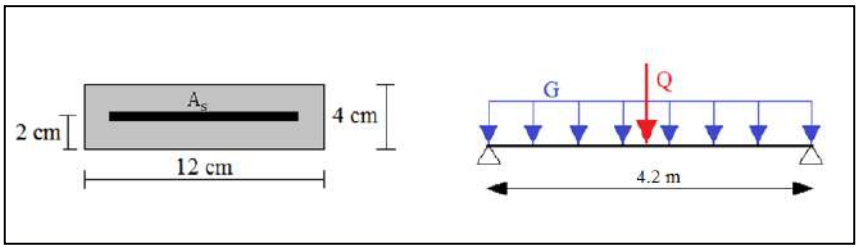



**Figure 0-3 :** schéma de la poutrelle avant coulage.

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

- Son poids propre.
- Le poids de corps creux (entrevous).
- Une charge concentrée {son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

### III.3.1. Détermination du nombre d'étaiements

**Table 0-4:**Les charges de poutrelle avant coulage.

| | |
|---|---|
| **L** = 4.2 m | **G** = 0.77 KN/ml |
| | **Q** = Max[1 KN, 0.5L] = 2.1 KN |

### III.3.2. Vérification de la flèche

$$f = \frac{5*G*L^4}{384*E*I} + \frac{Q*L^3}{48*E*I}$$

- $f_{bar} = \frac{L}{1000} + 0.5$ cm pour L >5m
- $f_{bar} = \frac{L}{500}$ pour L ≤5m

**Table 0-5**:Le nombre des étaiements.

| Etaiement | G | Q | $f_{c28}$ | E Mpa | L(m) | I($cm^4$) | $f_{max}$(mm) | $f_{bar}$(mm) | $f < f_{bar}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 0.77 | 2.1 | 25 | 32000 | 4.2 | 64 | 310.60 | 8.4 | CNV |
| 1 | 0.77 | 1.05 | 25 | 32000 | 2.1 | 64 | 19.41 | 4.2 | CNV |
| 2 | 0.77 | 1 | 25 | 32000 | 1.4 | 64 | 4.67 | 2.8 | CNV |
| 3 | 0.77 | 1 | 25 | 32000 | 1.05 | 64 | 1.77 | 2.1 | CV |

**Remarque**

La flèche maximale de la poutrelle est plus grande par rapport à la flèche admissible cependant la section de la poutrelle est faible, il faut ajouter des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage de la table de compression. Donc on doit disposer trois des étaiements.

**b. Etape 2**

- **Après coulage**

La poutrelle est considérée comme une poutre continuée.

### III.3.3. Méthodes de calcul

#### III.3.3.1. Méthode forfaitaire

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes au tableau ci-dessus :

**Table 0-6** : Charges, surcharges et efforts aux E.L.U et E.L.S.

| | G KN/m | Q KN/m | $P_u$ KN/m | $P_{ser}$ KN/m | Q≤2G | Q≤5 | 0.8<Li / Li+1 <1.25 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Plancher terrasse | 6.4 | 1 | 6.59 | 4.81 | CV | CV | CNV |
| Plancher EC | 5.64 | 1.5 | 6.41 | 4.64 | CV | CV | CNV |

donc:On utilise la méthode de Caquot et on adopte les sollicitations suivantes

**Table 0-7:**les sollicitations max en travée et aux appuis .

| | ELU | | | | ELS | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $M_0$ (KN.m) | $M_t$ (KN.m) | $M_a$ (KN.m) | T (KN) | $M_0$ (KN.m) | $M_t$ (KN.m) | $M_a$ (KN. m) |
| Plancher terrasse | 14.53 | 9.40 | 10.26 | 16.28 | 10.60 | 6.86 | 7.48 |
| Plancher EC | 14.13 | 9.14 | 9.98 | 15.84 | 10.23 | 6.62 | 7.22 |

### III.3.4. Calcul du ferraillage et vérification des contraintes des poutrelles

#### III.3.4.1. Calcul du ferraillage à l'ELU

**Table 0-8:** la section d'armateur .

| $A_{s1}(cm^2)$ | $A_{s2}(cm^2)$ | $A'_{s1}(cm^2)$ | $A'_{s2}(cm^2)$ | $A_{s1ch}(cm^2)$ | $A_{s2ch}(cm^2)$ | $A'_{s1ch}(cm^2)$ | $A'_{s2ch}(cm^2)$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.52 | 0 | 0 | 2.25 | 3HA10 | 1HA10 | 3HA10 | 1HA10+1chHA14 |
| | | | | 2.36 | 0.79 | 2.36 | 2.32 |

#### III.3.4.2. Vérification des contraintes normales à l'ELS

**Table 0-9:**vérification des contraintes .

| Vérification des contraintes à L'ELS | | | | |
|---|---|---|---|---|
| En travée | $\sigma_b$=4.04 Mpa | $\sigma_{badm}$=15Mpa | CV | |
| En appuis | $\sigma_b$=4.49 Mpa | $\sigma_{badm}$=15Mpa | CV | |

Donc ont adopté même section d'armateur choisi à l'E.L.U.

### III.3.4.3. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU

Table 0-10 :vérification des contraintes tangentielles.

| $\tau_u$(Mpa) | $\bar{\tau}$(Mpa) | Vérification | $S_t$(cm) | $S_{ch}$(cm) | $A_{t\,min}$(cm²) | $A_{t\,ch}$(cm²) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.13 | 3.33 | CV | 16.2 | 15 | 0.12 | 2HA6=0.57 | CV |

Donc il n'y pas de risque de cisaillement du béton

### III.3.4.4. Vérification des fléchés à l'ELS

**Table 0-11:**vérification des fléchés .

| $M_t$(KN.m) | $A_{s1ch}$(cm²) | $A_{s2ch}$(cm²) | f(mm) | $f_{adm}$(mm) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|
| 6.62 | 1.57 | 0.79 | 7.7 | 8.4 | CV |

## III.4. LES ESCALIERS

Les escaliers est une suite de plans horizontaux, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre aisément et sans danger.

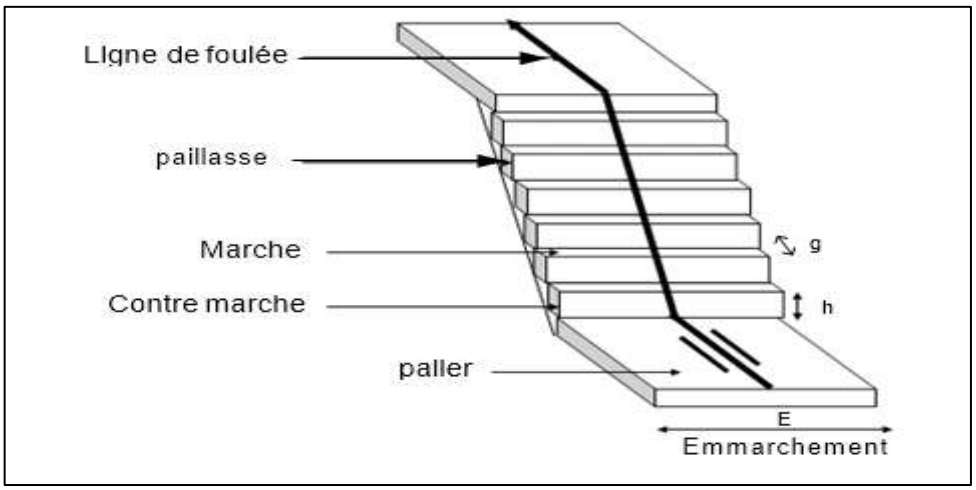



**Figure 0-4:** schéma Représenté un escalier

Table 0-12:Dimensions de l'escalier

| $L_{max}$(m) | $n_{contre\ marche}$ | n-$2_{marche}$ | h (cm) | g (cm) | $e_p$(cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| 5.45 | 8 | 6 | 18 | 30 | 20 |

### III.4.1. Evaluation des charges et surcharges

- **Paillasse**

**Table 0-13 :** :Evaluation de la charge permanente de paillasse.

| Composantes | Epaisseur (m) | Poids volumique ($KN/m^3$) | Poids surfaciques ($KN/m^2$) |
|---|---|---|---|
| Carrelage | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| Poids propre des marches | 0.18/2 | 25 | 2.25 |
| Dalle du paillasse | 0.2/cos(α) | 25 | 6.40 |
| Enduit en ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| | | | **G = 10.35KN/m²** |

Table 0-14

- **palier de repos**

**Table 0-15** :Evaluation de la charge permanente de palier de repos.

| Composantes | Epaisseur (m) | Poids volumique ($KN/m^3$) | Poids surfaciques ($KN/m^2$) |
|---|---|---|---|
| Carrelage | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Mortier de pose | 0.02 | 20 | 0.40 |
| Lit de sable | 0.03 | 18 | 0.54 |
| Dalle du palier | 0.2 | 25 | 5 |
| Enduit en ciment | 0.02 | 18 | 0.36 |
| | | | **G = 6.7 KN/m²** |

**Surcharge d'exploitation Q= 2.5 KN**/$m^2$

| ELU | |
|---|---|
| $M_t$ = 37.18 KN.m | $M_a$ = 21.87 KN.m |
| ELS | |
| $M_t$ = 26.67 KN.m | $M_a$ = 15.69 KN.m |

### III.4.2. Calcul du ferraillage à l'ELU

**Table 0-16:**La section d'armateur .

| | | | |
|---|---|---|---|
| En travée | A = 7.76 $cm^2$ | $A_{choisie}$ = 9HA12 =10.18 $cm^2$ | $S_t$ = 15 |
| | $A_r = 2.55cm^2$ | $A_{r\ choisie}$ = 6HA10 = 4.71 $cm^2$ | $S_t$ = 20 |
| En appuis | A = 4.46 $cm^2$ | $A_{choisie}$ = 9HA12 = 10.18 $cm^2$ | $S_t$ = 15 |
| | $A_r = 2.55cm^2$ | $A_{r\ choisie}$ = 6HA10 = 4.71 $cm^2$ | $S_t$ = 20 |

### III.4.3. Vérification des contraintes normales à l'ELS

**Table 0-17:**vérification des contraintes .

| Vérification des contraintes à L'ELS | | | |
|---|---|---|---|
| En travée | $\sigma_b$=6.65 Mpa | $\sigma_{badm}$=15Mpa | CV |
| En appuis | $\sigma_b$=3.91 Mpa | $\sigma_{badm}$=15Mpa | CV |

Donc on adopté même section d'armateur choisi à l'E.L.U.

### III.4.4. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU

Table 0-18:vérification des contraintes tangentielles .

| $\tau_u$(Mpa) | $\tau_{adm}$(Mpa) | Vérification |
|---|---|---|
| 0.17 | 3.33 | CV |

### III.4.5. Vérification des fléchés à l'ELS

**Table 0-19:**vérification des fléchés .

| $M_t$(KN.m) | $A_{s1ch}(cm^2)$ | $A_{s2ch}(cm^2)$ | f(mm) | $f_{adm}$(mm) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|
| 26.67 | 10.18 | 0 | 6.8 | 10.45 | CV |

## III.5. CONSOL

### III.5.1. Pré dimensionnement

| |
|---|
| L = 1.3 m |
| h=35cm |
| b=30cm |

### III.5.2. Evaluation des charges

Table 0-20: Les charges de Consol.

| $R_u$ (KN/ml) | $R_s$ (KN/ml) | $G_{poutre}$ (KN) | $P_u$ (KN) | $P_s$ (KN) |
|---|---|---|---|---|
| 47.95 | 34.69 | 2.625 | 39.48 | 29.63 |

### III.5.3. Calcul les efforts

**Table 0-21:** Les efforts de Consol.

| | $R_A = R_B$ (KN) | $M_a$ = (KN.m) | $M_t$ (KN.m) |
|---|---|---|---|
| ELU | 61.01 | -39.66 | 39.66 |
| ELS | 44.05 | -28.63 | 28.63 |

### III.5.4. Calcul du ferraillage à l'ELU

**Table 0-22:** Le ferraillage à l'ELU.

| | $M_u$ | μ | B | A ($cm^2$) | $A_{choisie}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|
| En travée | 39.66 | 0.088 | 0.954 | 3.68 | 3HA14=4.62 |
| En appuis | -39.66 | 0.088 | 0.954 | 3.68 | 3HA14=4.62 |

### III.5.5. Vérification des contraintes normales à l'ELS

**Table 0-23:**vérification des contraintes normales.

| Vérification des contraintes à L'ELS | | | |
|---|---|---|---|
| En travée | $\sigma_b$=6.45 Mpa | $\sigma_{badm}$=15Mpa | CV |
| En appuis | $\sigma_b$=6.45 Mpa | $\sigma_{badm}$=15Mpa | CV |

Donc ont adopté même section d'armateur choisi à l'E.L.U.

### III.5.6. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU

**Table 0-24:**vérification des contraintes tangentielles .

| $\tau_u$(Mpa) | $\bar{\tau}$(Mpa) | Vérification | $S_t$(cm) | $S_{ch}$(cm) | $A_{t\,min}$(cm²) | $A_{t\,ch}$(cm²) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.62 | 3.33 | CV | 29.25 | 10 | 0.3 | 4HA8=2.01 | CV |

Donc il n'y pas de risque de cisaillement du béton

### III.5.7. Vérification des fléchés à l'ELS

T**able 0-25**:vérification des fléchés .

| $M_t$(KN.m) | $A_{s1ch}$(cm²) | $A_{s2ch}$(cm²) | f(mm) | $f_{adm}$(mm) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|
| 28.63 | 4.62 | 4.62 | 0.7 | 5.2 | CV |

## III.6. LA DALLE PLEINE

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont l'épaisseur est inférieure aux autres dimensions, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité. On distingue dans notre structure deux types de dalle pleine de formes régulière reposant sur 4 ou 3 appuis avec des dimensions différentes.

### III.6.1. Méthode de calcul

La méthode utilisée est celle des lignes de rupture.

### III.6.2. Calcul des sollicitations

On a : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 > 0.4$

Donc la dalle travaille suivant deux directions.

Le calcul ce fera par la méthode des lignes de rupture.

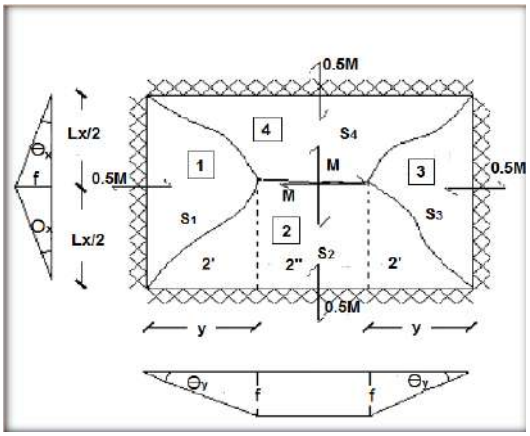



**Figure 0-5:** Dalle reposant sur 3appuis.

### III.4.1. Evaluation des charges et surcharges

**Table 0-26:**Evaluation de la charge permanente de dalle pleine.

| composantes | Epaisseur (m) | Poids volumiques ($KN/m^3$) | Poids surfaciques ($KN/m^2$) |
|---|---|---|---|
| Gravier roulé | 0.04 | 20 | 0.80 |
| Etanchéité multicouches | 0.02 | 6 | 0.12 |
| Papier kraft | - | - | 0.05 |
| Film poly âne | - | - | 0.01 |
| Liège (isolant) | 0.04 | 4 | 0.16 |
| Par vapeur | 0.01 | 6 | 0.06 |
| Forme de pente | 0.10 | 22 | 2.20 |
| dalle pleine | 0.15 | 25 | 3.75 |
| Enduit plâtre | 0.02 | 10 | 0.20 |
| | | | **$G=7.35KN/m^2$** |

$Q = 1KN/m^2$

$P_u = 11.42\ KN/m^2$

$P_{ser} = 8.91KN/m^2$

- ***Détermination de M :***

Principe de travail virtuel :

$$T_{int} = T_{ext} \qquad avec \begin{cases} T_{int} = M \times l \times \theta \\ T_{ext} = P \times f \end{cases}$$

Donc :

$M_u = 13.62\ KN.m$

$M_{ser} = 9.98\ KN.m$

### III.6.3. Calcul du ferraillage à l'ELU

Le moment en travée suivant les deux sens :

On a un panneau de dalle intermédiaire

$M_{tx} = M_{ty} = 13.62KN.m$ …… Le moment en travée.

