**République algérienne démocratique et populaire**

**Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche scientifique**

**Université Echahid Hamma Lakhdar - El Oued**

**Faculté de Technologie**

**Département de Génie civil et hydraulique**

**Mémoire**

**Master académique**

**Domaine : Sciences et Technologies**

**Département : Génie civil**

**Spécialité : Matériaux en génie civil**

**Présenté par:**

**1• Benhaddya Alkama**

**2 • Benmoussa Aymen**

**Intitulé**

# Etude d'un bâtiment R+4 en Béton armé à contreventement mixte

**Dissertation soumise en Réalisation Partielle des Exigences du Master**

**Soutenu publiquement le : 24/09/2025**

**Le jury**

| | |
|---|---|
| **Dr farik Ali** | **Le président** |
| **Dr Hachem Rafika** | **Le superviseur** |
| **Dr Khlaifa Hamad** | **L'examinateur** |

**L'année scolaire: 2024/2025**

# Didcaces

je dédie ce mémoire à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à mon parcours académique et personnel.
À ma famille, dont l'amour inconditionnel et le soutien constant ont été des piliers essentiels tout au long de cette aventure. À mes parents, pour leurs sacrifices inestimables, leur encouragement et leur foi indéfectible en moi. Vous avez toujours été là pour m'inspirer et me motiver à poursuivre mes rêves.

À mon encadrante, Dr.Hachem Rafika, pour sa guidance précieuse et ses conseils éclairés. Merci pour votre patience, votre disponibilité et votre passion pour la recherche, qui ont été une source d'inspiration.

Enfin, à toutes les personnes qui croient en la puissance de l'éducation et de la recherche. Ce mémoire est le fruit de nombreuses heures de travail, de passion et d'engagement, et je le partage avec tous ceux qui aspirent à la connaissance et à la compréhension

# *Remerciement*

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude au jury de ce mémoire pour leur temps, leur expertise et leurs Précieux conseils.

Leurs commentaires constructifs enrichi mon travail et me permis d'approfondir mes réflexions.

Je souhaite également remercier mon encadrante Dr.Hachem Rafika et membres du comite disscussion Dr farik Ali et Dr Khlaifa Hamad

Pour soutien inestimable tout au long de ce projet. Disponibilité, patience et recommandations Éclairées ont été déterminantes dans la réalisation de cette étude. Accompagnements, j'ai pu développer Mes compétences et mener à bien mes recherches.

Enfin, je remercie tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Leur encouragement et leur soutien ont été des sources de motivation tout au long de ce parcours.

## ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم مبنى يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى أربع طوابق لالستخدام السكني(R+4) تقع في عنابة وتصنف كمنطقة IIa حسب مقياس هندسة الزالزل الجزائر 99 /نسخة معدلة سنة 2003.

يتم توفير الهيكل بواسطة نظام مختلط يتكون من العوارض، ألعمدة والجدران، تصميم وحساب المكونات وتعزيز العناصر المختلفة للهيكل حسب مقياس الخرسانة المسلحة CBA 93و BAEL91/99.

تم إجراء دراسة السلوك الديناميكي تحت تأثير العمل الزلزالية باستخدام برنامج Autodesk Robot Structural Professional 2019 Analysesالواقع، لضمان حسن السلوك الديناميكي للبناء لدينا، تخطيط جيد من جدران القص هو أكثر أهمية من عدد من الجدران المسلحة لضمان ليونة كافية للهيكل، جودة الهيكلية ألساسية في مناطق زلزالية عالية . **الكلمات المفتاحية :** خرسانة مسلحة، تعزيز، جدران مسلحة، سلوك ديناميكي.



## Résumé

L'objectif de ce travail est la conception d'un bâtiment composé de rez-de-chaussée plus quatre étages à usage d'habitation (R + 4), situé à Annaba et qui est classée comme zone IIa selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 / modifié 2003.

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par un system mixte constitué des voiles et des portiques. Le dimensionnement et le calcul de ferraillage des différents éléments composants la structure, sont conformes aux règles applicables en vigueurs, à savoir le BAEL91 modifier 99 et le CBA93.

L'étude du comportement dynamique sous l'effet de l'action sismique a été faite à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2019. En effet, pour assurer un bon comportement dynamique de notre bâtiment, la bonne disposition des voiles de contreventement est plus importante que le nombre de ces voiles, afin de garantir une ductilité appropriée de la structure, qualité structurale indispensable dans les zones de forte sismicité.

**Mots clés :** Béton armé, ferraillage, voiles, comportement dynamique.

## Abstract

The objective of this work is to design a building consisting of ground floor plus four floors for residential use (R + 4), located in Annaba and which is classified as zone IIa according to the Algerian RPA seismic regulations 99 / amended 2003.

The bracing of the structure is ensured by a mixed system consisting of sails and gantries. The dimensioning and calculation of reinforcement of the various elements composing the structure are in conformity with the applicable rules in force, namely the BAEL91 modify 99 and the CBA93.

The study of the dynamic behavior under the effect of the seismic action was made using the software Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2019. In order to ensure a good dynamic behavior of our building, the good disposition of the bracing sails is more important than the number of these sails, in order to guarantee an appropriate ductility of the structure, structural quality indispensable in zones of high seismicity.



**Key words :** Armed concrete, scrapping, sails, dynamic behavior.

## Liste des tableaux :


Table II 1 Coéfficients de degression des surcharges ..... 21
Table II 2 Valeurs des charges et surcharges suivant la loi de dégression ..... 22
Table II 3 Calcul du poids à chaque niveau ..... 22
Table II 4 Effort normal ultime Nu ..... 23
Table II 5 Calcul du poids à chaque niveau 02 ..... 24
Table II 6 Effort normal ultime Nu 02 ..... 24
Table II 7 Calcul du poids à chaque niveau ..... 25
Table II 8 Effort normal ultime Nu ..... 25

Table III 1 Charge permanente (Paillasse) ..... 31
Table III 2 Charge permanente (pallier) ..... 31
Table III 3 récapitulant des moments fléchissant et l'effort tranchants ..... 50

Table IV 1 Modèle de concentration des masses ..... 74
Table IV 2 Valeurs des pénalités ..... 77
Table IV 3 poid total de la structure ..... 78
Table IV 4 Paramètre de l'effort tranchant ..... 78
Table IV 5 verification de résultante des force sismique ..... 79
Table IV 6 La force sismique selon la hauteur ..... 80
Table IV 7 L'effort tranchant selon la hauteur ..... 80
Table IV 8 coordonnées du centre de masse ..... 80
Table IV 9 coordonnées du centre de torsion. ..... 81
Table IV 10 tableau des résultants de l'excentricité ..... 81
Table IV 11 Tableau des résultats ..... 83
Table IV 12 Vérification de renversement ox ..... 84
Table IV 13 Vérification de renversement oy ..... 84
Table IV 14 verification de deplacement ..... 85
Table IV 15 justification vis-à-vis de l'effet P-Δ ox ..... 86

Table V 1 Cas durable et Cas accidentel ..... 88
Table V 2 Efforts internes à l'ELU (Situation durable) ..... 90
Table V 3 Efforts internes sous G+Q±E ..... 90
Table V 4 Efforts internes sous 0.8G±E ..... 90
Table V 5 Efforts internes à l'ELU (Situation durable) ..... 91
Table V 6 Efforts internes sous G+Q±E ..... 91
Table V 7 Efforts internes sous 0.8G±E ..... 91
Table V 8 Récapitulatif de ferraillages des poteaux ..... 99
Table V 9 Cas durable et Cas accidentel ..... 99
Table V 10 Sollicitations des poutres principales AXE 3 Etage ..... 101

Table V 11 Sollicitations des poutres principales AXE 3 terasse ..... 101
Table V 12 Sollicitations des poutres secondaire AXE C ..... 102
Table V 13 récapitulatif du ferraillage des poutres ..... 107
Table V 14 Les résultats des efforts normaux : tranchants et moments fléchissant des voiles ..... 109
Table V 15 Ferraillage des voiles ..... 111