$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times M_u = -6.81KN.m$ …… Le moment

**Table 0-27** :La section d'armateur

| | M(KN.m) | d (cm) | b (cm) | $A_{cal}$ ($cm^2$) | $A_{min}$($cm^2$) | $A_{choisie}$ ($cm^2$) | e (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| En travée | 13.62 | 12.5 | | 3.2 | 1.5 | 7HA8=3.52 | 15 |
| En appuis | -6.81 | 12.5 | | 1.7 | 1.5 | 7HA8=3.52 | 15 |

### III.6.4. Vérification des contraintes normales à l'ELS

$M_{stx} = M_{sty} = 9.95KN.m$ ……… Le moment en travée.

$M_{sax} = M_{say} = -0.5 \times M_{ser} = -4.98KN.m$ ……. Le moment aux appuis.

**Table 0-28** : vérification des contraintes normales

| Vérification des contraintes a L'ELS | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| En travée | $\sigma_{bc}$ =5.5Mpa | $\sigma_{bc\,adm}$=15Mpa | CV | $\sigma_s$=201.6 | $\sigma_{s\,adm}$=201.6 | CV |
| En appuis | $\sigma_{bc}$ =1.2Mpa | | CV | $\sigma_s$ =12.3 | | |

Donc ont adopté même section d'armateur choisi à l'E.L.U.

### III.6.5. Vérification des contraintes tangentielles de cisaillement à l'ELU

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$T_x = \frac{P.l_x.l_y}{2l_y+l_x}$ $T_{max} = 20.37$ KN

$$T_y = \frac{P.l_x.l_y}{3l_y}$$

**Table 0-29** :vérification des contraintes tangentielles .

| $\tau_u$(Mpa) | $\tau_{adm}$(Mpa) | Vérification |
|---|---|---|
| 0.162 | 1.16 | CV |

Donc il n'y pas de risque de cisaillement du béton

### III.6.6. Vérification des fléchés à l'ELS

**Table 0-30:**vérification des fléchés .

| $M_t$(KN.m) | $M_{a\,g\,et\,d}$(KN.m) | $A_{s1ch}$($cm^2$) | $A_{s2ch}$($cm^2$) | f(mm) | $f_{adm}$(mm) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 9.95 | -4.98 | 3.52 | 3.52 | 4.7 | 10.35 | CV |

# CHAPITRE IV :
# ETUDE DYNAMIQUE

## IV.1. INTRODUCTION

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre et continuent à surprendre l'homme, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets sur les structures dans les zones urbanisées.

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape très importante dans l'étude générale d'un ouvrage en génie civil implanté dans une zone sismique où éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême ; explosion)

Le séisme est une action extérieure provoquant la vibration de l'ouvrage ; cette vibration engendrera des déplacements et des sollicitations les quelles si elles ne sont pas prises correctement en considération peuvent provoquer la ruine de la structure.

L'analyse dynamique d'une structure est basée essentiellement sur le principe des vibrations libres non amorties (VLNA) c'est-à-dire soumettre la structure à des vibrations ; sans aucune force extérieur, dans le but d'étudier son comportement par le biais de ces caractéristiques dynamiques propre à cette dernière.

## IV.2. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DE LA STRUCTURE

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de masse (G) ;
- Le centre de rigidité (R).

### IV.2.1. Centre de masse

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; et ce par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

$W_i$ : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

$X_i, Y_i$:Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

$X_G, Y_G$:Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

### IV.1.2.Centre de torsion

Le centre de torsion est un repère ; il est caractérisé par :

- Une translation du plancher (ensemble des éléments de contreventement) provoquée par une force passant par le point du repère parallèlement et sans rotation.
- Une rotation du plancher (ensemble des éléments porteurs et de contreventement) provoquée par un moment dans le même sens et sans translation.

Il est défini par les formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} X_i}{\sum I_{yi}} \quad \text{et} \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi}.Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

$I_x$, $I_y$:Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

Pour les poteaux : $I_i = \frac{h * b^3}{12}$ ou $I_i = \frac{b * h^3}{12}$

Pour les voiles : $I_i = \frac{L * e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e * L^3}{12}$

### IV.2.2. Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 [Art 3.5.1-a] :

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

**Dimensions du bâtiment**

Longueur du bâtiment = 26.85 m

Largeur du bâtiment = 26.85 m

**Excentricité admissible**

Excentricité suivant Lx = 15 %. Lx = 4.03 m

Excentricité suivant Ly = 15 %. Ly = 4.03 m

**Tableau 0.1** :Centre de masse et centre de rigidité

| Niveaux | $X_G$ (m) | $Y_G$ (m) | $X_R$ (m) | $Y_R$ (m) |
|---|---|---|---|---|
| Entre -S | 12.84 | 14.08 | 17.61 | 16.15 |
| RDC | 12.80 | 14.02 | 15.58 | 16.85 |
| 1er étage | 12.76 | 14.06 | 14.68 | 17.22 |
| 2eme étage | 12.75 | 14.06 | 14.16 | 17.45 |
| 3eme étage | 12.74 | 14.07 | 13.82 | 17.61 |
| 4eme étage | 12.73 | 14.08 | 13.58 | 17.73 |
| 5eme étage | 12.72 | 14.08 | 13.40 | 17.83 |
| 6eme étage | 12.51 | 14.24 | 13.25 | 17.90 |

### IV.2.2.1. Excentricité théorique (statique)

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, il est calculer comme suit :

$$E_X = |X_G - X_R| \quad , \quad E_Y = |Y_G - Y_R|$$

**Tableau 0.2** :Vérification de l'excentricité statique.

| Niveau | $E_x = \|X_R - X_G\|$ (m) | $E_y = \|Y_R - Y_G\|$ (m) | Vérification |
|---|---|---|---|
| Entre -S | 4.77 | 2.07 | Non Vérifiée |
| RDC | 2.77 | 2.82 | Vérifiée |
| 1er étage | 1.92 | 3.16 | Vérifiée |
| 2eme étage | 1.41 | 3.39 | Vérifiée |
| 3eme étage | 1.08 | 3.54 | Vérifiée |
| 4eme étage | 0.84 | 3.66 | Vérifiée |
| 5eme étage | 0.67 | 3.74 | Vérifiée |
| 6eme étage | 0.75 | 3.66 | Vérifiée |

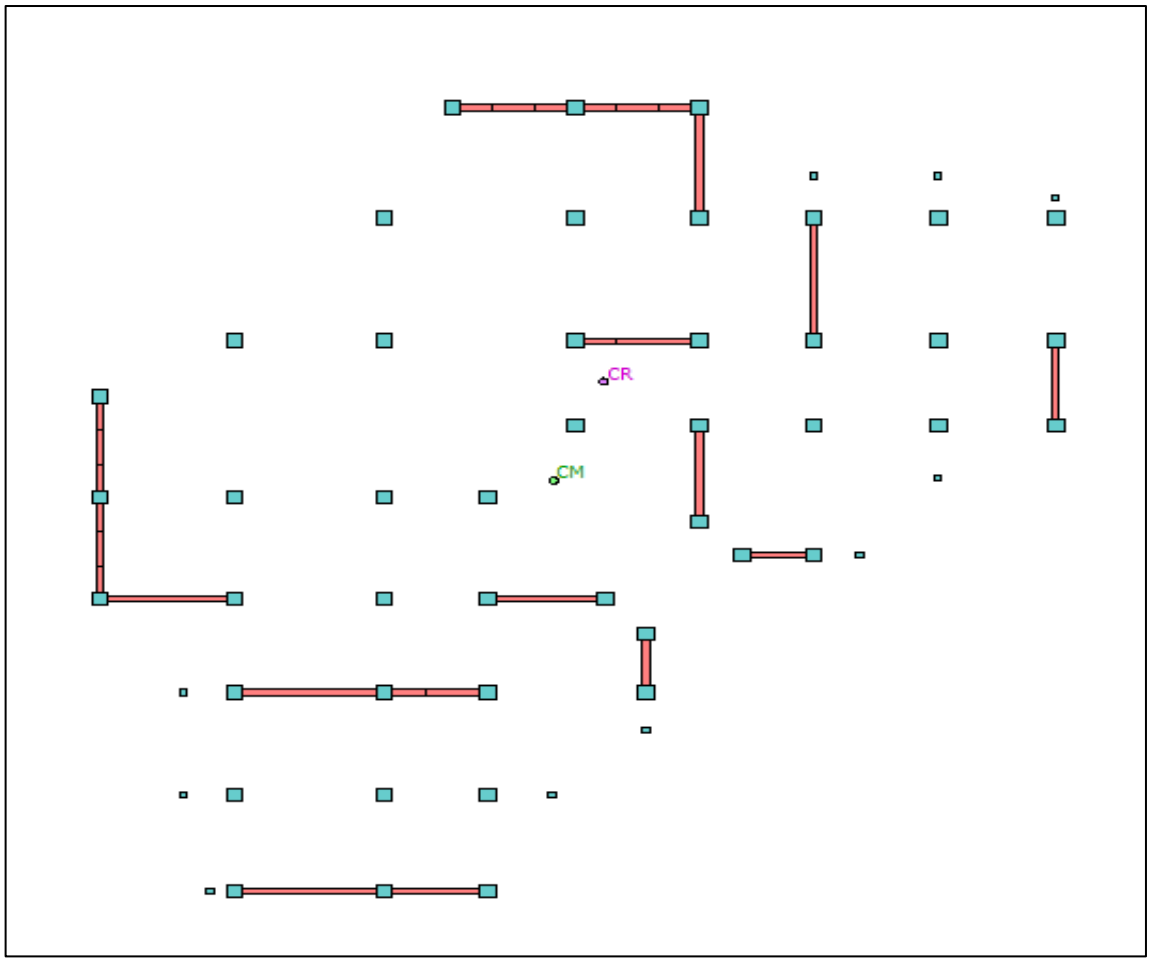



**Figure 0.1** :Centre de masse et centre de rigidité.

## IV.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

### IV.3.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode d'analyse modale spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v20 ».

### IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale selon RPA2003 « Art 4.3.7 »

#### IV.3.2.1. Principe de la méthode :

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 (Déplacement en tête max).

#### IV.3.2.2. Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20" est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

#### IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & \text{pour: } 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \text{pour: } T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T_2 \le T \le 3\text{sec} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & \text{pour: } T > 3sec \end{cases}$$

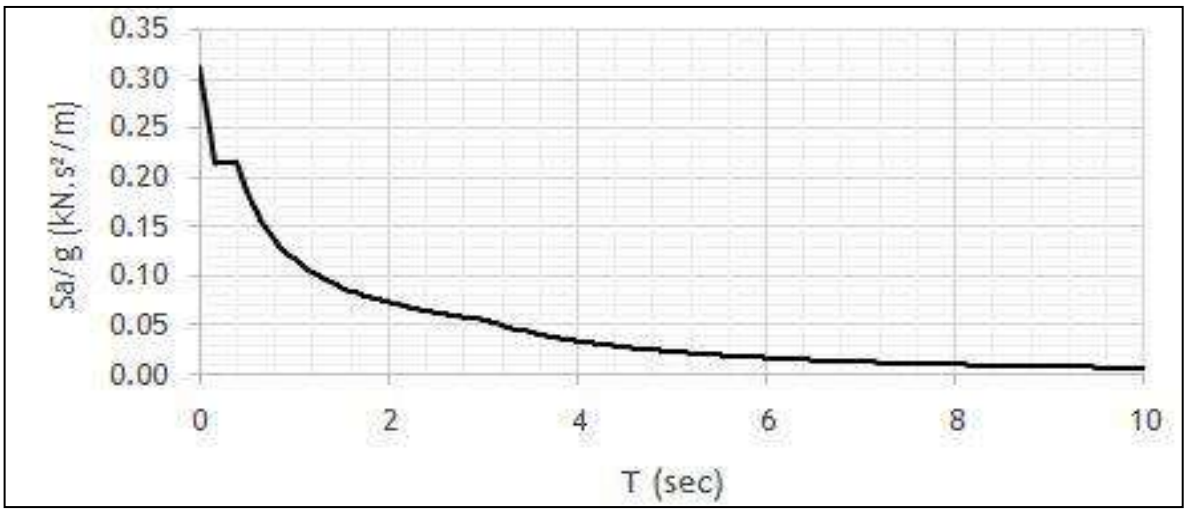



**Figure 0.2** : spectre de réponse.

**a. Coefficient d'accélération A**

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a :

(Zone III, groupe d'usage 2)⇒A=0.25

**b. Facteur de correction d'amortissement η selon RPA 99 V 2003 « Tab 4.2»**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.882$$

**c. Correction du Coefficient de comportement R selon RPA2003 « Art 3.4 »**

R=3.5 : Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre la totalité de l'effort horizontal
- Justification du coefficient de comportement R

On doit vérifier le type de notre système à partir de résultats obtenus par le logiciel Sap2000 qui sont données ci-après selon le tableau, suivant X.

**Tableau 0.3** : Vérification de coefficient de comportement R suivant x.

| **Niveau** | Sollicitations dues aux charges verticales | | | Sollicitations dues aux charges horizontales | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $N_{z\,max}$ (KN) | $N_z$/Poteau (KN) | $N_z$ /Voiles (KN) | $T_{x\,max}$ (KN) | $T_x$/Poteaux (KN) | $T_x$/Voiles (KN) |
| Entre -S | 6017.65 | 3812.17 | 2205.48 | 1342.71 | 0.00 | 1342.71 |
| RDC | 12478.86 | 8075.55 | 4403.30 | 2546.72 | 0.00 | 2546.72 |
| 1er étage | 19476.27 | 13243.27 | 6233.00 | 3466.95 | 0.00 | 3466.95 |
| 2eme étage | 26290.39 | 18017.22 | 8273.16 | 4218.86 | 0.00 | 4218.86 |
| 3eme étage | 30304.82 | 24093.82 | 6211.00 | 2465.93 | 0.00 | 2465.93 |
| 4eme étage | 36774.05 | 29346.56 | 7427.48 | 2781.38 | 0.00 | 2781.38 |
| 5eme étage | 44482.29 | 36450.18 | 8032.10 | 2999.93 | 0.00 | 2999.93 |
| 6eme étage | 54426.91 | 37434.07 | 16992.84 | 5948.15 | 0.00 | 5948.15 |

**Tableau 0.4** :Vérification de coefficient de comportement R suivant x en pourcentage.

| Étage | Sollicitations dues aux charges verticales | | | Sollicitations dues aux charges horizontales | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $N_{z\,max}$ (%) | $N_z$/Poteaux (%) | $N_z$ /Voiles (%) | $T_{x\,max}$ (%) | $T_x$/Poteaux (%) | $T_x$/Voiles (%) |
| Entre -S | 100.00 | 63.35 | 36.65 | 100.00 | 0.00 | 100.00 |
| RDC | 100.00 | 64.71 | 35.28 | 100.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1er étage | 100.00 | 67.99 | 32.00 | 100.00 | 0.00 | 100.00 |
| 2eme étage | 100.00 | 68.53 | 31.46 | 100.00 | 0.00 | 100.00 |
| 3eme étage | 100.00 | 79.50 | 20.49 | 100.00 | 0.00 | 100.00 |
| 4eme étage | 100.00 | 79.802 | 20.19 | 100.00 | 0.00 | 100.00 |
| 5eme étage | 100.00 | 81.94 | 18.05 | 100.00 | 0.00 | 100.00 |
| 6eme étage | 100.00 | 68.77 | 31.22 | 100.00 | 0.00 | 100.00 |

**Tableau 0.5** : Vérification de coefficient de comportement R suivant y.

| Étage | Sollicitations dues aux charges verticales | | | Sollicitations dues aux charges horizontales | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $N_{z\,max}$ (KN) | $N_z$/Poteax (KN) | $N_z$ /Voiles (KN) | $T_{y\,max}$ (KN) | $T_y$/Poteaux (KN) | $T_y$/Voiles (KN) |
| Entre -S | 5298.88 | 3812.17 | 1486.71 | 1318.10 | 0.00 | 1318.10 |
| RDC | 11093.43 | 8075.55 | 3017.87 | 2493.74 | 0.00 | 2493.74 |
| 1er étage | 17505.59 | 13243.27 | 4262.32 | 3380.19 | 0.00 | 3380.19 |
| 2eme étage | 23707.59 | 18017.22 | 5690.37 | 4104.48 | 0.00 | 4104.48 |
| 3eme étage | 30054.62 | 24093.82 | 5960.80 | 3673.61 | 0.00 | 3673.61 |
| 4eme étage | 36520.65 | 29346.56 | 7174.09 | 4175.41 | 0.00 | 4175.41 |
| 5eme étage | 44255.12 | 36450.18 | 7804.93 | 4699.89 | 0.00 | 4699.89 |
| 6eme étage | 51191.10 | 37434.07 | 13757.03 | 6012.13 | 0.00 | 6012.13 |

**Tableau 0.6** : Vérification de coefficient de comportement R suivant y en %.

| Étage | Sollicitations dues aux charges verticales | | | Sollicitations dues aux charges horizontales | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $N_{z\,max}$ (%) | $N_z$ /Poteaux (%) | $N_z$ /Voiles (%) | $T_{y\,max}$ (%) | $T_y$/Poteaux (%) | $T_y$/Voiles (%) |
| Entre -S | 100.00 | 71.94 | 28.05 | 100.00 | 0.00 | 100.00 |
| RDC | 100.00 | 72.79 | 27.20 | 100.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1er étage | 100.00 | 75.65 | 24.34 | 100.00 | 0.00 | 100.00 |
| 2eme étage | 100.00 | 75.99 | 24.00 | 100.00 | 0.00 | 100.00 |
| 3eme étage | 100.00 | 80.16 | 19.83 | 100.00 | 0.00 | 100.00 |
| 4eme étage | 100.00 | 80.35 | 19.64 | 100.00 | 0.00 | 100.00 |
| 5eme étage | 100.00 | 82.36 | 17.63 | 100.00 | 0.00 | 100.00 |
| 6eme étage | 100.00 | 73.12 | 26.87 | 100.00 | 0.00 | 100.00 |

D'après les résultats obtenus, on constate que les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, mais reprennent la totalité de l'effort tranchant dues aux charges horizontales, donc le système choisi impose un coefficient de comportement R=3.5.

**d. Facteur de qualité Q**

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $1+\Sigma P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

**Tableau 0.7** :Détermination du facteur de qualité.

| Critère | | Observé | N/Observé | $\mathbf{Q_x}$ | $\mathbf{Q_y}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Conditions minimales sur les files de contreventement | 0 | 0.05 | 0 | 0 |
| 2 | Redon dance en plan | 0 | 0.05 | 0 | 0 |
| 3 | Régularité en plan | 0 | 0.05 | 0.05 | 0.05 |
| 4 | Régularité en elevation | 0 | 0.05 | 0 | 0 |
| 5 | Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | 0.05 | 0.05 | 0.05 |
| 6 | Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 | 0.10 | 0 | 0 |

En récapitulant les résultats on trouve : $Q_x$= 1.1 et $Q_y$ = 1.1

**e. Période caractéristique :**

$T_1$= 0.15 s ; $T_2$= 0.4 s pour un site $S_2$

## IV.4. RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification du comportement modal de la structure ;
- Vérification de la participation massique ;
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ;
- Vérification de la stabilité au renversement ;
- Vérification des déplacements ;
- Vérification de l'effort normal réduit ;
- Vérification des contraintes de cisaillement ;
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

### IV.4.1. Vérification de comportement modal de la structure

**Disposition des voiles**

Après une dizaine de dispositions, nous avons retenus les trois suivantes dont la dernière avait le comportement le plus optimal.

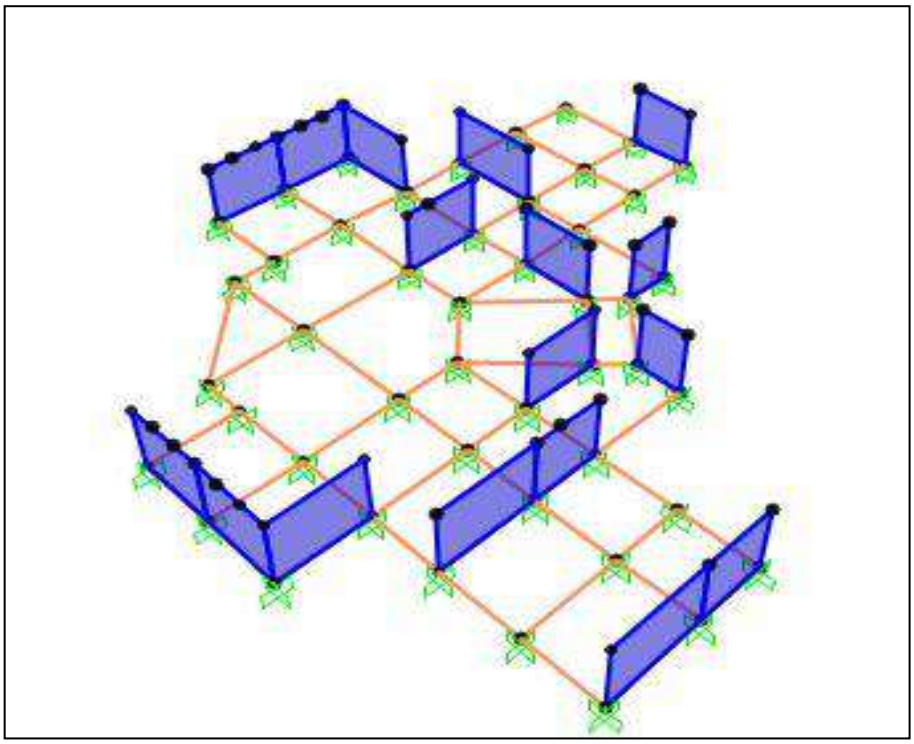
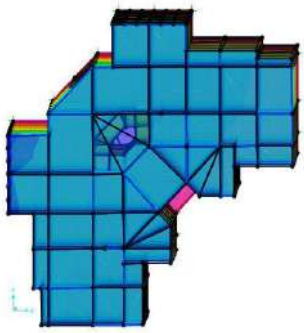
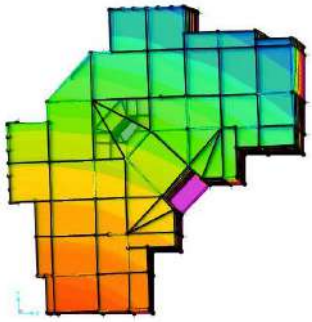
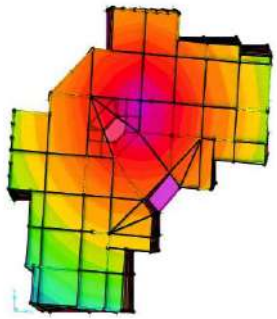


**Figure 0.3** :Disposition des voiles.

**Tableau 0.8** :le comportement des trois premiers modes.

| | | |
|---|---|---|
|  |  |  |
| Mode 1 | Mode 2 | Mode 3 |
| 8.27% | 49.70% | 6.32% |
| 55.26% | 8.10% | 0.90% |
| 0.13% | 7.48% | 57.20% |
| Comportement | | |
| translation suivant l'axe (y) | translation suivant l'axe (x) | rotation autour de l'axe (z) |

### IV.4.2. Vérification participation massique selon RPA2003 [Art 4.3.4]

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 dans chaque direction considérée.

**Tableau 0.9** :participation massique.

| Nom | Nombre | Période (s) | Cum $U_x$ (%) | Cum $U_y$ (%) | Cum $R_z$ (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| Mode | 1 | 0.52 | 8.27 | 55.26 | 0.13 |
| Mode | 2 | 0.91 | 57.97 | 63.36 | 7.60 |
| Mode | 3 | 1.20 | 64.29 | 64.25 | 64.80 |
| Mode | _ | | | | |
| Mode | 69 | 6.54 | 85.45 | 90.03 | 85.92 |
| Mode | _ | | | | |
| Mode | 84 | 7.28 | 90.03 | 90.31 | 86.59 |
| Mode | _ | | | | |
| Mode | 135 | 9.34 | 92.36 | 94.09 | 92.80 |

D'après le tableau précèdent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de Participation massique n'atteint les 90% qu'après le 135 **éme** mode avec le temps des modes retenus 9.34 s, et modes totales 1638 mode.

### IV.4.3. Vérification des forces sismiques à la base selon RPA2003 [Art 4.3.6]

La résultante des forces sismiques à la base E 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.

Donc il faut vérifier que (E/ V) > 0.8

#### IV.4.3.1. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} W$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} W$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\,\eta \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots T \ge 3.0s \end{cases}$$

**Tableau 0.10** :calcul de la force sismique.

| A | $D_x$ | $D_y$ | R | $Q_x$ | $Q_y$ | ΣW (KN) | $V_x$ (KN) | $V_y$ (KN) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.25 | 2.038 | 2.038 | 3.5 | 1.1 | 1.1 | 46122.13 | 7384.34 | 7384.34 |

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.19 » sont :

$E_x$ =5989.88 KN , $E_y$ =6047.84 KN

**Tableau 0.11** :Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

| | V(kN) | $V_t$(kN) | $\frac{E}{V}$ | $\frac{E}{V} \geq 0.8$ |
|---|---|---|---|---|
| Sens x | 7384.34 | 5989.88 | 0,811 | Condition vérifiée |
| Sens y | 7384.34 | 6047.84 | 0,819 | Condition vérifiée |

### IV.4.4. Vérification de la stabilité au renversement selon RPA2003 [Art 4.4.1] :

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$$

Avec :

$F_{ix}, F_{iy}$:Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

$h_i$: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i.X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i.Y_G$$

Avec :

$X_G, Y_G$: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

$W_i$: La masse du plancher de chaque niveau.

**Tableau 0.12** :Vérification de la stabilité au renversement.

| Moment de stabilité | | Moment de renversement | | Vérification | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $M_{sx}$ (KN.m) | $M_{sy}$ (KN.m) | $M_{rx}$ (KN.m) | $M_{ry}$ (KN.m) | $\frac{M_{sx}}{M_{rx}} \geq 1.5$ | $\frac{M_{sy}}{M_{ry}} \geq 1.5$ | Vérifiée |
| 656421.6776 | 580586.18 | 108113.8134 | 108526.4028 | 6.07 | 5.35 | |

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

### IV.4.5. Vérification des déplacements selon RPA2003 [Art 5.10]

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R.\delta_{ké}$$

$\delta_k$ : Déplacement dû aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k=(\delta_k - \delta_{k-1}).R$

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser : $\Delta_k$ limite = $\frac{h_é}{100}$

**Tableau 0.13** : Vérification des déplacements inter-étages sens x.

| Niveau (m) | $\delta_x$ (cm) | R. $\delta_x$ (cm) | $\Delta_x$ (cm) | $\frac{h}{100}$ (cm) | Vérification | $\varepsilon_y$ (‰) | [ε] (‰) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 25.92 | 1.72 | 6.02 | 0.94 | 3.24 | Ok | 2.03 | 3.5 | Ok |
| 22.68 | 1.45 | 5.08 | 0.95 | 3.24 | Ok | 2.05 | 3.5 | Ok |
| 19.44 | 1.18 | 4.13 | 0.94 | 3.24 | Ok | 2.03 | 3.5 | Ok |
| 16.2 | 0.91 | 3.19 | 0.95 | 3.24 | Ok | 2.05 | 3.5 | Ok |
| 12.96 | 0.64 | 2.24 | 0.84 | 3.24 | Ok | 1.81 | 3.5 | Ok |
| 9.72 | 0.4 | 1.4 | 0.7 | 3.24 | Ok | 1.51 | 3.5 | Ok |
| 6.48 | 0.2 | 0.7 | 0.52 | 3.24 | Ok | 1.12 | 3.5 | Ok |
| 3.24 | 0.05 | 0.18 | 0.18 | 3.24 | Ok | 0.39 | 3.5 | Ok |

Les déplacements inter étages sont inferieur aux déplacements admissibles à tous les étages et dans directions x.

**Tableau 0.14** :Vérification des déplacements inter-étages sens y.

| Niveau (m) | $\delta_y$ (cm) | R.$\delta_y$ (cm) | $\Delta_y$ (cm) | $\frac{h}{100}$ (cm) | Vérification | $\varepsilon_y$ (‰) | [ε] (‰) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 25.92 | 2.01 | 7.04 | 1.16 | 3.24 | Ok | 2.51 | 3.5 | Ok |
| 22.68 | 1.68 | 5.88 | 1.12 | 3.24 | Ok | 2.42 | 3.5 | Ok |
| 19.44 | 1.36 | 4.76 | 1.15 | 3.24 | Ok | 2.48 | 3.5 | Ok |
| 16.2 | 1.03 | 3.61 | 1.05 | 3.24 | Ok | 2.27 | 3.5 | Ok |
| 12.96 | 0.73 | 2.56 | 0.98 | 3.24 | Ok | 2.12 | 3.5 | Ok |
| 9.72 | 0.45 | 1.58 | 0.81 | 3.24 | Ok | 1.75 | 3.5 | Ok |
| 6.48 | 0.22 | 0.77 | 0.59 | 3.24 | Ok | 1.27 | 3.5 | Ok |
| 3.24 | 0.05 | 0.18 | 0.18 | 3.24 | Ok | 0.39 | 3.5 | Ok |

Les déplacements inter étages sont inferieur aux déplacements admissibles à tous les étages et dans directions y.

### IV.4.6. Vérification de cisaillement des éléments selon RPA2003 [Art 7.4.3.2]

#### IV.4.6.1. Les poutres

On doit vérifier :

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$$

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$ **Fissuration peu nuisible**

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right)$ **Fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable**.

**Tableau 0.15** :Vérification de cisaillement des poutres.

| Section | b (cm) | h (cm) | L (m) | Combinaison | $T_{max}$ (kN) | τ (MPa) | [τ] (MPa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| PP | 30 | 40 | 1.66 | $G+Q+E_{dx}$ | 141.92 | 1.26 | 3.26 | Ok |
| PS | 30 | 30 | 4.2 | 1.35G+1.5Q | 99.50 | 1.21 | 3.33 | Ok |
| P Palière | 30 | 35 | 1.45 | $G+Q-E_{dx}$ | 20.636 | 0.21 | 4.35 | Ok |
| Long | 30 | 35 | 3.55 | 1.35G+1.5Q | 22.53 | 0.23 | 3.33 | Ok |

#### IV.4.6.2. Les poteaux

L'effort tranchant dans les poteaux est nul vu qu'on a, considéré que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles (R=3.5).

##### IV.4.6.2.1. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux selon RPA2003 [Art 7.4.3.1] :

On doit vérifier que : $\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$

Avec $N_d$: Effort normal réduit , $B_c$: Section brute du béton

**Tableau 0.16** :Vérification de l'effort normal réduit sens x.

| b (cm) | h (cm) | $B_c$ (cm2) | Combinaison | $N_d$ (KN) | ν | [ν] | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 35 | 35 | 1089 | $G+Q-E_{dx}$ | 416.93 | 0.15 | 0.3 | Ok |
| 40 | 40 | 1444 | $G+Q-E_{dx}$ | 1008.78 | 0.28 | 0.3 | Ok |
| 45 | 45 | 1849 | $G+Q-E_{dx}$ | 1262.13 | 0.27 | 0.3 | Ok |
| 50 | 50 | 2304 | $G+Q-E_{dx}$ | 1482.498 | 0.26 | 0.3 | Ok |
| 55 | 55 | 2809 | $G+Q-E_{dx}$ | 1754.95 | 0.25 | 0.3 | Ok |

**Tableau 0.17** :Vérification de l'effort normal réduit sens y.

| b (cm) | h (cm) | $B_c$ (m) | Combinaison | $N_d$ (KN) | ν | [ν] | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 35 | 35 | 1089 | $G+Q-E_{dy}$ | 405.82 | 0.15 | 0.3 | Ok |
| 40 | 40 | 1444 | $G+Q-E_{dy}$ | 1054.23 | 0.29 | 0.3 | Ok |
| 45 | 45 | 1849 | $G+Q-E_{dy}$ | 1233.80 | 0.27 | 0.3 | Ok |
| 50 | 50 | 2304 | $G+Q-E_{dy}$ | 1452.05 | 0.25 | 0.3 | Ok |
| 55 | 55 | 2809 | $G+Q-E_{dy}$ | 1723.04 | 0.25 | 0.3 | Ok |

### IV.4.6.3. Vérification de cisaillement des voiles selon RPA2003 [Art 7.2.2] :

$$\tau = \frac{1.4 \,.Tu}{a \,.(0.9 \,.L)} \leq \bar{\tau} \qquad \text{et} \qquad \bar{\tau} = 0.2 \,.\, fc28$$

**Tableau 0.18** :Vérification de cisaillement des voiles.

| Direction | Voile | e (cm) | L (cm) | $\lvert T_{max} \rvert$(KN) | τ(MPa) | $\bar{\tau}$(MPa) | $(\tau \leq \bar{\tau})$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Suivant Y | 1 | 20 | 200 | 486.52 | 1.89 | 5 | vérifiée |
| | 2 | 20 | 330 | 650.69 | 1.53 | 5 | vérifiée |
| | 3 | 20 | 380 | 272.78 | 0.56 | 5 | vérifiée |
| | 4 | 20 | 420 | 943.45 | 1.75 | 5 | vérifiée |
| | 5 | 20 | 280 | 867.18 | 2.41 | 5 | vérifiée |
| Suivant X | 1 | 20 | 420 | 846.77 | 1.57 | 5 | vérifiée |
| | 2 | 20 | 290 | 495.56 | 1.33 | 5 | vérifiée |
| | 3 | 20 | 420 | 855.18 | 1.58 | 5 | vérifiée |
| | 4 | 20 | 380 | 404.98 | 0.83 | 5 | vérifiée |
| | 5 | 20 | 330 | 280.43 | 0.66 | 5 | vérifiée |
| | 6 | 20 | 200 | 159.4 | 0.62 | 5 | vérifiée |

### IV.4.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ selon RPA2003 [Art 5.9] :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = (P_k \,.\, \Delta_k / V_k \,.h_k) \leq 0.10$

$P_k$: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

$h_k$: Hauteur de l'étage « k ».