Table VI 16 justification vis-à-vis de l'effet P-Δ oy ..... 67
Table VI 1 reactions ..... 114
Table VI 2 caractéristique de l'acier ..... 114
Table VI 3 Caractéristique du sol ..... 114
Table VI 4 Vérification des contraintes du sol "Sens_X" ..... 115
Table VI 5 Vérification des contraintes du sol "Sens_Y" ..... 115
Table VI 6 Vérification au non poinçonnement ..... 116
Table VI 7 Ferraillage de la semelle ..... 116
Table VI 8 •verification predimensionnemet proposé ..... 117
Table VI 9 Vérification des semelles filantes au poinçonnement ..... 117
Table VI 10 Ferraillage de semelle ..... 118

## List des figure :


FIG II 1 .1 dimension de poutre ..... 11
FIG II 2 dimension de poutre ..... 13
FIG II 3 . plancher a corps creux (16+4) ..... 14
FIG II 4. Coupe de plancher à corps creux (Etage courant) ..... 16
FIG II 5. l'acrotére ..... 17
FIG II 6 . Détail mur extérieur ..... 17
FIG II 7 pre dimension de poteau ..... 20
FIG II 8 Coefficients de dégression des charges ..... 21
FIG II 9 Surface afférente de poteaux du poteau d'angle ..... 23
FIG II 10 Dimensions des voiles ..... 26
FIG II 11 Coupes de voiles en plan ..... 28

FIG III 1 éscalier ..... 29
FIG III 2 coupe d'escalier ..... 29
FIG III 3 coupe de la cage d'escalier ..... 30
FIG III 4 Schéma statique paillasse ..... 32
FIG III 5 Section de marche ..... 33
FIG III 6 Dispositionsdes armatures ..... 35
FIG III 7 Schéma statique du palier ..... 35
FIG III 8 Section de palier de repos ..... 36
FIG III 9 Schéma statique d'escalier d'Accès"perron" ..... 37
FIG III 10 : Schéma statique du palier et paillasse ..... 39
FIG III 11 Dimension de l'acrotère et schéma statique ..... 43
FIG III 12 Section de calcul ..... 45
FIG III 13 vérification à l'ELS ..... 46
FIG III 14 Disposition des armatures ..... 49
FIG III 15 Section statique du balcon ..... 49
FIG III 16 Section de calcul en appui ..... 50

FIG IV 1 forces sismique ..... 84

FIG V 1 Organigramme de calcul du ferraillage en Flexion composée ..... 92
FIG V 2 La zone nodale ..... 97
FIG V 3 Disposition constructif en ..... 107
FIG V 4 ..... 108

FIG VI 1 semelle isolé ..... 114

# Sommaire :

*Chapitre I : Présentation du projet et généralités*....2
*I.1INTRODUCTION*....2
*I.2) PRESENTATION DE L'OUVRAGE*....2
I. 2. 1) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage....3
I. 2. 2) Règlement et normes utilisées....3
I. 2. 3) Caractéristiques mécaniques des matériaux:....4
*I.3) Hypothèses de calcul*....10
Chapitre II : Pré dimensionnement....11
II.1 Introduction....11
*II.2 Pré-dimensionnement*....11
II.2.1 Pré dimensionnement des poutres....11
II.2.2 Pré dimensionnement des plancher....13
II.2.2.1 Plancher a corps creux....13
II.2.3 Pré dimensionnement du poteau....14
II.3 Descente des charges....15
II.3.1 Plancher terrasse: (inaccessible)....15
II .3 . 2) Plancher RDC et étage courant....15
II .3 . 4) L'acrotère....17
II .3 . 5) Prés dimensionnement des Cloisons extérieures....17
II.3.3 dimensionnement du poteau....18
II.4-2-1) Pré dimensionnement du poteaucentral....22
II.4-2-2) Pré dimensionnement du poteau d'angle: (poteau A-9)....23
II.4-2-3) Pré dimensionnement du poteau rive : (poteau I-1)....24
II .5) pré dimensionnement des voiles....26
II .5 .1) Voiles de contreventement....26
III. Etude des éléments indépendants....29
III.1 Etude des escaliers....29
Introduction....29
III. 1 .1.1) Dimensionnement....30
III.1 .1.2) Descente des charges....31
III.1 .1.3)Combinaisons fondamentales....31
III . 1 . 1 .4 ) Détermination des sollicitations....32
III.1 .1 .5 ) Calcul de ferraillage....33
III.1.1.6. Déterminations des sollicitations pour le palier de repos....35
III.1.1.7. Calcul de ferraillage....36
III.1.2 Type II (le Perron)....37
III.1.2.1 Pré dimensionnement....37
III.2 Etude de l'acrotère....43
III.2.1 Introduction....43
III.2.2 Schéma de calcul....43
III.2.3 Calcul des sollicitations....44

III.2.4 Calcul du ferraillage ..... 44
III.2.5 Vérification de la contrainte de cisaillement ..... 45
III.3. Etude des balcons ..... 49
III.3.1. Détermination des sollicitations ..... 50
III.3.2. زCalcul de Ferraillage ..... 50
III.4.3. Vérification de la flèche ..... 51
ETUDE ..... 73
Chapter IV :Etude sismique ..... 74
IV.1 Introduction ..... 74
*IV.2- Choix de la méthode de calcule* : (RPA 99 / V 2003 Art 4.1) ..... 75
IV.2.1 Méthodes utilisables ..... 75
IV.2.2. Calcul du centre de masse de la structure ..... 80
IV.2.3. Calcul du centre de torsion de la structure ..... 80
IV.2.4. Calcul de l'excentricité ..... 81
Analyse de la structure ..... 82
IV.3. Modélisation de la structure étudiée ..... 82
IV.4. Description du logiciel ROBOT 2022 ..... 82
IV.5. Etapes de la modélisation de la structure sous ROBOT 2022 ..... 82
IV.6. vérification de la structure selon le ROBOT 2022 ..... 83
- Vérification de renversement ..... 84

VI.7. justification vis-à-vis de l'effet P-Δ ..... 86
Chapter V : Ferraillage des éléments structuraux ..... 88
V.1) INTRODUCTION ..... 88
V.2. Ferraillage des poteaux ..... 88
- Sections minimales de ferraillage exige par le RPA99/version2003 ..... 91

V.2.1 Organigramme de calcul du ferraillage en Flexion composée ..... 91
Vérifier la condition suivante ..... 94
- Vérification de la condition de non fragilité : ……. [2] ..... 95
- Armatures transversales ..... 95
- Vérification de la contrainte de cisaillement : …… [2] ..... 95
- Calcul des armatures transversales : …… (RPA99V2003 Article 7.4.2.2) ..... 95

Résultats du ferraillage pour les autres zones ..... 98
V.3 Ferraillage des poutres ..... 99
V.3.1 Introduction ..... 99
V.3.3 Recommandation du RPA 99/version 2003 ..... 100
V.3.4 Présentation des résultats ..... 100
II.3.4. Exemple de calcul ..... 103
Ferraillage des éléments structuraux ..... 107
V.4FERRAILLAGE DES VOILES ..... 108
V.1. INTRODUCTION ..... 108
V.4.1Ferraillage des voiles ..... 109
Chapter VI : Etude des fondations ..... 112
VI.1 Capacité portante ..... 113
VI.1.1 Pour une semelle carrée ..... 113
VI.1 Semelle isolé ..... 114
VI .2 Pré dimensionnement des semelles filantes ..... 116
VI.2.1 Pre dimensionnement de voile (semelle filant ) ..... 116

VI.3 Ferraillage de semelle filante.....118
VI.4 Longrine .....119
CONCLUSION GENERALE..... 121
BIBLIOGRAPHIE ..... 124

# *Chapitre I :Présentation du projet et généralités*

## *I.1INTRODUCTION :*

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

On propose dans ce projet de fin d'étude, la conception et le calcul des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation ( R+4 ) , pour cela nous allons utiliser dans nos calculs les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003, et les règles de calcul (BAEL 91 modifiées99).