$\Delta_k$: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

**Tableau 0.19** :Vérification l'effet P-Δ suivant x et y.

| Niveaux (m) | $W_i$ (KN) | $\Delta_{kx}$ (cm) | $\Delta_{ky}$ (cm) | $V_{kx}$ (KN) | $V_{ky}$ (KN) | $h_k$ (cm) | $\theta_{kx}$ | $\theta_{ky}$ | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 25.92 | 4392.01 | 0.94 | 1.16 | 1167.18 | 1178.86 | 324 | 0.01 | 0.01 | Vérifiée |
| 22.68 | 9422.51 | 0.95 | 1.12 | 1169.75 | 1181.46 | 324 | 0.01 | 0.01 | Vérifiée |
| 19.44 | 14516.05 | 0.94 | 1.15 | 1015.21 | 1025.37 | 324 | 0.01 | 0.02 | Vérifiée |
| 16.20 | 19667.35 | 0.95 | 1.05 | 855.60 | 864.16 | 324 | 0.02 | 0.02 | Vérifiée |
| 12.96 | 24881.93 | 0.84 | 0.98 | 692.89 | 699.82 | 324 | 0.02 | 0.02 | Vérifiée |
| 9.72 | 30162.15 | 0.70 | 0.81 | 526.21 | 531.47 | 324 | 0.02 | 0.02 | Vérifiée |
| 6.48 | 35558.86 | 0.52 | 0.59 | 358.54 | 362.13 | 324 | 0.02 | 0.03 | Vérifiée |
| 3.24 | 41654.56 | 0.18 | 0.18 | 202.49 | 204.52 | 324 | 0.02 | 0.02 | Vérifiée |

On constate d'après les tableaux, que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P-Δ.

# CHAPITRE V :
# CALCULE DES ELEMENNTS RESISTANTS

## V.1. INTRODUCTION

Le calcul de ferraillage se fait conformément aux règlements CBA93 et RPA99 Version 2003 en utilisant leurs combinaisons.

### V.1.1. Combinaisons données par le CBA93

- E.L.U : 1.35 G + 1.5 Q
- E.L.S : G + Q
- E.L.A : G + Q ± E

### V.1.2. Combinaisons données par le RPA99 version2003

- G + Q ± E
- 0.8 G ± E

## V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES

### V.2.1. Introduction

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations

Les données de calcul.

Table 0-1:les caractéristiques

| Situation durable | | Situation accidentelle | |
|---|---|---|---|
| Béton | Acier | Béton | Acier |
| $\gamma_b = 1.5$ | $\gamma_s$=1.15 | $\gamma_b$=1.15 | $\gamma_s$=1.00 |
| $\sigma_b$=25 Mpa | FeE 400 | $\sigma_b$=25 Mpa | FeE 400 |
| $\overline{\sigma_b}$ =14.2 Mpa | $\sigma_s = 348$Mpa | $\overline{\sigma_b}$ =18.48 Mpa | $\sigma_s = 348$Mpa |

### V.2.2. Recommandation du RPA99 version 2003

#### V.2.2.1. Les armatures longitudinales [RPA] Art [7.5.2.1]

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

### V.2.2.2. Les armatures transversales [RPA] Art [7.5.2.2]

La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003.S_t.b$

b : largeur de la poutre.

$S_t$ : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- ✓ St ≤ h/2 en Zone courante.
- ✓ St ≤ min (h/4 ; 12ϕl) en zone nodale.

### V.2.3. Ferraillage longitudinales des poutres

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumées dans les Tableaux ci- dessous:

Combinaison :ACC

**Table 0-2**:Calcule de feraillage- CBA Art a.7.1.2.2.

| Poutres PP | | | | Sollicitations | | Sections d'armatures | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| N° | L | b | h | M travée | M appui | As1 | As2 | A's1 | A's2 |
| | [m] | [cm] | [cm] | [kN.m] | [kN.m] | [cm²] | [cm²] | [cm²] | [cm²] |
| 1166 | 3.2 | 30 | 40 | / | -91.91 | / | | 0 | 6.5 |
| 101 | 1.66 | | | 89.59 | / | 6.4 | 0 | / | |
| Poutres PS | | | | / | | | | | |
| 1138 | 2.9 | 30 | 30 | / | -83.57 | / | | 0 | 8.6 |
| / | | | | / | | | | / | |

**Table 0-3:**Armature choisis en travées et en appui.

| Poutres PP | | | | Sections choisies PP | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| b | h | Amin [cm²] | | As1 choisie | As2 choisie | A's1 choisie | A's2 choisie |
| [cm] | [cm] | RPA | CBA | [cm²] | [cm²] | [cm²] | [cm²] |
| 30 | 40 | 6 | 1.2 | / | | 3HA12=3.39 | 3HA12+ 3chHA12=6.78 |
| | | | | 3HA12+ 3chHA12=6.78 | 3HA12=3.39 | / | |
| Poutres PS | | | | Sections choisies PS | | | |
| 30 | 30 | 4.5 | 0.9 | / | | 3HA12+ 3chHA16=9.42 | 3HA12+ 3chHA16=9.42 |
| | | | | 3HA12=3.39 | 3HA12=3.39 | / | |

**Section minimale**

$$A_{min} = 0.5\%\ b.h(cm^2)\text{RPA2003(Art. 7.5.2.1).}$$

$$A_{tmin} = 0.1\%\ b.h(cm^2)\text{CBA93(Art. B. 6.4).}$$

### V.2.3.1. Vérification des contraintes normales à l etatlimite de service –CBA Art.A.4.5.3

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\sigma b_{adm}$= 0,6 fc28=15 MPa.

et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \sigma_{badm}$= 0.6 $f_{c28}$ = 15Mpa

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\sigma_s$ = Min {2/3 fe; $110\sqrt{\eta . ftj}$} = 201.63 MPa , et on doit vérifier que : $\sigma s \leq \sigma_s$

Dans les poutres intermédiaires, on considère que la fissuration est peu nuisible, donc il n' ya pas de vérification.

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

Combinaison : G+Q .

**Table 0-4:**Vérification des contraintes à l'ELS des poutres .

| pp | Sollicitations | | Contraintes en travée | | | Contraintes en appui | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| N° | M travée | M appui | σb | σs | σ's | σb | σs | σ's |
| | [kN.m] | [kN.m] | [MPa] | [MPa] | [MPa] | [MPa] | [MPa] | [MPa] |
| 717 | / | -53.75 | Fissuration n préjudiciable | | | 7.3 | 201.6 | 86.2 |
| 639 | 49.7 | / | 6.7 | / | / | fissuration préjudiciable | | |
| vérification avec σadm | | | oui | | | oui | | |
| PS | | | | | | | | |
| 1271 | / | -46.57 | fissuration préjudiciable | | | 11 | / | / |
| 1565 | 26.81 | / | 7.5 | 201.6 | 74 | Fissuration n préjudiciable | | |
| vérification avec σadm | | | oui | | | oui | | |

### V.2.3.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU ou à l'ACC CBA93 Art.A.5.1.2.1.1

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante/

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

**Table 0-5:**Calcul de la contrainte de cisaillement admissible $\tau\, u$.

| | Poutres de rive | Poutres intermédiaires |
|---|---|---|
| Fissuration | la fissuration est préjudiciable | la fissuration est peu nuisible |
| Situation durable | τ= 2.5 Mpa | τ = 3..33 Mpa |
| Situation accidentelle | τ = 3.26Mpa | τ = 4.34 Mpa |

**Table 0-6:**Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

| Poutres et sollicitations | | | | Vérification | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| PP | h | b | T | τ | [τ] | vérification |
| | [cm] | [cm] | [kN] | [MPa] | [MPa] | oui / non |
| | 40 | 30 | 141.92 | 1.26 | 3.26 | oui |
| ps | 30 | 30 | 99.5 | 1.206 | 2.5 | oui |

### V.2.4. Ferraillage transversal des poutres

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence $F_e 400$.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

$$Selon\ le\ RPA2003:\ \begin{cases} S_t \le \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \le Min\left[\dfrac{h}{4};\ 12\emptyset; 30\ cm\right] \qquad Zone\ nodale \\ S' \le \dfrac{h}{2} \qquad\qquad Zone\ courante \end{cases}$$

$$Selon\ le\ CBA93:\ \begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \ge \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e (cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \le [0.9d\ , 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{b S_t} \ge 0.4\ MPa \end{cases}$$

**Table 0-7:**Calcul des armatures transversales et leurs espacements.

| Espacements et armatures | | | |
|---|---|---|---|
| ZN | ZC | Φ | At |
| St [cm] | St [cm] | [mm] | [cm²] |
| 10 | 15 | 8 | 4HA8=2.01 |

### V.2.5. Vérification de la flèche à l'ELS – CAB93 Art.B 6.5.3

$$[f]adm = \frac{L}{500}\ Si\ L \le 5\ m$$

$$[f]adm = 0.5\ cm + \frac{L}{1000}\ Si\ > 5\ m$$

**Table 0-8:**Vérification la flèche des poutres.

| PP | | | | Sollicitations | | | Armatures principales | | Flèche | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| N° | L | b | h | Ma g | M t | Ma d | As1 | As2 | f | [f] |
| | [m] | [cm] | [cm] | [kN.m] | [kN.m] | [kN.m] | [cm²] | [cm²] | [mm] | [mm] |
| 639 | 5.35 | 30 | 40 | -53.43 | 49.7 | -42.55 | 6.78 | 3.39 | 4.3 | 10.35 |
| PS | | | | | | | | | | |
| 1565 | 2.97 | 30 | 30 | -30.85 | 27.62 | -41.34 | 3.39 | 3.39 | 7.8 | 10.9 |

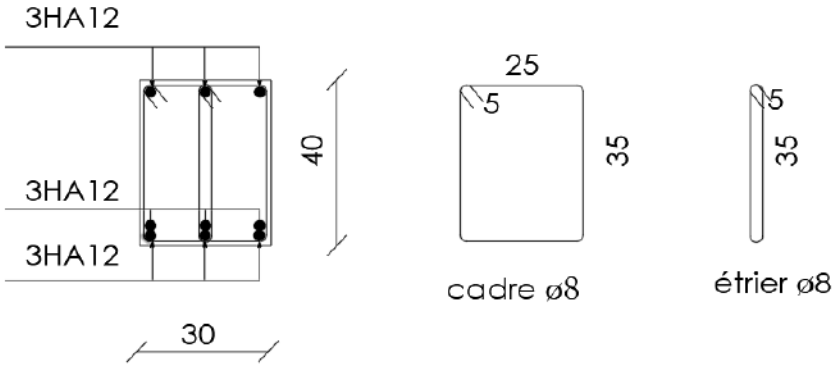



**Figure 0-1** :ferraillage de poutre principale en travée

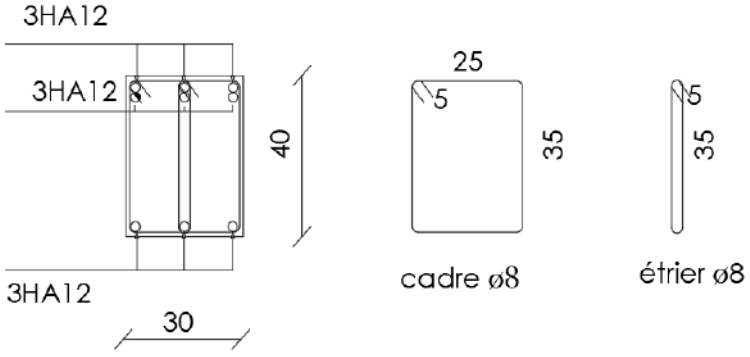



**Figure 0-2 :**ferraillage de poutre principale en appuis

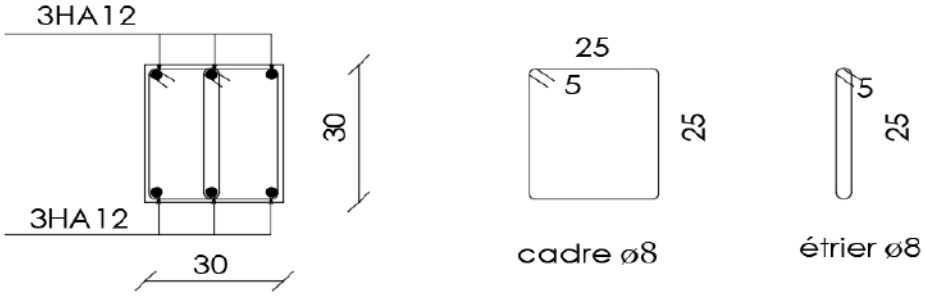



**Figure 0-3 :** ferraillage de poutre secondaire en travée

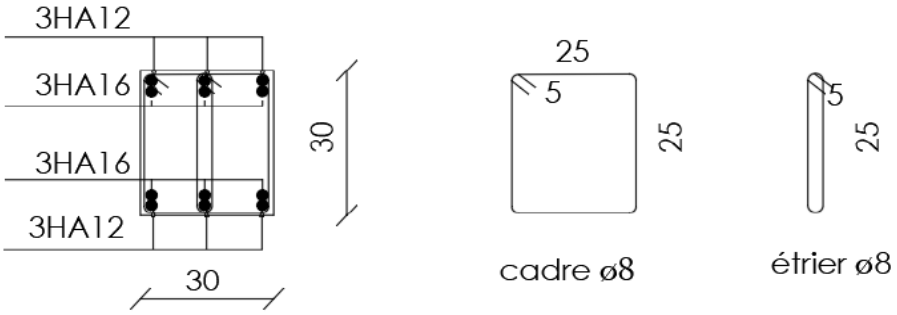



**Figure 0-4:**ferraillage de poutre secondaire en appuis.

## V.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX

### V.3.1. Introduction

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage sera fait en flexion composée déviée$(N, M_x, M_y)$.

### V.3.2. Détermination des armatures longitudinales

#### V.3.2.1. Recommandations des règlements selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1]

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.9\% \leq \frac{Al}{b.h} \leq 4\%\text{(Zone courante).}$$

$$0.9\% \leq \frac{Al}{b.h} \leq 6\%\text{(Zone de recouvrement).}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h′.