- ✓ **L'étude à proposer :**

-L'ossature avec contreventement mixte (voiles et portiques).

-Les planchers sont du type à:

- Plancher a corps creux pour le RDC et l'étage courant

.-La terrasse est inaccessible

-Tous les calculs de ce projet sont entrepris conformément aux règles **B.A.E.L 91** et les règles parasismiques Algériennes **"R.P.A 99/version 2003".**

## *I.2)PRESENTATION DE L'OUVRAGE:*

L'ouvrage est un bâtiment composé d'un (01) bloc à usage d'habitation, cette structure est composée de :

- Rez de chaussée.
- 4 étages.

Le bâtiment est implanté Wilaya de ANNABA qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon l'RPA99 (version 2003).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- Le site est considéré comme un site ferme (S3)
- La contrainte admissible du sol ($\sigma$sol = 2.5 bars)

**I. 2. 1) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

Hauteur total.....16.49 Mètres.

Hauteur d'étage courant.....03.,06 Mètres.

Hauteur du RDC.....04.25 Mètres.

Largeur du bâtiment ..... 10.6 Mètres.

Longueur du bâtiment ..... 22 Mètres.

- **Maçonnerie :**
  - ***Murs extérieurs :***

Ils seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10cm et 15cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (15+5+10).

  - **Murs intérieurs :**

Ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur

- **L'escalier** :

Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasses, réalisés en béton armé coulé sur place (Escalier à paillasses adjacentes).

- **Les Revêtements :**

Le revêtement est constitué par:

-Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façades.

-Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.

-Carrelage pour les planchers et les escaliers.

-Céramique pour la salle d'eau.

- **L'acrotère :**

Elément coulé sur place encastré dans le plancher terrasse ayant pour rôle la protection de la ligne de conjoncture entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il joue le rôle de garde-corps.

- **Type de coffrage utilisé :**

Les éléments structuraux «Poteaux, Poutres et les Voiles » sont réalisés a l'aide d'un coffrage métallique ou coffrage en bois. Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

**I. 2. 2) Règlement et normes utilisées:**

Le calcul et la vérification de cet ouvrage s'appuis sur les règlementes vigueur suivants:

-Règles**« B.A.E.L 91 modifié 99 et DTU associés »**.

-Règlement parasismique algérien **«R.P.A 99 VER 2003».**

-Document technique réglementaire **«DTR B.C 2.2».**

### I. 2. 3) Caractéristiques mécaniques des matériaux:

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL) et à la réglementation en vigueur en Algérie

- **Béton :**

Trois bétons seront préparés :

- ***béton pour les éléments de structure****:*

Dosage: 350 kg / $m^3$ avec un ciment de type CPJ 45.

- pour la composition du béton on propose un béton ferme avec vibration intense, les pourcentages volumiques des constituants élémentaires (ciment, sable, gravier, eau) seront calculés par la méthode de **Dreux Gorisse**, la méthode le plus utilisé en pratique.

Néanmoins la composition d'un béton usuel pour $1m^3$ est:

- ✓ 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25mm
- ✓ 350 kg/$m^2$ de ciment de classe CPJ 42.5.
- ✓ 175 litres d'eau de gâchage.
- ✓ 400 litres de sable de diamètre 0 à 5mm

- ***béton pour l'infrastructure:***

- ✓ Classe de gravier 8/15 et 15/25.
- ✓ Sable propre.
- ✓ Dosage 400 kg/m3(CRS).

- ***béton de propriété:***

- ✓ Classe de gravier: 15/25.
- ✓ Sable propre.
- ✓ Dosage:250 kg/$m^3$.

- **Résistance caractéristique du béton :**

#### A. Résistance à la compression :

Un béton est définit par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée $f_{c28}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge j < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit ……. (Art A–2.1.11 BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4{,}76 + 0.83\, j)} \text{ MPa} \qquad \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

Pour le présent projet, on considère un contrôle régulier sur chantier donc adopter a :

$f_{c28}$ = 25 MPa.

**B. Résistance à la traction..... (Art A-2.1.12 BAEL91)**

Conventionnellement elle est définit de celle à la compression par la formule suivante :

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj}$ $(f_{c28} \leq 40 \text{ MPa})$

$f_{c28}$ = 25 MPa ⇒ $f_{t28}$ = 2,1 MPa

- **Contraintes limites :**

Principe :

on distingue deux catégories d états limites de calcul :

- Etat limite ultime (E.L.U)
- Etat limite de service (E.L.S)

**E.L.U :**

Ils Correspondent à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ MPa}$$

θ = 1 facteur de durée d'application des charges > 24 heures

θ = 0,90 heure < Durée d'application < 24 heures

θ = 0,85 Durée d'application ≤ 1 heure

$\gamma_b$ = 1,5 cas des sollicitations durables ou transitoires

$\gamma_b$ = 1,15 Cas des situations accidentelles.

$$\sigma bc = \frac{0{,}85\ 25}{1{,}5} = 14{,}2 \text{ MPa} \quad \text{(Cas général)}$$

$$\sigma bc = \frac{0{,}85\ 25}{1{,}15} = 18{,}5 \text{ MPa} \quad \text{(cas accidentelles)}$$

- **La contrainte ultime de cisaillement :**(Art A – 5.1.21 BAEL91)

  est définie par la relation :

$\tau_u = \frac{V_u}{b\,d}$ b : largeur de la section $\tau_u$= min(0.2$f_{cj}$ ;4) = 3.33 MPA

d : hauteur utile.

- **Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :**

$\tau_{u\,bar}$= min(0.2$f_{cj}$ ;5) = 3.33 MPA

- **Fissuration préjudiciable :**

$\tau_{u\,bar}$= min(0.2$f_{cj}$ ;4) = 2.5 MPA $\tau_u$= min(0.15fcj/$\gamma_b$ ;4) = 3.33 MPA

- **Fissuration très préjudiciable:**

$\tau_u$= min(0.15fcj/$\gamma_b$ ;4) = 3.33 MPA

- **Coefficient de poisson :** (Art A.2.1.3 BAEL91)

Le coefficient de poisson du béton est pris égale à 0.2 pour le calcul des déformations, et à 0 pour le calcul des sollicitations. pour le calcul des éléments bidimensionnelles on prendra $\vee$ = 0.2 pour les justification aux états limites de service

( béton non fissuré ) ,et $\vee$ = 0 dans le cas des états limites ultimes ( béton fissuré )

- ν = 0,2 …… l'état limite de service (pour le calcul des déformations).

-ν = 0 …… l'état limite ultime (pour le calcul des sollicitations).

- **E.L.S :**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations calculées sans dépassement des contraintes limites, en supposant que le matériau se déforme dans le domaine élastique ( σ = E ε)

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à

$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28}$ =15 MPa …… (Art A – 4 .5 .2 BAEL91)

- **Diagramme Contraintes - déformations:**

**E.L.U:** On utilise pour le béton un diagramme de calcul dit "parabole – rectangle "

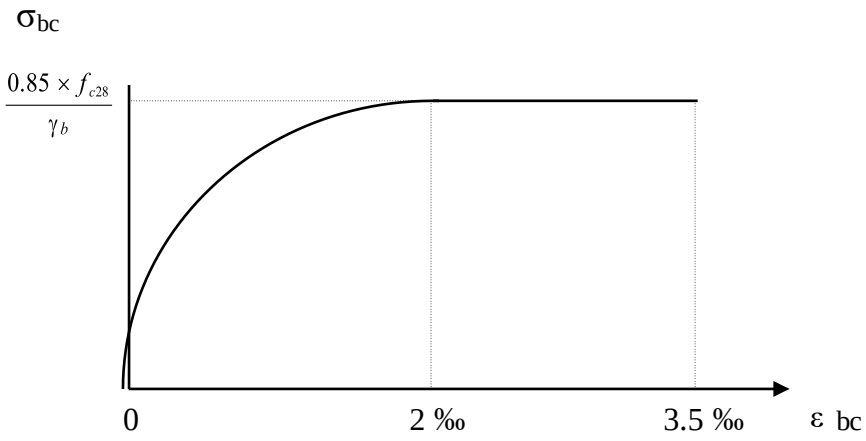



**Figure I.01 Diagramme contrainte- déformation du béton.**

**E.L.S :** En vertu de la loi de Hooke, les contraintes sont proportionnelles aux déformations relatives :

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = E \cdot \frac{\Delta l}{l}$$