### V.3.2.2. Sollicitations extrêmes de ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- **1$^{er}$ cas : Influence de l'effort normal :**

Le calcul en flexion composé ce fera avec $N_{max}$et son $M_{corres.}$

- **2$^{eme}$ cas : Influence du moment :**

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant $M_{max}$et son $N_{corres.}$

- **3$^{eme}$ cas : Effort normal minimum :**

Le calcul en flexion com posé ce fera pour $N_{min}$ et son $M_{corr}$

**Table 0-9 :**ferraillage longitudinale des poteaux

| Niveau | section | cas | combin | N(KN) | M2 (Kn.m) | M3 (Kn.m) | As 1 (cm²) | As2 (cm²) | Amin | A ch |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6eme | 35x35 | 1 | L'ELU | 272.65 | 11.38 | -3.26 | 1.1 | 1.8 | 11.025 | 12 HA 12=13.57 |
| | | 2 | L'ELU | 162.28 | 32.19 | -3.24 | 0.2 | 2.6 | | |
| | | 3 | L'ELU | 15.90 | 0.056 | 0.00 | 1.1 | 1.8 | | |
| 5eme | 35x35 | 1 | L'ELU | 520.31 | 11.71 | -4.58 | 1.1 | 1.8 | 11.025 | 12 HA 12=13.57 |
| | | 2 | L'ELU | 127.9 | 10.58 | 45.05 | 0.8 | 2 | | |
| | | 3 | L'ELU | 45.25 | 10.93 | -0.28 | 0.4 | 2.4 | | |
| 4eme | 40x40 | 1 | L'ELU | 772.9 | 16.51 | -7.28 | 1.2 | 2 | 14.4 | 4 HA 14+ 8 HA 12 =15.21 |
| | | 2 | L'ELU | 266.81 | 9.21 | 47.69 | 1.3 | 1.9 | | |
| | | 3 | L'ELU | 86.16 | -1.05 | 6.73 | 1.2 | 2 | | |
| 3eme | 40x40 | 1 | L'ELU | 1027.60 | 13.95 | -7.02 | 1.2 | 2 | 14.4 | 4 HA 14+ 8 HA 12 =15.21 |
| | | 2 | L'ELU | 404.54 | 4.9 | 44.99 | 1.2 | 2 | | |
| | | 3 | L'ELU | 124.27 | 1.39 | 5.34 | 1.2 | 2 | | |
| 2ème | 45x45 | 1 | L'ELU | 1292.13 | 18.66 | -10.74 | 1.3 | 2.3 | 18.225 | 12 HA 14 =18.47 |
| | | 2 | L'ELU | 573.91 | -0.47 | 45.91 | 1.3 | 2.3 | | |
| | | 3 | L'ELU | 184.10 | -2.48 | 6.97 | 1.3 | 2.3 | | |
| 1ere | 45x45 | 1 | L'ELU | 1556 | 16.11 | -10.41 | 1.3 | 2.3 | 18.225 | 12 HA 14 =18.47 |
| | | 2 | L'ELU | 742.23 | -5.61 | 48.089 | 1.3 | 2.3 | | |
| | | 3 | L'ELU | 235.41 | -2.92 | 5.53 | 1.3 | 2.3 | | |
| RDC | 50x50 | 1 | L'ELU | 1831.71 | 17.14 | 13.67 | 1.5 | 2.5 | 22.50 | 12 HA 16=24.13 |
| | | 2 | L'ELU | 1038.56 | -3.66 | 51.75 | 1.5 | 2.5 | | |
| | | 3 | L'ELU | 314.81 | -4.72 | 6.29 | 1.5 | 2.5 | | |
| E- sol | 55x55 | 1 | L'ELU | 2180.42 | 4.33 | -3.63 | 1.6 | 2.8 | 27.23 | 8 HA 16 +4 HA 20 =28.65 |
| | | 2 | L'ELU | 1259.1 | 4.14 | -58.75 | 1.6 | 2.8 | | |
| | | 3 | L'ELU | 281.27 | 6.51 | -2.99 | 1.6 | 2.8 | | |

### V.3.3. Vérification des contraintes à L'ELS

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations $M_{ser}$, $N_{ser}$ selon les règles CBA93, concernant la flexion composée.

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq \sigma_b = 0.6\ f_{c28} = 15$ Mpa On doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

La fissuration est considérée :

- Peu nuisible (pour les poteaux intermédiaires) : pas de vérification à faire
- préjudiciable (pour les poteaux de rive) :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3} f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 201.63[\ MPa]$$

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableaux suivants :

**Table 0-10** :Vérification des contraintes à ELS.

| Niveau | poteaux | cas | combi | N(KN) | Mx(Kn.m) | My(Kn.m) | σb | σs | σs´ | σbadm | σsadm |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6eme | 35x35 | 1 | A'ELS | 199.67 | 8.29 | -2.39 | 2.3 | / | / | 15 | / |
| | | 2 | A'ELS | 109.28 | -25.4 | 2.88 | **4.2** | 51 | 52.4 | 15 | 201.63 |
| | | 3 | A'ELS | 11.67 | 0.04 | 0.00 | 0.1 | 0 | 1.1 | 15 | 201.63 |
| 5eme | 35x35 | 1 | A'ELS | 380.81 | 8.55 | -3.36 | 3.7 | / | / | 15 | / |
| | | 2 | A'ELS | 93.97 | 7.69 | 32.51 | **6.4** | / | / | 15 | / |
| | | 3 | A'ELS | 33.23 | 7.97 | 2.99 | 1.7 | 20.9 | 17.8 | 15 | 201.63 |
| 4eme | 40x40 | 1 | A'ELS | 565.60 | 12.06 | -5.35 | 4 | / | / | 15 | / |
| | | 2 | A'ELS | 195.36 | 6.68 | 34.43 | 1.8 | / | / | 15 | / |
| | | 3 | A'ELS | 63.30 | -0.76 | 4.93 | 0.7 | 0 | 9.1 | 15 | 201.63 |
| 3eme | 40x40 | 1 | A'ELS | 751.94 | 10.19 | -5.16 | 4.8 | / | / | 15 | / |
| | | 2 | A'ELS | 295.9 | 3.54 | 32.10 | 4.3 | / | / | 15 | 201.63 |
| | | 3 | A'ELS | 91.31 | -1.02 | 3.91 | 0.8 | 0 | 10.5 | 15 | 201.63 |
| 2ème | 45x45 | 1 | A'ELS | 944.04 | 13.65 | -7.90 | 4.8 | / | / | 15 | / |
| | | 2 | A'ELS | 33.14 | -0.35 | 13.31 | 1.1 | / | / | 15 | / |
| | | 3 | A'ELS | 135.27 | -1.82 | 5.1 | 0.8 | 0 | 11.7 | 15 | 201.63 |
| 1er | 45x45 | 1 | A'ELS | 1138.71 | 11.98 | -7.67 | 5.5 | / | / | 15 | / |
| | | 2 | A'ELS | 542.51 | -4.07 | 30.35 | 3.7 | / | / | 15 | / |
| | | 3 | A'ELS | 172.91 | -2.14 | 4.06 | 0.9 | 0 | 13.4 | 15 | 201.63 |
| RDC | 50x50 | 1 | A'ELS | 1340 .39 | 12.55 | -10.18 | 5.1 | / | / | 15 | / |
| | | 2 | A'ELS | 761.06 | -2.64 | 38.09 | 3.7 | 0 | 51.7 | 15 | 201.63 |
| | | 3 | A'ELS | 231.36 | -3.46 | 4.61 | 1 | 0 | 13.9 | 15 | 201.63 |
| E- sol | 55x55 | 1 | A'ELS | 1595.37 | 3.16 | -2.64 | 4.4 | / | / | 15 | / |
| | | 2 | A'ELS | 922.50 | 3.02 | -43.23 | 3.7 | 0 | 51.4 | 15 | 201.63 |
| | | 3 | A'ELS | 206.70 | 4.79 | -8.21 | 0.9 | 0 | 12.2 | 15 | 201.63 |

### V.3.4. Vérification des contraintes de cisaillement

La contrainte tangentielle τu dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

- **Selon le CBA93**

Min [0.15 $f_{c28}/\gamma_b$, 4 MPa] Fissuration très préjudiciable ou préjudiciable.

Min [0.2 $f_{c28}/\gamma_b$, 5 MPa] Fissuration Peu nuisible.

- **Selon le RPA99 version 2003**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 2.50 \text{ si} : \lambda \geq 5 \\ 3.75 \text{ si} : \lambda < 5 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \; i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

**Table 0-11:**Vérification de cisaillement des poteaux a l'ELU.

| Section | T.FISSUR | Tx | i=b/√12 | $\lambda$ | ρd | [τu]RPA | [τu]CBA | τu ≤ [τu] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 35x35 | n pr | 49.77 | 0.10 | 22.447 | 0.075 | 1.875 | 0.438 | 3.34 | **CV** |
| 40x40 | n pr | 50.62 | 0.12 | 19.641 | 0.075 | 1.875 | 0.337 | 3.34 | **CV** |
| 45x45 | n pr | 44.42 | 0.13 | 17.459 | 0.075 | 1.875 | 0.232 | 3.34 | **CV** |
| 50x50 | n pr | 37.32 | 0.14 | 15.713 | 0.075 | 1.875 | 0.157 | 3.34 | **CV** |
| 55x55 | preju | 26.9 | 0.16 | 14.285 | 0.075 | 1.875 | 0.093 | 2.5 | **CV** |

### V.3.5. Vérification des armatures transversales

- **selon le CBA93 [art A.5.1.2.2]**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs ϕt et donnée par la relations :$\emptyset t = \min[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset l]$

At = nt x Øtavec $n_t$: est le nombre des barres transversales

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

St ≤ $\frac{0.9 \, .At \, .fe}{\Upsilon s.b0(\tau u - 0.3.ft28.k)}$Dans les cas de flexion composée $k = 1 + 3\frac{Nu}{B.fc28}$

$S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm] et $\frac{At.fe}{b0*St} \geq 0.4\ MPa$

- **selon RPA99 version 2003 Art [7.4.2.2]**

$$St = \frac{\text{h . fe . At}}{\rho . \text{Vu}}$$

Avec : At = nt. Øt

Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

$$S_t = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ; 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Φl minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (cheminée >12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

**Table 0-12**:Calcul des armatures transversales et leurs espacements.

| section | Vu (KN) | At (cm²) | λg | ρd | St cal *(cm)* | Zone | St RPA *(cm)* | St CBA *(cm)* | St finale *(cm)* | At Choix |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 35x35 | 49.77 | 2.01 | 6.48 | 2.5 | 22.62 | Courante | 12 | 29.25 | 15 | 4HA8 |
| | | | | | | Nodale | 10 | | 10 | 4HA8 |
| 40x40 | 50.62 | 2.01 | 5.67 | 2.5 | 25.41 | Courante | 12 | 33.75 | 15 | 4HA8 |
| | | | | | | Nodale | 10 | | 10 | 4HA8 |
| 45x45 | 44.42 | 2.01 | 5.04 | 2.5 | 32.57 | Courante | 14 | 38.25 | 15 | 4HA8 |
| | | | | | | Nodale | 10 | | 10 | 4HA8 |
| 50x50 | 37.32 | 2.01 | 4.54 | 3.75 | 28.72 | Courante | 16 | 40 | 15 | 4HA8 |
| | | | | | | Nodale | 10 | | 10 | 4HA8 |
| 55x55 | 26.9 | 2.01 | 4.12 | 3.75 | 43.83 | Courante | 16 | 40 | 15 | 4HA8 |
| | | | | | | Nodale | 10 | | 10 | 4HA8 |

### V.3.5.1. Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale selon RPA99 v2003[Art 7.4.2.2]

**Table 0-13:**Vérification de la quantité d'armatures transversales.

| section | zone | At/st*b% | At/st*b>0.3% |
|---|---|---|---|
| 35*35 | courante | 0.06 | Vérifiée |
| | nodale | 0.07 | Vérifiée |
| 40*40 | courante | 0.07 | Vérifiée |
| | nodale | 0.08 | Vérifiée |
| 45*45 | courante | 0.06 | Vérifiée |
| | nodale | 0.09 | Vérifiée |
| 50*50 | courante | 0.06 | Vérifiée |
| | nodale | 0.10 | Vérifiée |
| 55*55 | courante | 0.07 | Vérifiée |
| | nodale | 0.11 | Vérifiée |

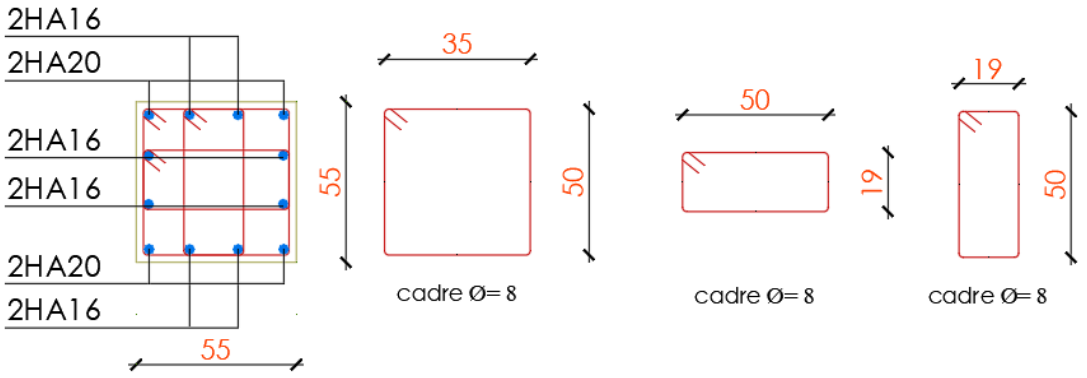



**Figure 0-5 :**Ferraillaige de poteaux 55x55

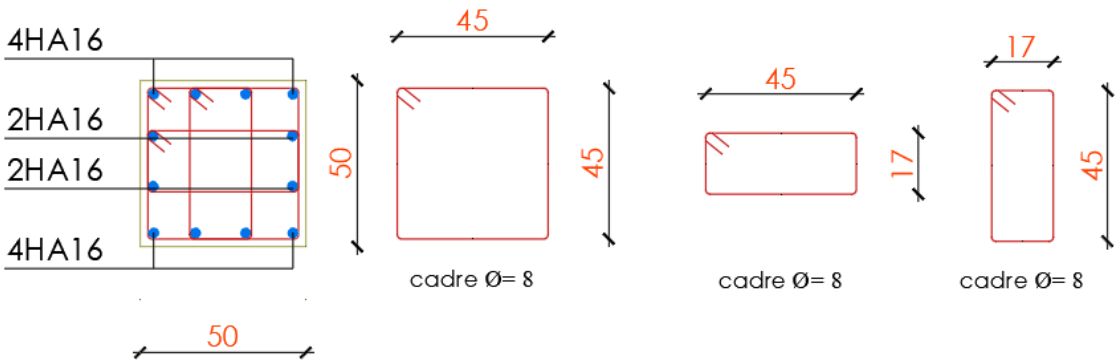



**Figure 0-6:**Ferraillaige de poteaux 50x50.

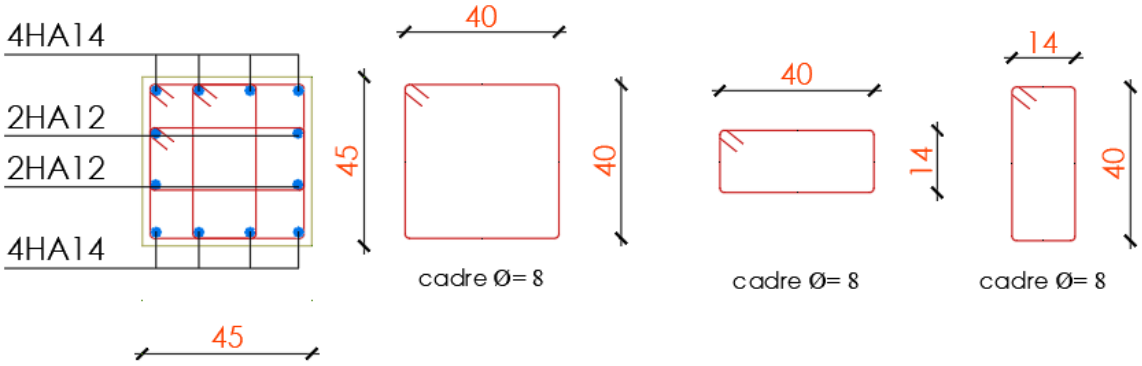



**Figure 0-7:**Ferraillaige de poteaux 45x45.

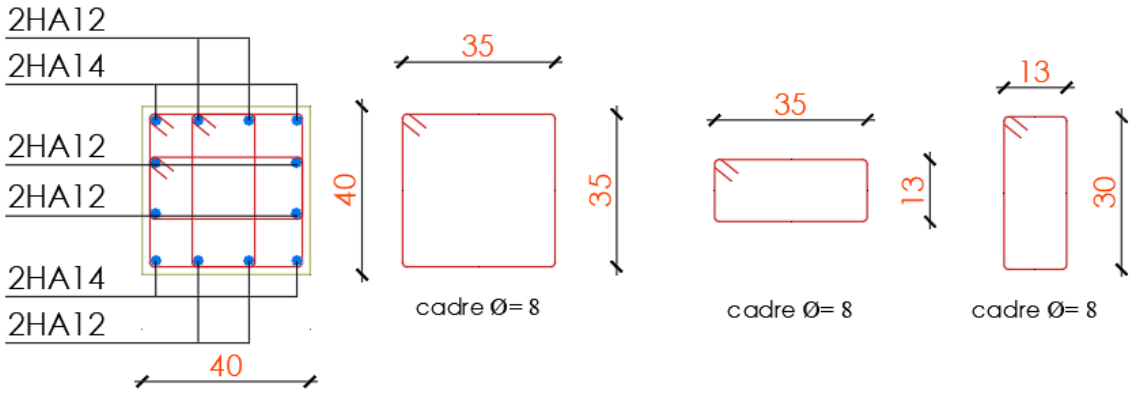



**Figure 0-8:**Ferraillaige de poteaux 40x40.

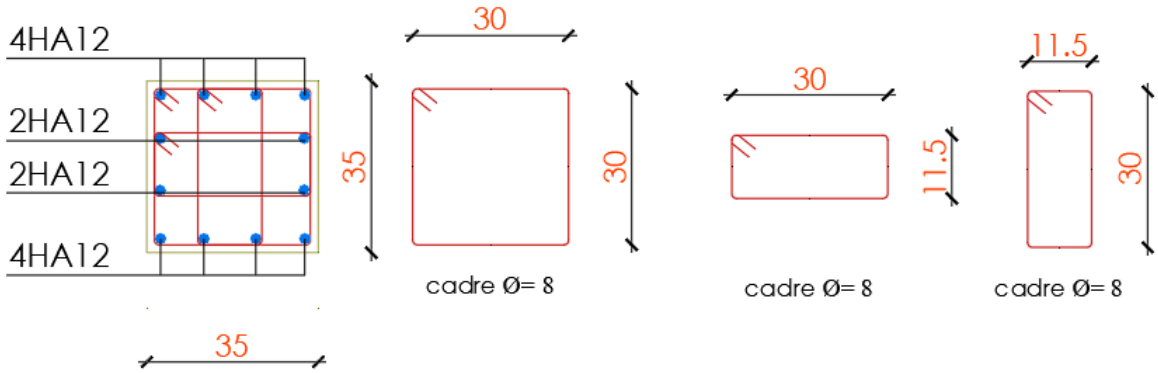



**Figure 0-9:**Ferraillaige de poteaux 35x35.

## V.4. FERRAILLAGE DES VOILES

### V.4.1. Introduction

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leurs tabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

### V.4.2. Les voiles pleins

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, on devra disposer du ferraillage suivant:

- Les aciers verticaux.
- Les aciers longitudinaux.
- Les aciers transversaux.