Donc le diagramme de calcule à l'état limite de service est linéaire,

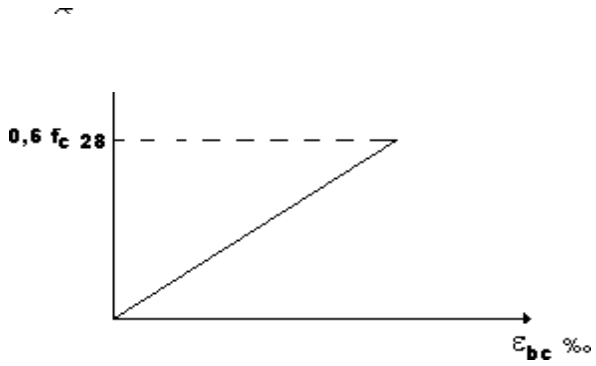



**Figure I -2- diagramme de calcul à l'état limite de service**

### C. Module de déformation longitudinale du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieur à 24 heures, on admet à défaut de mesure qu'à l'âge de j jours,le module de déformation longitudinale **instantanée** du béton $E_{ij}$ vaut :(Art A – 2 .1. 21 BAEL91)

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

Pour j = 28 jours et $f_{c28}$ = 25 Mpa, on a $E_{i28}$ = 32 164,2 Mpa

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans le calcul que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation; à défaut de mesure .le module de déformation longitudinal **déférée** du béton $E_{vj}$ qui permet de calculer la déformation finale du béton est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$ (Art A – 2.1.22 BAEL91)

## ❖ Acier :

Les armatures pour béton armé constituées par des aciers qui distinguent par leur nuance et leur état de surface

Pour constituer les armatures des pièces en béton armé on utilise les aciers de nuance suivant :

- Acier à haute adhérence (HA) FeE 400 de limite d'élasticité **Fe**= 400 MPa.

-Les ronds lisses FeE 235 de limite d'élasticité Fe= 235 MPa utilisés généralement comme cadres et épingles.

-Treillis soudés : TLE 520…..... ($\varphi$ =6*mm*)

TLE 500..... ($\varphi$ >6*mm*)

**Table I.01 Caractéristiques des aciers utilisés**

| Type d'acier | Nomination | Symbole | Limite d'élasticité Fe [MPa] | Résistance à la Rupture [MPa] | Allongement relatif à la Rupture [‰] | Cœfficient de fissuration | Coefficient de [ψ] scellement |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Aciers Barre | Rond lisse FeE235 | R L | 235 | 410-490 | 22 ‰ | 1 | 1 |
| | Haute adhérence FeE400 | H A | 400 | 480 | 14 ‰ | 1,6 | 1,5 |
| Aciers en treillis | Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6) | T S | 520 | 550 | 8 ‰ | 1,3 | 1 |

- **Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier désigne par « Es » est pris égal à :

Es = 210 000 MPa ……**[2]**

- **Diagramme contrainte déformation de l'acier :**

Les contraintes de calcul à l'ELU des armatures longitudinales et transversales sont données en fonction des déformations ($\varepsilon_s$) des aciers par le diagramme suivant :

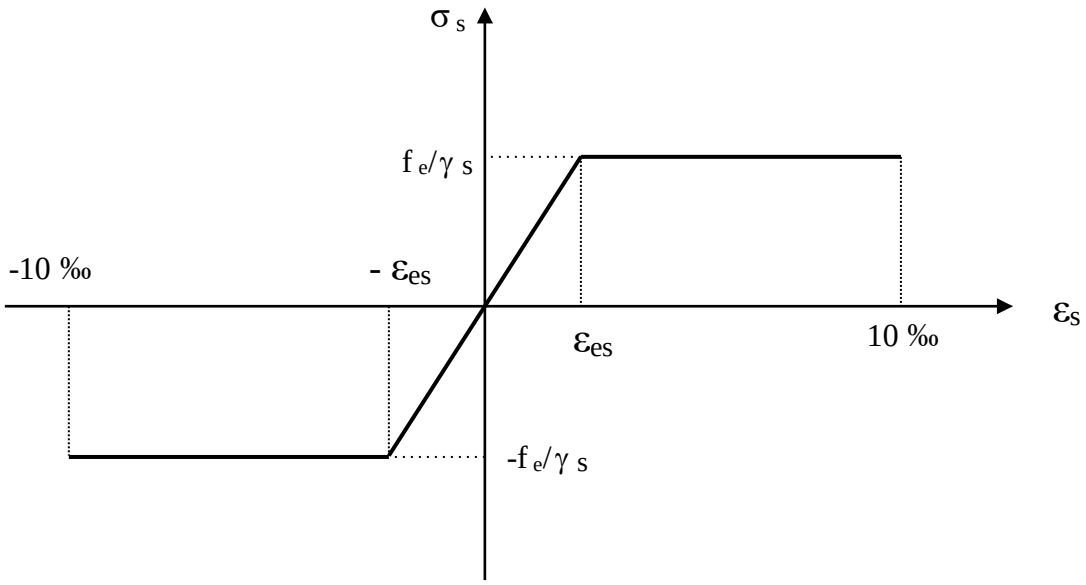



**Figure II .02 Diagramme contrainte – déformation de l'acier**

Avec :

$\varepsilon_{es} = fe /(\gamma_s E_s)$

$E_s$ = 210000 Mpa .

$\gamma_s$ = coefficient de sécurité.

$\gamma_s$ = 1.15 cas général.

$\gamma_s$ = 1.00 cas accidentelle.

- **Contrainte admissible de l'acier à l'ELS :**

La contrainte admissible de l'acier à **l'ELS** (état limite d'ouverture de fissure) est en fonction de la fissuration :

- **Fissuration préjudiciable :** (BAEL91/Art A. 4.5.33)

$\bar{\sigma}_s \leq \min(2/3 * fe, 110\sqrt{\eta f_{cj}})$

- **Fissuration très préjudiciable :**(BAEL91 / Art A.4.5.34)

$\overline{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{1}{2} fe\ ;\ 90\sqrt{2 f_{cj}}\right)$

- **Fissuration peu nuisible :** (BAEL91 /Art A .4.5.32)

Aucune vérification n'est requise pour les aciers : $\overline{\sigma_s} = f_e / \gamma_s$

$\eta$ : Coefficient de fissuration

$\eta = 1 \rightarrow$ Ronds lisse (R.L)

$\eta = 1{,}6 \rightarrow$ Barres à haute adhérence (H.A).

Protection des armatures : **(Art A.7.1 BAEL91)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- C ≥ 5 cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- C ≥ 3 cm : Pour les éléments situés au contacte d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)

C ≥ 1 cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

## *I.3)Hypothèses de calcul :*

- **hypothèses de calcul des sections a l'ELU :**

1)-Les sections droites restent planes après déformation

2)-Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;

3)-le béton tendu est négligé (résistance à la traction considérée comme nulle).

4)- Le raccourcissement relatif du béton est limite à 3.5‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

5)- L'allongement relatif de l'acier et limite a 10 ‰ dans tous les cas.

- **hypothèses de calcul des sections a l'ELS :**

1)-Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures .le diagramme des déformations de la section est donc linéaire.

2)-le béton tendu est négligé (résistance à la traction considérée comme nulle)

3)-le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

4)-par convention le rapport n des modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et du béton est pris égal à 15.