### V.4.3. Voiles avec files d'ouvertures

#### V.4.3.1. Les trumeaux

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

#### V.4.3.2. Les linteaux

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion "$A_l$".
- Des aciers transversaux "$A_t$".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).
- Des aciers diagonaux Ad

### V.4.4. Recommandations des règlements

#### V.4.4.1. Recommandation du[RPA99v2003

- **Armatures verticales [RPA99v2003 Art 7.7.4.1**

$A_v = 0.2\%B_t$ $B_t$: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_c$ $B_c$: La section horizontale courante.

- **Armatures horizontales**

Le voile doit avoir des armatures horizontales ($A_h$) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V.

- **Calcule et vérification de l'espacement**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S_h \leq \min [1.5a; 30cm]$

- **Armatures transversales**

Ce sont des armatures rondes lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

#### V.4.4.2. Recommandations du[CBA93]

- **Armatures verticales**

$$0.1\% \leq \frac{2 * A_v}{a * b} \leq 0.5\% \quad \Rightarrow \quad A_v \geq 0.1\%B_t$$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b= la largeur de la zone tendue

- **Calcule et vérification de l'espacement**

St = min [0.9d;40cm] [**artA.5.1.2.2CBA93**]

$\frac{AtxFe}{bxSt} \geq 0.4\ Mpa$ [**art A.5.1.2.2 CBA93**]

$\frac{At}{b0xSt} \geq \gamma s \frac{\tau u - 0.3.k.ft28}{0.9.fe.(cos\alpha + sin\alpha)}$[**art A. 5. 1. 2. 3 CBA93**]

- **Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux et les trumeaux**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}$$

Où : $\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : V=1.4 $V_{u\ calculé}$ ; $\bar{\tau}$= 0.2 $f_{c28}$

### V.4.5. Recommandations pour les voiles et les trumeaux

La longueur de recouvrement doit être égale :

- 40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser
- Espacement des armatures verticales.

$S_V \leq$ Min [1.8a ; 30cm]

SV = SV (zone courante)

$S_V = \frac{Sv}{2}$ (zone d'extrémité) $\frac{L}{10}$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

**Table 0-14:** Les données de calcul.

| Situation durable | | Situation accidentelle | |
|---|---|---|---|
| Béton | Acier | Béton | Acier |
| γb=1.5 | γs=1.15 | γb=1.15 | γs=1.00 |
| $Fc_{28}$=25Mpa | FeE400 | $Fc_{28}$= 25Mpa | FeE400 |
| σb=14.7Mpa | σs=348 Mpa | σb=18.48Mpa | σs=400 Mpa |

### V.4.6. Ferraillage des voiles pleins (trumeau)

#### V.4.6.1. Armatures verticales

**Table 0-15:**Ferraillage verticales des voiles pleins, d'épaisseur 20cm..

| Sens | Voile | $L_t$ (m) | N (kN) | M (kN.m) | section | Situ | $S_t$ (cm) | $A_v$ ($cm^2$) | $A_{v\,c}$ ($cm^2$) | $A_{choisie}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **X** | 1 | 2.46 | 863.14 | -1857.13 | SPT | ACC | 15 | 30.71 | 0.00 | 32HA12 =36.17 |
| **Y** | 2 | 1.6 | 1299.61 | **2289,85** -4599.30 | SPC | ACC | 15 | 39.53 | 1.68 | 22HA16=44.21 |
| | | | | | | | | | | 10HA8=5.02 |

#### V.4.6.2. Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service (ELS), il suffit de vérifier la contrainte limite du béton $(\sigma_b \leq \overline{\sigma_b})$.

**Table 0-16**:Vérification des contraintes à l'ELS.

| *Sens* | *voile* | $N$ $(KN)$ | $M$ (KN.m) | $A_{s1}$ (cm) | $A_{s2}$ ($cm^2$) | $\sigma_b$ $(MPa)$ | $\overline{\sigma_b}$ $(MPa)$ | *Vérification* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ***sens X*** | ***1*** | 1003.81 | 165.98 | 36.17 | 0.00 | 1.67 | 15 | CV |
| ***sens Y*** | ***2*** | 1605.93 | -96.70 | 44.21 | 5.02 | 2.08 | 15 | CV |

#### V.4.6.3. Vérification des contraintes de cisaillements à l'ELU

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 * T$$

**Table 0-17**:Vérification des contraintes des cisaillements.

| *sens* | *voile* | $T$ $(MPa)$ | $\tau$ $(MPa)$ | *Type de fissuration* | $\overline{\tau}$ $(MPa)$ | $\tau \leq \overline{\tau}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ***X*** | ***1*** | 504.6 | 1.03 | Préjudiciable | 3.26 | CV |
| ***Y*** | ***2*** | 908.22 | 1.68 | Préjudiciable | 3.26 | CV |

### V.4.7. Calcul des armatures horizontales

$$A_h = \text{Max}\ (2/3.\ A_{v\ choix}\ ;\ 0.15\%.h_e\ .a)$$

**Table 0-18**:Détermination des armatures horizontales.

| *Sens* | *Voile* | *a (cm)* | $h_e$*(cm)* | $A_{cal}(cm^2)$ | $S_{tch}(cm)$ | $cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ***X*** | 1 | 20 | 294 | 37.68 | 15 | 40HA12=45.22 |
| ***Y*** | 2 | 20 | 294 | 62.29 | 10 | 58HA12=65.56 |

### V.4.8. Calcul des armatures transversales

- **Sens X**

At=0.01%xLxhe

At=11.17 $cm^2$ ; nombre des barres = 11.17x4=45 barres

Donc $At_{choisir}$ = 45HA8=22.62 $cm^2$

- **Sens Y**

At=12.34$cm^2$ ; nombre des barres = 12.34x4=50 barres

Donc $At_{choisir}$ = 50HA8 =25.13 $cm^2$

### V.4.9. Ferraillage des voiles avec ouverture

#### V.4.9.1. Les trumeaux

##### V.4.9.1.1. Armatures verticales

**Table 0-19**:Calcul ferraillage verticales.

| **Voile** | **$L_t$ (m)** | **N (kN)** | **M (kN.m)** | **section** | **Situ** | **$S_t$ (cm)** | **$A_v$ ($cm^2$)** | **$A_{v\ c}$ ($cm^2$)** | **$A_{choisie}$ ($cm^2$)** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1.02 | 1436.46 | 333.17 | SPT | ACC | 10 | 36.30 | 0.00 | 20HA16 =40.19 |

#### V.4.9.1.2. Vérification des contraintes à l'ELS

**Table 0-20** :Vérification des contraintes à l'ELS.

| *voile* | $N$ $(KN)$ | $M$ (KN.m) | As1 (cm) | As2 ($cm^2$) | $\sigma_b$ $(MPa)$ | $\overline{\sigma_b}$ $(MPa)$ | *Vérification* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| *1* | 200.35 | 13.43 | 40.19 | 0.00 | 1.20 | 15 | CV |

#### V.4.9.1.3. Calcul des armatures horizontales

Détermination des armatures horizontales.

| *Voile* | *a (cm)* | $h_e$*(cm)* | $A_{cal}(cm^2)$ | $S_{tch}(cm)$ | $A_{hch}(cm^2)$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 20 | 294 | 27.52 | 10 | 20HA14=30.77 |

#### V.4.9.1.4. Calcul des armatures transversales

At=0.01%xLxhe

At=3.32 $cm^2$ ; nombre des barres = 3.32x4=14 barres

Donc At $_{choisir}$ = 14HA8=7.04 $cm^2$

### V.4.9.2. Ferraillage des voiles (linteaux)

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$ : Linteau soumis à la Flexion simple

$\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$ : Linteau soumis à la Traction / compression

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

#### V.4.9.2.1. Ferraillage des linteaux en flexion simple $(\tau_b \leq 0.06 f_{c28})$

**On devra disposer :**

- Des aciers longitudinaux $A_l$.
- Des aciers transversaux $A_t$.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) $A_c$.

#### V.4.9.2.2. Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4 M_u$$

#### V.4.9.2.3. Aciers transversaux :

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

- **Linteau long :**

$$S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$$

$S$ : Espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$ : Section d'un cours d'armatures transversales.

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4V_u$

- **Linteau court :**

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$$

$$V = \min(V_1 \, ; \, V_2)$$

$$V_2 = 2 * V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec $M_{ci}\ et M_{cj}$moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée $l_{ij}$ et calculés par :

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

### V.4.9.3. Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\boldsymbol{\tau_b \geq 0.06 f_{c28}}$)

#### V.4.9.3.1. Aciers diagonales :

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales $A_D$à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2 f_e sin\alpha} \qquad avec \qquad \alpha = Arctg\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

#### V.4.9.3.2. Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

- **Armatures longitudinales :**

$$(A_l, A_l{}') \geq 0.15\% \ (b * h)$$

- **Armatures transversales :**

$$Pour : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \ b * s$$

$$Pour : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \ b * s$$

$s$ : Espacement entre les cadres

- **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

Les résultats de calcul sont dans les tableaux suivants :

T**able 0-21** :Détermination de la sollicitation de calcul de linteau 01.

| Niveau | Voile | e (cm) | H (cm) | L (cm) | $V_u$ (KN) | M (knm) | $\tau_b$ | $\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 6 éme | $V_1$ | 20 | 104 | 120 | 212.96 | 4.49 | 1.59 | Traction/compression |
| 5éme | $V_1$ | 20 | 204 | 120 | 575.11 | 2.74 | 2.19 | Traction/compression |
| 4 éme | $V_1$ | 20 | 204 | 120 | 856.38 | 3.60 | 3.27 | Traction/compression |
| 3 éme | $V_1$ | 20 | 204 | 120 | 1095.10 | 3.24 | 4.18 | Traction/compression |
| 2 éme | $V_1$ | 20 | 204 | 120 | 1277.03 | 3.07 | 4.87 | Traction/compression |
| 1ere | $V_1$ | 20 | 204 | 120 | 1388.53 | 2.81 | 5.29 | Traction/compression |
| RDC | $V_1$ | 20 | 204 | 120 | 1360.08 | 2.09 | 5.19 | Traction/compression |

**Table 0-22 :**Calcul d'armatures longitudinales et transversales des linteaux 01.

| ***Acalcul***é (cm)² | | | | | | ***Achoisi*** (cm)² | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Niv | AD | Al | At | AC | Sp | ADx2 | AL | Atx2 | ACx2 |
| 6 éme | 4.06 | 3.12 | 0.75 | 4.16 | 15 | 8HA10=6.28 | 4HA12=4.52 | 5HA8=2.51 | 8HA10=6.28 |
| 5 éme | 8.34 | 6.12 | 0.75 | 8.16 | 15 | 8HA12=9 .05 | 4HA14=6.15 | 5HA8=2.51 | 12HA10=9.42 |
| 4 éme | 12.42 | 6.12 | 0.75 | 8.16 | 15 | 12HA12=13.57 | 4HA14=6.15 | 5HA8=2.51 | 12HA10=9.42 |
| 3 éme | 15.88 | 6.12 | 0.75 | 8.16 | 15 | 12HA14=18.47 | 4HA14=6.15 | 5HA8=2.51 | 12HA10=9.42 |
| 2éme | 18.52 | 6.12 | 0.75 | 8.16 | 15 | (12HA16=9.42) | 4HA14=6.15 | 5HA8=2.51 | 12HA10=9.42 |
| 1 ere | 20.14 | 6.12 | 0.75 | 8.16 | 15 | (12HA16=9.42) | 4HA14=6.15 | 5HA8=2.51 | 12HA10=9.42 |
| RDC | 19.72 | 6.12 | 0.75 | 8.16 | 15 | (12HA16=9.42) | 4HA14=6.15 | 5HA8=2.51 | 12HA10=9.42 |

# CHAPITRE VI :
# ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

## VI.1. INTRODUCTION

L'infrastructure est un ensemble des éléments structuraux interconnectés contactée au sol, permettant la transmission des efforts venant de la superstructure.

Le calcul des fondations se fait après la connaissance de la superstructure et les caractéristiques mécaniques et chimiques du sol.

L'infrastructure constituée par des organes de transmission rigides capable de remplir les fonctions suivants :

- Représenter l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison entre la partie supérieure et inferieur de la structure par le transit des efforts.
- Limité le tassement différentiel.

Dans notre projet l'étude de l'infrastructure se fera en deux étapes, on déterminera le type de fondation en fonction des conditions qu'on verra prochainement, et les voiles périphériques qui se trouvent aux niveau du sous-sol

## VI.2. RECONNAISSANCES DU SOL :

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a pris les informations suivantes :

- La contrainte admissible du sol est 2.00 bars.
- L'ancrage des fondations est à 2.00 m.
- L'agressivité du sol contre le béton est nulle.
- Le site est considéré comme ferme (S2).

## VI.3. FERRAILLAGE DES LONGRINES :

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

Site $S_2$ : 25x30 $cm^2$

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\ KN[\mathbf{3}]$$

$\alpha$ = 12 (zone III ; Site 2).

La section choisie : bxh = 30x30 $cm^2$

### VI.3.1. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

**Tableau 0-1**:Ferraillage longitudinal des longrines..

| Section ($cm^2$) | $N_u$ (KN) | F(KN) | $A_{calculée}$ ($cm^2$) | A choisi ($cm^{2)}$ | A min CBA ($cm^2$) | A min RPA ($cm^2$) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 30x30 | 2180.42 | 181.70 | 5.22 | 6HA12 = 6.79 | 0.90 | 5.4 | CV |

### VI.3.2. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

**Tableau 0-2 :**Vérification de contrainte à l'ELS des longrines.

| Section ($cm^2$) | $N_{ser}$ (KN) | F(KN) | $A_{adoptée}$ ($cm^2$) | $\sigma_s$(MPa) | $\overline{\sigma_s}$(MPa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 30x30 | 1595.37 | 132.95 | 6.79 | 195.79 | 201.63 | CV |

### VI.3.3. Calcul des armatures transversales :

**Tableau 0-3:**Les armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

| | | CBA93 | | RPA99 | | | $S_{t\ (adopté)}$ (cm) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| B ($cm^2$) | $\tau_u$(MPa) | $S_t$ (cm) | $A_t$ ($cm^2$) | $S_{t(nodale)}$ (cm) | $S_{t(courante)}$ (cm) | $A_t$ ($cm^2$) | $S_{t(nodale)}$ (cm) | $S_{t(courante)}$ (cm) | $A_{tchoisi}$($cm^2$) |
| 30x30 | 0.27 | 24.75 | 0.7424 | 7.5 | 15 | 0.67 | 10 | 15 | 4HA8 |

### VI.3.4. Murs de soutènement périphérique :

Le calcul se fera par la méthode des lignes de rupture pour une bande de 1m.

**Tableau 0-4:**Calcul de la poussée des terres.

| $\gamma$ (KN/$m^3$) | $\varphi$° | $K_\gamma$ | h (m) | P (KN/ $m^2$) |
|---|---|---|---|---|
| 18.50 | 20 | 0.490 | 3.24 | 47.58 |

**Tableau 0-5:**Sollicitation des murs de soutènement périphérique.

| Direction | $P_u$ (KN /ml) | $M_x$(KN.m) | $M_y$ (KN.m) |
|---|---|---|---|
| 2 Direction | 70.98 | 38.32 | 38.32 |

**Tableau 0-6:**Sollicitation des murs de soutènement périphérique.

| Etats | Les moments | Aux travées | En appuis |
|---|---|---|---|
| ELU | $M_x$ (KN.m) | 32.57 | 19.16 |
| | $M_y$ (KN.m) | 32.57 | 19.16 |
| ELS | $M_x$ (KN.m) | 24.13 | 14.19 |
| | $M_y$ (KN.m) | 24.13 | 14.19 |

## VI.4. FERRAILLAGE MURS DE SOUTENEMENT PERIPHERIQUE :

**Tableau 0-7:La section d'armatures du voile périphérique.**

| | Suivant X et Y | | | |
|---|---|---|---|---|
| | M (KN. m) | $A_{cal}$ ($cm^2$) | $A_{ch}$ ($cm^2$) | $S_t$ (cm) |
| Travées | 32.57 | 6.3 | 6HA12=6.79 | 15 |
| Appuis | 19.16 | 3.2 | 6HA12=6.79 | 15 |

### VI.4.1. Vérification des contraintes à l'ELS :

**Tableau 0-8:**Vérification des contraintes à l'ELS.

| Contraintes en travées | | | | | Contraintes aux appuis | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $M_t$ (KN.m) | $A_{ch}$ ($cm^2$) | $\sigma_b$(MPa) | $\sigma_s$(MPa) | $\sigma \leq \bar{\sigma}$ | $M_a$ (KN.m) | $A_{ch}$ ($cm^2$) | $\sigma_b$(MPa) | $\sigma_s$(MPa) | $\sigma \leq \bar{\sigma}$ |
| 24.13 | 6.79 | 5.5 | 201.63 | CV | -14.19 | 6.79 | 3.2 | 132.2 | CV |

### VI.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_{adm} = \text{Min}\left[\frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa}\right] \quad [\mathbf{2}]$$

$$\tau_{max} = 0.46\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{adm} = 1.16\text{ MPa} \quad \text{CV}$$

## VI.5. CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS :

### VI.5.1. Semelles isolées :

D'après les caractéristiques du sol où on a implanté notre projet, nous a conduit dans un premier temps à considérer que le type de fondation choisi est des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles.

**Tableau 0-9:**Dimensionnement des semelles isolées (ELS).

| Elément | $N_{ser}$ (KN) | $M_{ser\ x}$ (KN.m) | $M_{ser\ y}$ (KN.m) | A (m) | B (m) |
|---|---|---|---|---|---|
| S1 | 1595.37 | 3.16 | -2.64 | 3.1 | 3.1 |
| S2 | 1208.52 | 7.34 | -6.57 | 2.8 | 2.8 |
| S3 | 827.38 | -5.2 | 1.76 | 2.3 | 2.3 |

### VI.5.1.1. Vérification de chevauchement :

$$\frac{1.5}{2}.\mathrm{A}+\frac{1.5}{2}\mathrm{A}'<L$$

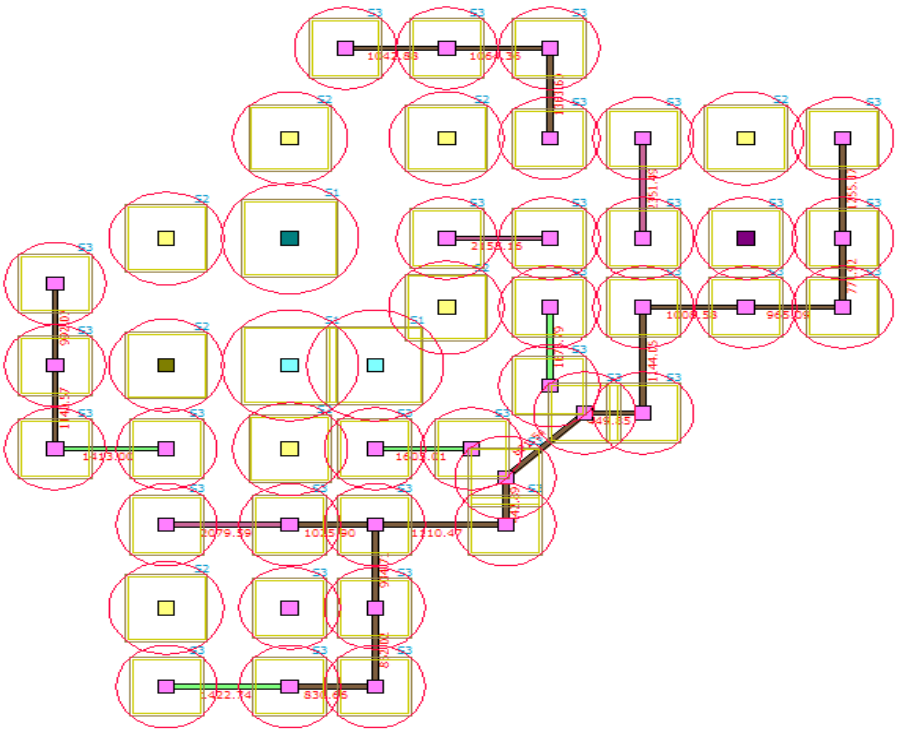


**Figure 0-1** :Vérification de chevauchement.

On remarque qu'il y a risque de chevauchement entre toutes les semelles.

### VI.5.2. Semelles filantes :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 ou 3 éléments, en destines : la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal trouvant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et supporte les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme poutre continue (renversée) en flexion simple.

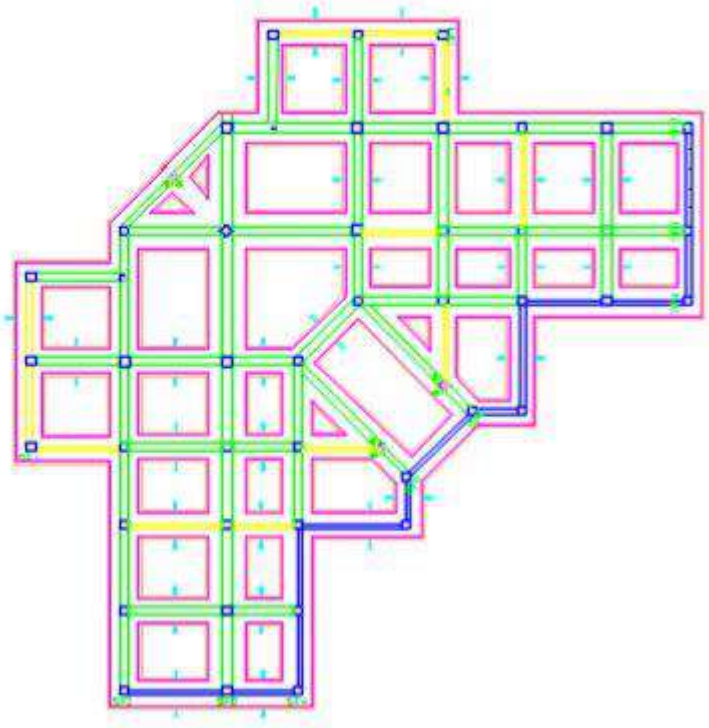


**Figure 0-2:**Le choix finale des semelles.

### VI.5.2.1. Dimensionnement des semelles filantes sous un voile et des poteaux :

$$B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.\overline{\sigma}_{sol}}$$

**Table 0-1:**Dimensionnement des semelles filantes sous un voile

| Semelle | L (m) | N(KN) | $\sigma_{sol}$(bar) | $B_{cal}$(m) | $B_{adop}$(m) | $h_{cal}$(cm) | $h_{adop}$(cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| S.filante01 | 25.51 | 797.85 | 2.00 | 0.88 | 1.2 | 19.25 | 25 |

### VI.5.2.2. Vérification des contraintes sous la semelle :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{a.poteaux} + P_{remblai}}{B_{ch}.L} \leq \sigma_{sol}$$

**Table 0-2:**Vérification des contraintes sous la semelle.

| Semelle filantes 1 | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $N_{ser\ voile}$ (KN) | $N_{ser}$ (KN) | $P_{semelle}$ (KN) | $P_{a.poteaux}$ (KN) | $P_{remblai}$ (KN) | $P_{a.voile}$ (KN) | $\sigma_{cal}$ (bar) | $\sigma_{sol}$ (bar) | Vérification |
| 1589.04 | 797.85 | 191.33 | 25.38 | 812.29 | 25.38 | 1.83 | 2.00 | CV |

### VI.5.2.3. Vérification de poinçonnement :

$$N_u \leq F_{limite} = \frac{0.045.h.U_c.f_{c28}}{\gamma_b} [2]$$
$$U_c = [(a+b).2.h].2$$

$2180.42\ KN \leq 600\ KN \ldots\ldots CNV$ ⇨ Il y a un risque de poinçonnement.

### VI.5.2.4. Dimensionnement de la poutre de libage :

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5.k.L_{max}}{E}} \quad \text{Avec : K (raideur du sol)} K = \begin{cases} 0.5 & \text{mauvais sol} \\ 4 & \text{sol moyen} \\ 12 & \text{bon sol} \end{cases}$$
$$L_{max} = Max\{L_i\ ;\ L_{i+1}\ ; \ldots\ldots ;\ L_n\}$$

**Table 0-3:**Dimensionnement de la poutre de libage.

| $L_{max}$ (m) | K(kg/cm$^3$) | E (MPa) | b (cm) | h (cm) | $h_{choisi}$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|
| 5.35 | 4 | 32164.20 | 55 | 79.87 | 90 |

### VI.5.2.5. Vérification de poinçonnement :

$$N_u \leq F_{limite} = \frac{0.045.h_p.U_c.f_{c28}}{\gamma_b} [2]$$
$$U_c = [(a+b).2.h].2$$

$2180.42\ KN \leq 3780\ KN \ldots\ldots CV$ ⇨ Pas risque de poinçonnement.

### VI.5.2.6. Ferraillage de la poutre de libage :

On doit calcul les contraintes :

$$\sigma_u = \frac{\sum N_u + 1.35\ (P_{semelle} + P_{a.poteaux} + P_{remblai})}{B_{ch}.L}$$
$$\sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + P_{semelle} + P_{a.poteaux} + P_{remblai}}{B_{ch}.L}$$

**Table 0-4:**évaluation des charges de la poutre de libage.

| $\sum N_u$ (KN) | $\sum N_{ser}$ (KN) | $P_{semelle}$ (KN) | $P_{a.poteaux}$ (KN) | $P_{remblai}$ (KN) | $P_{p.libage}$ (KN) | $F_u$ (KN/ml) | $F_{ser}$ (KN/ml) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 9228.5 | 2909.85 | 258.29 | 103.63 | 1020.74 | 307.79 | 416.31 | 219.7 |

- **Les armatures longitudinales :**

**Table 0-5:**calcul les armatures longitudinales de la poutre de libage.

| | $M_u$ (KN.m) | A ($cm^2$) | A' ($cm^2$) | Choix |
|---|---|---|---|---|
| Travée | 580.62 | 20.02 | 0 | 5HA16+5 Chp HA16=20.11 $cm^2$ |
| Appui | -955.10 | 0 | 34.6 | 5HA16+8 Chp HA20=35.19 $cm^2$ |

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Type de fissuration : préjudiciable.

$$\overline{\sigma}_b = 15\ \text{MPa} \text{et} \overline{\sigma}_s = 201.63\ \text{MPa}$$

**Table 0-6:**Vérification des contraintes à l'ELS.

| | $M_{ser}$ (KN.m) | $A_{s1}$ ($cm^2$) | $A_{s2}$ ($cm^2$) | $\sigma_b$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $\sigma'_s$ (MPa) | $\overline{\sigma}_b$ (MPa) | $\overline{\sigma}_s\ \overline{\sigma}_s'$ (MPa) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Travée | 255.27 | 20.11 | 10.05 | 4 | 159 | 53 | 15 | 201.63 |
| Appui | -437.50 | 10.05 | 35.19 | .8 | 159.8 | 77.9 | 15 | 201.63 |

- **Les armatures de peau :**

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 90 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'où moins 3 $cm^2$/ml posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre $A_p$ = 3x1.8 =5.4 $cm^2$, donc on adopte $A_p$ =6HA12 = 6.79 $cm^2$.

- **Vérification de cisaillement :**

Type de fissuration : préjudiciable. $f_{c28} = 25\ \text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = 2.38 \leq \overline{\tau} = \text{Min}\left\{\frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5\ \text{MPa}\ ; 4\text{MPa}\right\} \ldots\ldots \text{CV} \qquad [\mathbf{2}]$$

b) *Les armatures transversales :*

$$S_t \leq \frac{0.9.A_t.{}^{f_e}/_{\gamma_s}(\cos\alpha + \sin\alpha)}{b_0(\tau_u - f_{t28}.K)} \quad \text{Avec} \quad K = 1 \quad \text{en flexion simple} \qquad [\mathbf{2}]$$

**Table 0-7:**Les armatures transversale.

| | | CBA93 | | RPA99 | | | $S_{t\ (adopté)}$ (cm) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| B ($cm^2$) | $\tau_u$(MPa) | $S_t$ (cm) | $A_t$ ($cm^2$) | $S_{t(nodale)}$ (cm) | $S_{t(courante)}$ (cm) | $A_t$ ($cm^2$) | $S_{t(nodale)}$ (cm) | $S_{t(courante)}$ (cm) | $A_{tchoisi}$($cm^2$) |
| 55x90 | 2.38 | 40 | 2.2 | 14.4 | 45 | 1.65 | 10 | 15 | 5HA8 =2.51 |

### VI.5.3. Ferraillage de la semelle filante sous un voile et des poteaux :

Le calcul de ferraillage pour une semelle filante se fait comme une semelle isolée par la méthode des bielles, mais avec l'effort normal de voile dans une bande de 1m avec :

La largeur B = la largeur de la semelle filante.

#### VI.5.3.1. Les armatures principales :

**Table 0-8:** Ferraillage de la semelle filante sous un mur.

| $M_u$ (KN.m) | $N_u$ (KN/ml) | A (m) | B (m) | $A_{b\ calculée}$ ($cm^2$) | $A_{b\ choisi}$ ($cm^2$) | $S_t$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| -71.71 | 621.24 | 1 | 1.20 | 6.64 | 5HA14 = 7.7 | 20 |

#### VI.5.3.2. Les armatures de répartition :

$$A_{a\ rép} = \frac{A_b}{4}.B \qquad [2]$$

**Table 0-9:** Les armatures de répartition.

| $A_{b\ choisi}$ ($cm^2$) | $A_{a\ rép\ calculée}$ ($cm^2$) | $A_{a\ rép\ choisi}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|
| 7.7 | 1.925 | 4HA12 = 4.52 |

### VI.5.4. Ferraillage de la semelle filante sous un voile :

**Table 0-10:**Ferraillage de la semelle filante sous plusieurs poteaux.

| $M_u$ (KN.m) | $N_u$ (KN) | A (m) | B (m) | $A_{b\ calculée}$ ($cm^2$) | $A_{b\ choisi}$ ($cm^2$) | $S_t$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 103.39 | 518.20 | 1 | 1.60 | 10.97 | 8HA14 = 12.32 | 12 |

#### VI.5.4.1. Les armatures de répartition :

$$A_{a\ rép} = \frac{A_b}{4}.B \qquad [2]$$

**Table 0-11:** Les armatures de répartition.

| $A_{b\ choisi}$ ($cm^2$) | $A_{a\ rép\ calculée}$ ($cm^2$) | $A_{a\ rép\ choisi}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|
| 12.32 | 4.93 | 8HA12 = 9.05 |

### VI.5.4.2. ferraillage de la semelle filante sous un voile :

**Table 0-12:**Ferraillage de la semelle filante sous un mur.

| $M_u$ (KN.m) | $N_u$ (KN) | A (m) | B (m) | $A_{b\ calculée}$ ($cm^2$) | $A_{b\ choisi}$ ($cm^2$) | $S_t$ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 159.49 | 511.11 | 1 | 1.80 | 10.69 | 7HA14 = 10.78 | 12 |

### VI.5.4.3. Les armatures de répartition :

$$A_{a\ rép} = \frac{A_b}{4}.B \qquad [\mathbf{2}]$$

**Table 0-13**: Les armatures de répartition.

| $A_{b\ choisi}$ ($cm^2$) | $A_{a\ rép\ calculée}$ ($cm^2$) | $A_{a\ rép\ choisi}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|
| 10.78 | 4.85 | 9HA12 = 10.18 |

### VI.5.5. Vérification de chevauchement :

$$\frac{B + B'}{2} < L \quad \Rightarrow \quad 1.2\ m < 3.60\ m \ldots\ldots CV$$

$$\frac{B + B'}{2} < L \quad \Rightarrow \quad 1.4\ m < 3.60\ m \ldots\ldots CV$$

$$\frac{B + B'}{2} < L \quad \Rightarrow \quad 1.7\ m < 3.60\ m \ldots\ldots CV$$

$$\frac{B + B'}{2} < L \quad \Rightarrow \quad 1.4\ m < 3.60\ m \ldots\ldots CV$$

# CONCLUSION GENERALE

# CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir: **la sécurité, l'économie, l'exploitation et l'esthétique.**

# Références bibliographiques

## Règlements :

[1] : REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME **CBA 93**

[2] : REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES **RPA 99 version 2003**

[3] : CHARGES PERMANENTES ET CHARGES D'EXPLOITATION

[4] : CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME.