# Pré dimensionnement

# Chapitre II : Pré dimensionnement

### II. 1Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres ……etc.) d'une structure est une étape primordiale dans un projet de génie civil

En se basant sur le principe de la descente des charges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage. Pour cela, nos calculs seront basés sur les règles de pré dimensionnement RPA99 et BAEL91.

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant a chaque élément de la structure, on aura a considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère…….)

## *II.2 Pré-dimensionnement:*

### *II.2.1 Pré dimensionnement des poutres :*

Pour le pré dimensionnement des poutres, on utilise des formules empiriques données par le règlement **BAEL 91** "**modifie 99**" qui seront ensuite vérifiées selon les règles de **l'RPA 99** "**version 2003**".

- **Règle du BAEL 91 :**

  - La hauteur h de la poutre doit être ..... $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$
  - La largeur b de la poutre doit être ..... 0,7.h≤b≤0,3.h

Avec :

L : la portée de la poutre.
h : la hauteur de la poutre.
b : la largeur de la poutre.

- **Condition de RPA 99 "version 2003" :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20\ cm \\ h \geq 30\ cm \\ h/b \geq 4 \end{cases}$$

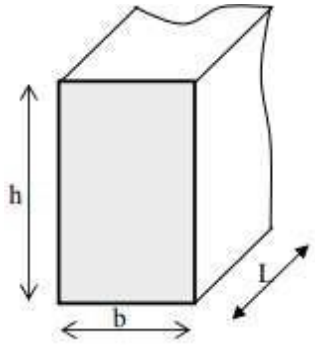



**FIG II 1 .1 dimension de poutre**

**a) <u>Les poutres principales :</u>**

- Détermination de la hauteur h :
  On a : *L= 420*
  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$

$=>28 \leq h \leq 42$

**On prend h =40**

**h >30 cm.....( CV )**

- Détermination de la largeur b :

0.3h ≤ b ≤ 0.7h=>12 ≤ b ≤ 28

**On prend b = 30**

- b >20 cm..... (CV)
  - $\frac{h}{b} < 4 => \frac{40}{30} = 1.33 < 4$.....(CV)

Donc la poutre principale a la section **( 30× 40 ) cm***

**b) Les poutre secondaires :**

- Détermination de la hauteur h :
  On a : *L = 335 cm*

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$=>22 ≤ h ≤ 33

**On prend h = 30** =>h ≥30 cm.....( CV )

- Détermination de la largeur b :

0.3h ≤ b ≤ 0.7h =>9 c m ≤ b ≤ 21cm

**On prend b = 30** b ≥ 20 cm..... ( CV )

- $\frac{h}{b} < 4 => \frac{30}{30} = 1 < 4$..... (CV)

Donc la poutre secondaire a la section **( 30 × 30 ) cm**

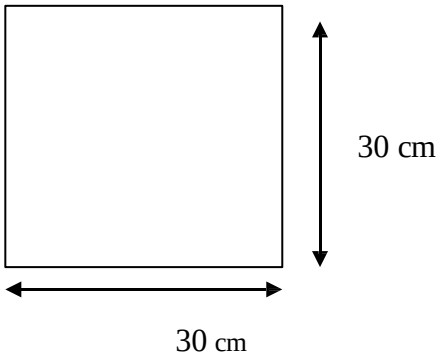



**FIG II 2dimension de poutre**

### *II.2.2 Pré dimensionnement des plancher :*

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Il ya deux types de planchers : a dalle pleine et a corps creux

#### *II.2.2.1 Plancher a corps creux :*

Ces planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux.
Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :
Le ' CBA93' recommande que :
la condition de la résistance a la flèche du plancher a corps creux est :

$$e \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

e : épaisseur de la plancher (corps creux + dalle de compression).

L : c'est la longueur de la travée suivant la plus petite portée.

L= min (Lx max ; Ly max)

L= min (420 ; 335)

Alors :

$$e \geq \frac{335}{22.5} = 14.66 \text{ c m}$$

donc , on adopt : **e = 20 cm**

$$\begin{cases} h = 16 \text{ cm} \Longrightarrow \text{corps creux} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \Longrightarrow \text{dalle de compression} \\ h_t = 20 \text{ cm} \Longrightarrow \text{la hauteur du plancher} \end{cases}$$

▪ On choisit un plancher a corps creux de type (16 +4)

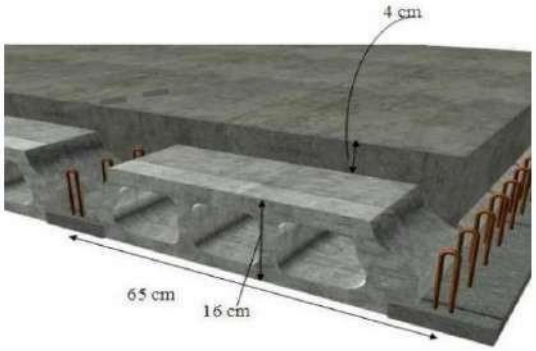



**FIG II 3 . plancher a corps creux (16+4)**

**Condition d'isolation phonique :**

Selon les règles de « BAEL 91 » l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale a 16 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.
Donc : e ≥ 16 cm

**Le choix final des section des poutre :**
**Table II .01 section des poutre**

| | Plancher à corps creux | |
|---|---|---|
| | Plancher terrasse | Plancher courant |
| Poutres principales | 30 × 40 | 30 × 40 |
| Poutres secondaires | 30 × 30 | 30 × 30 |

### *II.2.3 Pré dimensionnement du poteau :*

**a) Définition :**

Les poteaux ont pour rôle de :

- Constituer les éléments porteurs du système plancher-poutres et plancher-voile par point d'appuis isolés.
- Supporter les charges verticales (effort de compression dans les poteaux)
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux-poutre (Reprendre les efforts horizontaux) :
  - effet du vent ;
  - effet de la dissymétrie des charges ;
  - effet des changements de température.
- Servir de chaînages verticaux
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux en béton armé sont soumis à la fois :
- un effort de compression.
- un moment de flexion.

Ils nécessitant des aciers verticaux et cadres transversaux.
Ils sont calculés conventionnellement en compression (centrée), d'autre part, ils sont dimensionnés pour résister au phénomène d'instabilité qui est le flambement.
Dans notre projet, on distingue un seul type de poteaux :

- **Poteau rectangulaire.**

**b) Pré dimensionnement :**

Leur dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon R.P.A 99 « version 2003 art 7.4 page 48»,

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- Min (b1 ; h1) ≥ 25 en zone I et II
- Min (b1 ; h1) ≥ he/20
- 1 / 4 < (b1 ; h1) < 4

Avec :

b1 : Largeur de la section poteaux
h1 : Hauteur de la section poteaux
he : Hauteur d'étage

- Min (30 ;40) ≥ 25..... (CV)
- Min (30 ; 40)≥ $\frac{306}{20}$=15.3.....(CV)
- 1 /4 < (30 / 40= 0.75).....(CV)

Donc on prend : (b1 × h1 ) = (30 ×40)cm

### *II.3 Descente des charges:*

Evaluation des charges et surcharges : est effectuée selon le DTR (document technique réglementaire).