[5] : DYNAMIQUE DES OUVRAGES, Alain PECKER 2003

[6] : COURS PRATIQUE DE MECANIQUE DES SOLS, G. SANGLERAT

[7] : FORMULAIRE DE BETON ARME. TOME 1

## Cours :

4 -Béton armé

5 -Résistance des matériaux

## Logiciels :

6 -AUTOCAD 2019

7 -WORD 2016

8 -SAP2000 ver 20.2.0

9 -ROBOT EXPERT

# ANNEXE A

## METHODE SIMPLIFIEE DE CALCULE DES FLECHES

**Pour les poutrelles (Avant coulage)**

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique soumise aux charges suivantes :

-Son poids propre.

-Le poids de corps creux (entrevous).

-Une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0,5×L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

-Si la valeur de $\mu \leq \mu_l$ : on ne nécessite pas des étaiements.

-Si la valeur de $\mu \gg \mu_l$ : on doit calculer la flèche et la comparer avec la flèche admissible pour qu'on puisse savoir si notre poutrelle nécessite des étaiements afin de ces derniers aident la poutrelle à supporter les charges.

**Les charges revenantes à la poutrelle avant coulage**

$$G = G_{P.corps\ creux} + G_{poutrelle}$$

$$Q = Max[1kN\ ;\ 0{,}5L]$$

**Calcul de μ**

$$\mu = \frac{M_u}{b\ {d_0}^2\ \sigma_b} \quad d'ou \quad M_u = 1{,}35M_G + 1{,}5M_Q \quad ; \quad \mu_l = 0{,}392$$

**Pour les pouters et bandes de dalles**

On peut admettre que $I_f$ est défini par la relation :

$$I_f = 1{,}1\frac{I_0}{1 + (\lambda\,.\,\mu)}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ Pour les déformations instantanées

$\lambda = \lambda_v = \frac{0{,}02\ f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{2}{5}\lambda_i$ Pour les déformations de longue durée

$\mu = 1 - \frac{1{,}75\ f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}}$ si la valeur de μ.résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.

Dans ces expressions :

$I_0$: désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogéne calculé

$f_{t28}$: la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa;

$\sigma_s$:la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ: le"pourcentage"ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure;

$$\rho \frac{A}{b_0 . d}$$

$b_0$: la largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures de la nervure $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie $I_{fi}$ et $I_{fv}$ correspondant a $\lambda_i$ et $\lambda_v$ et les modules de déformation longitudinale correspondants $E_i$ et $E_v = \frac{1}{3} E_i$ .

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i . I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v . I_{fv}}$$

M : étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partie des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches $f_i$ et $f_v$ sont égales à:

$$f_i = \frac{M.I^2}{10.E_i . I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M.I^2}{10.E_v . I_{fv}}$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i$$

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

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} & \text{SI} \quad L \leq 5 \text{ m} \\ \bar{f} \leq \frac{L}{1000} + 0{,}5 \text{ cm} & \text{SI} \quad L \geq 5 \text{ m} \end{cases}$$

# ANNEXE B

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة الحديد الجزائر

TPL

TREFAL تريفال

REGHAIA الرغاية

FICHE TECHNIQUE

## POUTRELLE METALLIQUE LEGERE

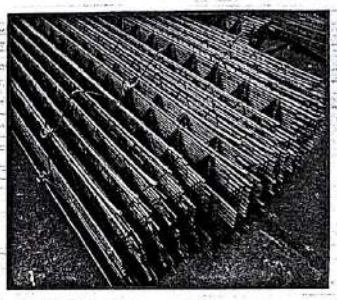
C'est une armature pour béton destinée à supporter des charges de construction, l'assemblage des éléments constitutifs est obtenu par soudage électrique sur machine automatique, de chaque point de liaison des treillis aux membrures.

### POUTRELLE METALLIQUE STANDARD

| Désignation | Pas (P) (mm) | Hauteur (H) (mm) | Membrure supérieur (M.S) (mm) | Membrure inférieur (M.I) (mm) | Zigzag (ZZ) (mm) | Largeur (LS) (mm) | Longueur (L) (mm) | Poids nominal M/L (Kg) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 10 x 5 x 10 | 200 | 150 | 10 | 10 | 5 | 90 | 12 | 2,444 |

### POUTRELLE METALLIQUE SPECIFIQUE

| Types | Hauteur (cm) | Diamètre des fils constitutifs (mm) | | | Largeur (mm) | Longueur (m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| P | H | M.S | M.I | ZZ (Etrier) | LS | L |
| 200 | 7 à 30 | 8 - 10 | 8 - 10 | 4 à 6 | 90 | 2 à 12 |

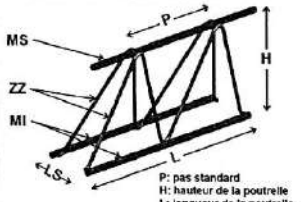


### CARACTERISTIQUES MECANIQUES

Caractéristiques mécanique minimales garanties :

| Résistance à la traction (N/mm²) | Limite d'elasticité (N/mm²) | Allongement (A%) |
|---|---|---|
| 550 | 500 | 8 |

SCHEMA CARACTERISTIQUE




P: pas standard
H: hauteur de la poutrelle
L: longueur de la poutrelle
MS: membrure supérieur
MI: membrure inferieur
LS: largeur standard
ZZ: zigzag

### TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm

± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil craneté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm

± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

### CONDITIONNEMENT

Les poutrelles sont livrées en fardeaux fermement retenues par trois ligatures en fil d'acier.
Chaque fardeau comporte une étiquette indiquant le nom de l'usine et les dimensions de la poutrelle.

### MARQUAGE

Au moins un des constituants de la poutrelle métallique légère porte une empreinte T.A.L façonnée par galets de laminage *(TAL : Tréfilerie d'Alger)*

Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

# ANNEXE C

# CONDITION DE LA FLECHE DE LA METHODE FORFAITAIRE

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les inégalités ci-dessous sont vérifiées :

**-Pour les Poutres**

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{10M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{4{,}2}{f_e} \end{cases}$$

**-Pour les Poutrelles**

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{3{,}6}{f_e} \end{cases}$$

**-Pour les Dalles Pleines**

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ \dfrac{A}{b \times d} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec:

-$M_t = k \times M_0$

-k : Est un coefficient rédacteur ($0{,}75 \leq k \leq 0{,}85$).

# ANNEXE D

SOCIÉTÉ DE TRÉFILAGE D'ALGER — شركة القـــلـد الجـــزائـــر

**TREFAL** تريفال
**REGHAIA** الرغاية

FICHE TECHNIQUE

## TREILLIS SOUDES

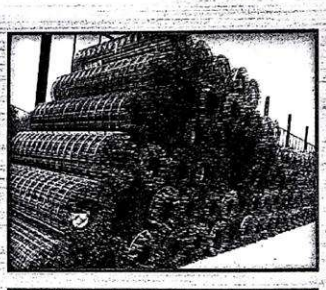
, C'est une armature fabriquée à partir de fil machine suivant la norme ISO 10544 en acier doux de 0.08% à 0.20% de carbone, soudé rigidement en mailles carrés ou rectangulaires par soudure électrique sur machines automatique.

### TREILLIS SOUDES STANDARDS

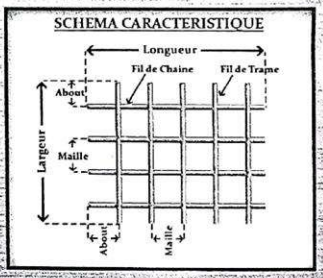
| Types | Diamètre du fils (mm) | | Espacement (mm) | | Dimensions abouts compris (m) | Section d'acier | Poids du m² | Surface | Poids Total |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Porteur | Répartiteur | Porteur | Répartiteur | L&l | (mm²) | (Kg) | (m²) | (Kg) |
| Rouleaux | 4,5 | 4,5 | 150 | 150 | 45 x 2,4 | 15,9 | 1,66 | 108 | 179,6 |
| Panneaux | 5 | 5 | 150 | 150 | 3,6 x 2,4 | 19,63 | 2,06 | 8,64 | 17,8 |

### TREILLIS SOUDES SPECIFIQUES

| Types | Diamètre du fils (mm) | | Longueur du fils (m) | | Espacement Maille (mm) | Dimensions abouts (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Porteur | Répartiteur | Porteur | Répartiteur | | |
| Rouleaux | 4 à 6 | 4 à 6 | 20 à 50 | 1,2 à 2,4 | 50 à 600 | 25 à 300 |
| Panneaux | 4 à 10 | 4 à 10 | 2 à 6 | 1,2 à 2,4 | 50 à 600 | 25 à 300 |
| Tolérance | | | ± 1% | ± 1% | ± 1% | ± 1% |



SCHEMA CARACTERISTIQUE




### TOLERANCES

» Tolérances sur diamètre du fil tréfilé lisse :

± 0.10 mm pour Ø ≤ 6mm
± 0.15 mm pour Ø > 6mm

» Tolérances sur La masse du fil cranté :

± 5 % pour 4 ≤ d ≤ 8 mm
± 4 % pour 8.5 ≤ d ≤ 16 mm

### CARACTERISTIQUES MECANIQUES

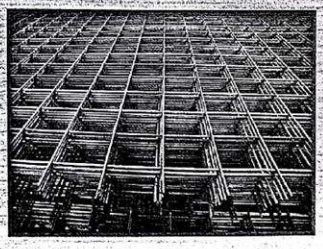
Caractéristiques mécanique minimales garanties sur tous les produits en rouleaux et panneaux (Suivant la norme NFA 35-016-2)

| Résistance à la traction (N/mm²) | Limite d'Elasticité (N/mm²) | Allongement Total (S/charge max %) |
|---|---|---|
| 525 | 500 | 2,5 |

### APPLICATIONS

Le treillis soudé a des applications diverses et variées dans le bâtiment et les travaux publics, il est utilisé pour :

- *Dalles en béton armé.*
- *Planchers à corps creux.*
- *Murs porteurs.*
- *Semelles de fondation.*
- *Panneaux préfabriqués.*
- *Escaliers préfabriqués*
- *Cuves, silos et réservoirs.*
- *Voûtes en voles.*
- *Chaussés et trottoirs.*
- *Pistes d'aérodrome.*
- *Plaque de clôture et cloisons.*
- *Tunnels et abris souterrains.*



**Tous les produits TREFAL font l'objet de contrôles réguliers lors de la fabrication, Tout type spécifique peut être étudié et réalisé.**



Société de Tréfilage d'Alger - Filiale Groupe TPL - Adresse : BP 151, Zone Industrielle de Réghaïa, Alger - Algérie
Tél/Fax : (+213) 23 96 59 32 / 23 96 58 72 Email : trefal@tpl-algeria.com / infos@trefal.com Web : www.trefal.com

# ANNEXE E

# METHODE DES LIGNES DE RUPTURE

La méthode des lignes de rupture est une méthode plus puissante et considère les matériaux à leur limite élasto-plastique.

Cette méthode, qui ne concerne que l'état limite ultime, est basée sur le Mécanisme des fissures, elle prévoit l'endommagement de la dalle.
Les fissures qui apparaissent sur la dalle s'appellent **lignes de rupture**.

**Hypothèses de calcul**

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure.

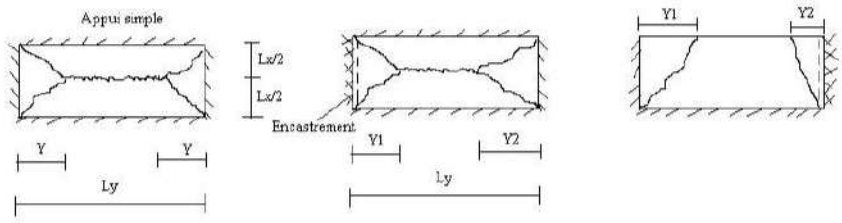
Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre).
Les hypothèses de calcul sont :

a) La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
b) Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
c) Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
d) L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
e) La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
*f)* Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.

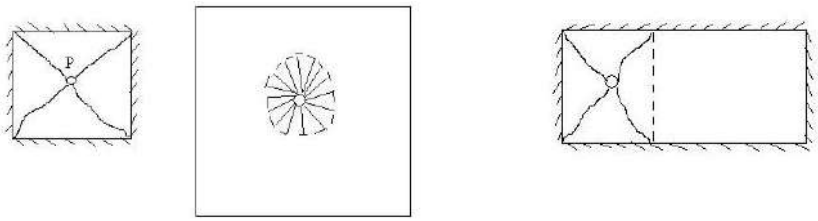
Conventionnellement on désignera :
-Un côté libre par un trait sans hachures
-Un appui simple par une hachure
-Un encastrement par une double hachure

**Exemples de fissuration de dalle**

*a)* **Cas des charges réparties**




*b)* **Cas des charges réparties concentrées**




**Calcul des moments (principe du travail virtuel)**

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

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

**a) Travail externes**

Le travail externe est égale au produit de la force concentrée par son déplacement

$$T_{ext} = P.f$$

Pour le cas particulier de la charge répartie :

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

**b) Travail internes**

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

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

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

# ANNEXE F

## RECONNAISSANCE DU SOL

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinages de la construction à édifier, en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituant le terrain, afin de justifier le type de fondations correspondant.

## Caractéristiques physiques et mécaniques du sol

D'après l'étude géologique, géotechnique et chimique, on peut dire qu'on a un sol:

-Argiles sableuses à inclusions graveleuses alluvionnaires

-Peu plastique

-Faible humidité

-Compacité moyenne

-Peu gonflant et de compressibilité moyenne.

Par ailleurs, si on veut récapituler les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, elles seront :

-Teneur en eau naturelle : $\mathbf{W}$ = 13,25%

-Limite de liquidité : $\mathbf{W_L}$ = 37%

- Limite de plasticité : $\mathbf{W_P}$ = 19%

-Indice de plasticité : $\mathbf{I_P}$ = 18%

-Pression de consolidation : $\mathbf{P_c} = 0{,}569$ bars

-Coefficient de compressibilité : $\mathbf{C_c} = 0{,}141$ bars

-Coefficient gonflement : $\mathbf{C_g} = 0{,}021$ bars

-Angle de frottement interne : $\boldsymbol{\varphi}$ = 20°

-Cohésion : $\mathbf{C_u}$ = 0,50 bars

-Poids volumique total humide : $\boldsymbol{\gamma_h}$ =17,6 kN/$m^3$

-La variation de la résistance à la pénétration en fonction de la profondeur :

$$\mathbf{R_{pmin}} = 40 \text{ bars}$$

-Le taux de travail est calculé suivant le principe de Sanglerat :

$$\mathbf{Q_{adm}} = \frac{R_{pmin}}{25} = \frac{40}{25} = 1{,}6 \text{ bars}$$

-La contrainte admissible : $\boldsymbol{\sigma_{adm}} = 2{,}52$ bars