#### *II.3.1 Plancher terrasse: (inaccessible)*

| | |
|---|---|
| 1 ) Gravillons de protection (5 cm) = 0,05 x 17 | 0.85KN /m² |
| 2 ) Etanchéité multicouche (2cm) =0.02x5 | 0,10KN /m² |
| 3 ) Forme de pente en béton (12 cm) = 0,12 x 22 | 2.64 KN /m² |
| 4 ) Isolation thermique en liège(4 cm)= 0.04x4 | 0,16 KN /m² |
| 5 ) dalle en corps creux (16+4cm) =0.2x13 | 2.6KN /m² |
| 6 ) Enduit au plâtre (2 cm) =0.02x10 | 0,2 KN /m² |
| | **G = 6,55 KN /m²** |

### *II .3 . 2) Plancher RDC et étage courant:*

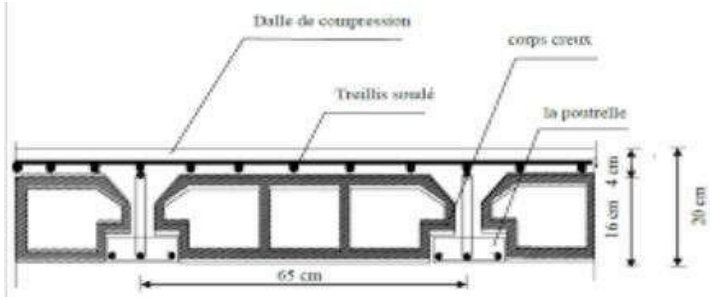



**FIG II 4.Coupe de plancher à corps creux (Etage courant)**

Charges permanentes :

**Tableau II-2** Charges permanentes (Plancher RDC et Etage courant):

| | |
|---|---|
| 1) Revêtement en carrelage (2 cm) = 0,02 x 22 | 0 ,44 KN /m² |
| 2) Mortier de pose (3cm) =0.03x20 | 0,6 KN /m² |
| 3) Couche de sable (3 cm) = 0,03 x 19 | 0,57 KN /m² |
| 4) dalle compression + corps creux (16+4 cm)= 0.2x13 | 2.6 KN /m² |
| 5) Enduit de plâtre (2cm) = 0.02x10 | 0,2 KN /m² |
| 6) parois en brique creuse | 0.9 KN /m² |
| | **G = 5,31 KN /m²** |

### II .3 . 3) Balcons

**Tableau II-3** Charges permanentes (plancher Balcons):

| | |
|---|---|
| 1) Revêtement en carrelage (2 cm) = 0,02 x 22 | 0,44 KN /m² |
| 2) Mortier de pose (2 cm) =0.03x20 | 0,6 KN /m² |
| 3) Couche de sable (2 cm) = 0,03 x 19 | 0,57 KN /m² |
| 4) Dalle (16+4 cm)= 0.2x13 | 2,6 KN /m² |
| 5) Enduit de ciment (2 cm) = 0.02x18 | 0,36KN /m² |
| | **G = 4,57 KN /m²** |

**Surcharges d'exploitation :**

lancher terrasse ..... 1,00 KN /m²

Plancher étages courants ..... 1,50 KN /m²

Balcons.....

Escalier.....

l'acrotère .....

### *II .3 . 4) L'acrotère :*

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$\mathbf{S}_{\text{acrotère}} = 0.0735\ m^2$

Le poids propre de l'acrotère est :

$P=(0.0735\times25)=1,837\ KN/ml$

$\boldsymbol{G_{ac}=1,837\ KN/ml}$

$\mathbf{Q_{ac} = 1\ KN/ml}$

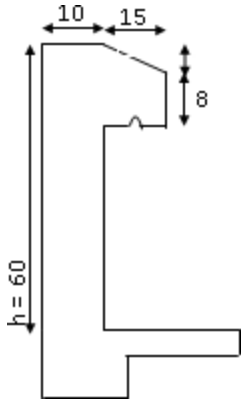



**FIG II 5. l'acrotére**

### *II .3 . 5) Prés dimensionnement des Cloisons extérieures:*

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture :

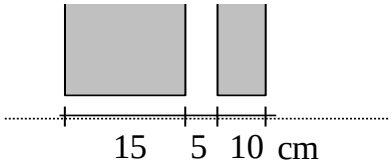



**FIG II 6 . Détail mur extérieur**

Enduit extérieure (2 cm)..... 0, 02x20 = 0,4KN/m².

Briques creuses (25cm) :……0,25x9 = 2,25 KN/m²

Enduit intérieur (02cm) ..... 0,015x12 =0,18 KN/m².

$\sum$ 2,83 kg/m² .

Avec 30% d'ouverture..... 2,83×0,7=1,98 KN/m².

**TableIII .02 récapitulatif des sollicitations des planchers**

| | G (KN/m²) | Q (kN/m²) | Etat | $q_u$= 1.35G+1.5Q |
|---|---|---|---|---|
| | | | | $q_{ser}$= G+Q |
| plancher terrasse | 6.55 | 1,00 | ELU | 10.3425 |
| | | | ELS | 7.55 |
| plancher Etage courant | 5.31 | 1,50 | ELU | 9.4185 |
| | | | ELS | 6.81 |
| plancher Balcons | 4.57 | 3,50 | ELU | 11.4195 |
| | | | ELS | 8.07 |

### *II.3.3 dimensionnement du poteau :*

**-Définition :**

Les poteaux ont pour rôle de :

- Constituer les éléments porteurs du système plancher-poutres et plancher-voile par point d'appuis isolés.
- Supporter les charges verticales (effort de compression dans les poteaux)
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux-poutre (Reprendre les efforts horizontaux) :
  - effet du vent ;
  - effet de la dissymétrie des charges ;
  - effet des changements de température.
- Servir de chaînages verticaux
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux en béton armé sont soumis à la fois :
- un effort de compression.
- un moment de flexion.

Ils nécessitant des aciers verticaux et cadres transversaux.

Ils sont calculés conventionnellement en compression (centrée), d'autre part, ils sont dimensionnés pour résister au phénomène d'instabilité qui est le flambement.

Dans notre projet, on distingue un seul type de poteaux :

- **Poteau rectangulaire.**

**-Dimensionnement des poteaux :**

Le dimensionnement se fait selon le règlement **BAEL 91** (art B. 8.4.1) par la formule suivante :

**ELU:**

$$Nu \le \alpha \left[ \frac{Br}{0,9} . \frac{fc28}{\gamma b} + A. \frac{fe}{\gamma s} \right] \text{..... [2]}$$

Avec :

fc28 = 25 MPa

fe = 400 MPa ; ( $\gamma b = 1.5$ et $\gamma s = 1.15$ ) cas durable.

A : section d'acier intervenant efficacement dans la stabilité du poteau =0.9% Br.

Br : la section réduite du poteau.

Pour un poteau rectangulaire, Br = (a – 0.02) . (b – 0.02)

$\alpha$ : coefficient tenant compte des excentricités accidentelles et phénomènes d'instabilité, il dépend de l'élancement mécanique du poteau.

On prend :

As / Br = 0.9 %, valeur généralement prise en zone sismique **IIb et III .....** [1]

$$\lambda \le 50 \longrightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+ 0,2.\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ , avec : } \beta = 1+ 0,2.\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

$$50 \le \lambda \le 70 \longrightarrow \alpha = 0,6.\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$$

Avec :

$\lambda$ : l'élancement du poteau.

$L_f$ : longueur de flambement du poteau, $L_f = K.L_0$

K : coefficient dépendant du type d'articulation.

i : rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité, et perpendiculaire au plan de flambement.

B : section droite du poteau.

On obtient :

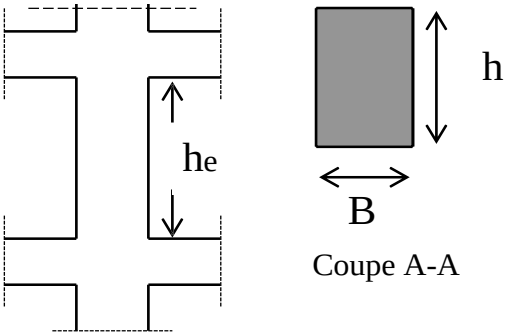
$$Br \ge \frac{k.\beta.N_u}{\theta \left( \frac{f_{bu}}{0,9} + 0,85 \frac{f_{ed}}{100} \right)} \text{ ,} \qquad \beta = 1+ 0,2.\left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1,2 \text{.....[5]}$$

$Br \geq 0{,}066 * Nu$ Avec : Br = [$m^2$], Nu = [MN].....[11]

Br = (a – 0,02) * (b – 0,02)

**RPA 99 :**

Après la détermination de la section du béton, on la compare avec les conditions minimales données par le RPA 99 pour la zone II.




Coupe A-A

**FIG II 7 pre dimension de poteau**

- Poteaux rectangulaires :

  Min (b, h) ≥ 30cm

  Min (b, h) ≥ $h_e/20$

  1/4 < b/h < 4

Selon les règles RPA 99/ version 2003 (Art 7.4.1) : min(b1 ,h1 )≥ 25cm , on choisit :

h = b = 30 cm

Alors :

- 30 ≥ 30… ..... CV
- 30 ≥ 15.3… ..... CV
- 0.25 ≤ 1 ≤ 4… ..... CV

On dimensionne la section de Poteau comme suit :
Condition de non flambent

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \qquad i = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}}$$

$l_f$ : longueur de flambement : $l_f = 0{,}7 l_0$
$i$ : rayon de giration
$l_0$ : hauteur libre d'étage

$l_f = 0.7 \,.\, 3.06 = 2.142$ m.

$$I_{min} = \frac{0.3(0.3)^3}{12} = 6.75.10^{-4} m^4$$

B = 0,3.0,3 = 0.09 m²

α = 0.773

$$i = \sqrt{\frac{6.75.10^{-4}}{0.09}} = 0.0866m \Rightarrow \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.142}{0.0866} = 24.73$$

$$\text{Tant que : } \lambda = 24.73 \leq 50 \leq 70 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

**b) Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages**

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

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

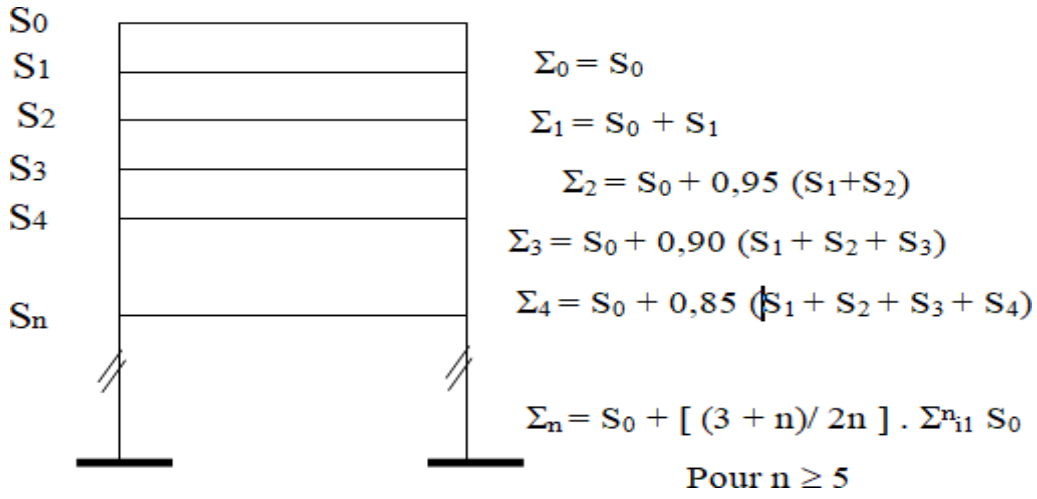



**FIG II 8 Coefficients de dégression des**

**R**

**emarque :**

- La loi de dégression ne s'applique que pour la surcharge d'exploitation
- Pour le pré dimensionnement des poteaux de notre structure, on prendra le poteau le plus défavorable.

**Table II 1**Coéfficients de degression des surcharges

| **Niveau** | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 |
|---|---|---|---|---|---|
| **Coefficient** | 1 | 0,95 | 0,9 | 0,85 | 0,80 |

**Table II 2Valeurs des charges et surcharges suivant la loi de dégression**

| | Charge permanent ($KN/m^2$) | Charge d'exploitation ($KN/m^2$) |
|---|---|---|
| Plancher terrasse | 6.55 | 1,00 |
| Plancher $3^{eme}$ étage | 11.86 | 2.5 |
| Plancher $2^{eme}$ étage | 17.17 | 3.85 |
| Plancher $1^{eme}$ étage | 22.48 | 5.05 |
| Plancher RDC | 27.79 | 6.10 |

***II.4-2-1) Pré dimensionnement du poteaucentral :***

**- Détermination de la surface afférente :**

Cette surface est déterminée pour le poteau le plus sollicité.(poteau I-9)

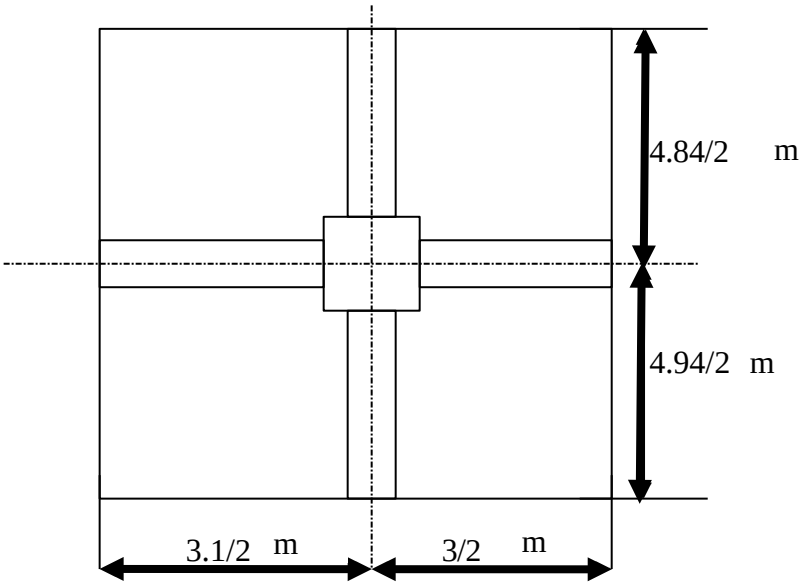



**Figure II-8-** Surface afférente de poteaux

Surface du plancher revenant au poteau : $S_P$= (1.55 + 1.5) x (2.42 + 2.47) =14.9145 m²

**Table II 3Calcul du poids à chaque niveau**

| niveau | Section du poteau | Poids du planche | Poids du pouter pricinpale | Poids des poutre secondaire | Poids du poteau | Poids cumulé |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | (m²) | (daN) | (daN) | (daN) | (daN) | (daN) |
| 4 | 40x40 | SP×Gterrass = 97.68997 | 0.3×0.40×4.84×2500 =1452 | 0.3×0.3×3.35×2500 =735.75 | 0.4×0.4×3.06×2500 = 1224 | 3509.43997 |
| 3 | 40x40 | SP×Gétage = 79.195995 | 1452 | 735.75 | 1224 | 3490.946 |
| 2 | 40x40 | 79.195995 | 1452 | 735.75 | 1224 | 3490.946 |
| 1 | 40x40 | 79.195995 | 1452 | 735.75 | 1224 | 3490.946 |
| RDC | 40x40 | 79.195995 | 1452 | 735.75 | 1700 | 3966.946 |

Effort normal ultime d'un poteau : Nu =1.35G + 1.5Q

**Table II 4Effort normal ultime Nu**

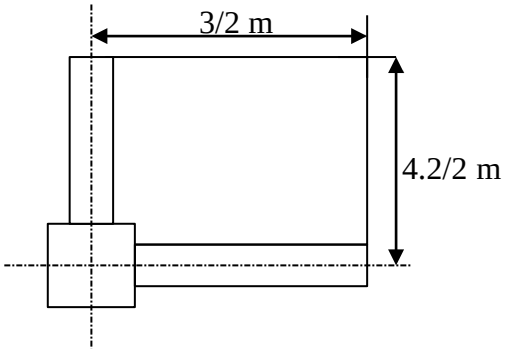
| Niveau | G (daN) | Q (daN) |
|---|---|---|
| 4 | 3509.43997 | 14.9145 |
| 3 | 3490.946 | 22.37175 |
| 2 | 3490.946 | 22.37175 |
| 1 | 3490.946 | 22.37175 |
| R.D.C | 3966.946 | 22.37175 |
| TOLTAL | 17946.224 | 104.4015 |
| NU | 24388.0547 | |

Remarque :tenons compte du poids des cloisons y'a compris entre : 50daN/m2 ≤ gcloison≤ 100daN/m2 On a choisi : gcloison=75daN/m2

- $Nu \leq \alpha \left[ \frac{Br}{0,9} . \frac{fc28}{\gamma b} + A. \frac{fe}{\gamma s} \right]$
- $Amin$ = 0.8 ٪ $a \times b = 0.8 \times 30 \times 30 = 720 mm^2$.....(RPA Art 7.4.2.1)
- Br = (a-20) (b-20) = 78400 mm²
- $N_{umin} = \alpha [\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_{min} \frac{f_e}{\gamma_s}] = 0.773 (\frac{78400}{0.9 \times 1.5} + 720 \frac{400}{1.15})$
- $Nu_{min}$= 131586.7568daN ≥ Nu

***II.4-2-2) Pré dimensionnement du poteau d'angle: (poteau A-9) :***

**FIG II 9 Surface afférente de poteaux du poteau**



Surface du plancher revenant au poteau : $S_{p2}$= (1.5) x (2.1) =3.15 m²

**Table II 5Calcul du poids à chaque niveau 02**

| niveau | Section du poteau | Poids du planche | Poids du pouter pricinpale | Poids des poutre secondaire | Poids du poteau | Poids cumulé |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | (m²) | (daN) | (daN) | (daN) | (daN) | (daN) |
| 4 | 40x40 | SP×Gterrass = 20.6325 | 0.3×0.40×4.84×2500 =1452 | 0.3×0.3×3.35×2500 =735.75 | 0.4×0.4×3.06×2500 = 1224 | 3405.3825 |
| 3 | 40x40 | SP×Gétage = 16.7265 | 1452 | 735.75 | 1224 | 3401.4765 |
| 2 | 40x40 | 16.7265 | 1452 | 735.75 | 1224 | 3401.4765 |
| 1 | 40x40 | 16.7265 | 1452 | 735.75 | 1224 | 3401.4765 |
| RDC | 40x40 | 16.7265 | 1452 | 735.75 | 1700 | 3877.4756 |

Effort normal ultime d'un poteau : Nu =1.35G + 1.5Q

**Table II 6Effort normal ultime Nu 02**

| Niveau | G (daN) | Q (daN) |
|---|---|---|
| 4 | 3405.3825 | 3.15 |
| 3 | 3401.4765 | 4.725 |
| 2 | 3401.4765 | 4.725 |
| 1 | 3401.4765 | 4.725 |
| R.D.C | 3877.4756 | 4.725 |
| TOLTAL | 17487.2885 | 22.05 |
| NU | 23640.9145 | |

***II.4-2-3) Pré dimensionnement du poteau rive : (poteau I-1) :***

*Surface du plancher revenant au poteau : $S_{p3}$= (1.675 x 1.425) + (1.675×0.675) =3.51 m²*

**Figure Surface afférente de poteaux du poteau du rive**

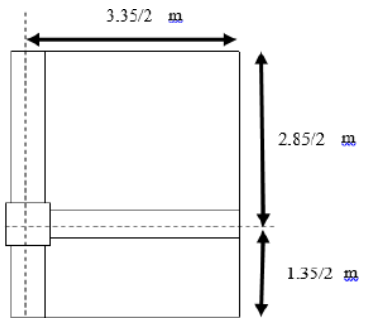


**Table II 7Calcul du poids à chaque niveau**

| niveau | Section du poteau | Poids du planche | Poids du pouter pricinpale | Poids des poutre secondaire | Poids du poteau | Poids cumulé |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | (m²) | (daN) | (daN) | (daN) | (daN) | (daN) |
| 4 | 30x30 | SP×Gterrass = 22.9905 | 0.3×0.45×4.9×2500 =1653.75 | 0.3×0.3×3.35×2500 =735.75 | 0.3×0.3×3.06×2500 = 688.5 | 3 100.9905 |
| 3 | 30x30 | SP×Gétage = 18.6381 | 1653.75 | 735.75 | 688.5 | 3 096,6381 |
| 2 | 30x30 | 18.6381 | 1653.75 | 735.75 | 688.5 | 3 096,6381 |
| 1 | 30x30 | 18.6381 | 1653.75 | 735.75 | 688.5 | 3 096,6381 |
| RDC | 30x30 | 18.6381 | 1653.75 | 735.75 | 688.5 | 3 096,6381 |

**Table II 8Effort normal ultime Nu**

| Niveau | G (daN) | Q (daN) |
|---|---|---|
| 4 | 3100.9905 | 3.51 |
| 3 | 3094.6381 | 5.275 |
| 2 | 3094.6381 | 5.275 |
| 1 | 3094.6381 | 5.275 |
| R.D.C | 3094.6381 | 5.275 |
| TOLTAL | 15 475.5429 | 24.57 |
| NU | 20 934,237915 | |

Alors :

- Poteau central (F-9): Nu= 21,492.6420825 daN
- Poteau d'angle(A-9) : Nu= 20927.75535 daN
- Poteau Du rive (I-1) : Nu = 20 934,237915 daN

***Remarque*** : Après la vérification ; on a constaté que la section transversale du poteau (30 x 30) est suffisante pour résister les charges descendues.

## II .5) pré dimensionnement des voiles:

### *II .5 .1)Voiles de contreventement :*

On appel voiles, les murs réalisés en béton armé, qui auront pour rôles de contreventer le bâtiment, ces murs doivent satisfaire la condition $L \geq 4.a$ D'après le RPA99 version 2003

L'épaisseur minimale des voiles est de 15cm pour les constructions a usage d'habitation dans la zone 2 et 3 respectivement, et peut être 12cm pour les autres cas. De plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur d'étage libre « he » et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué dans la figure si dessous :

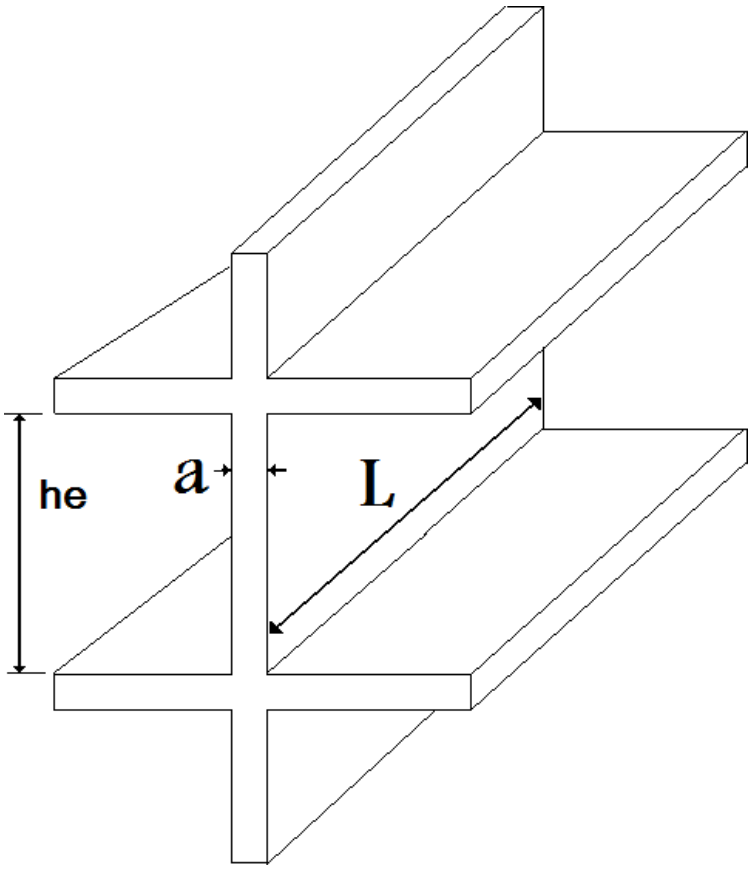



**FIG II 10 Dimensions des voiles**

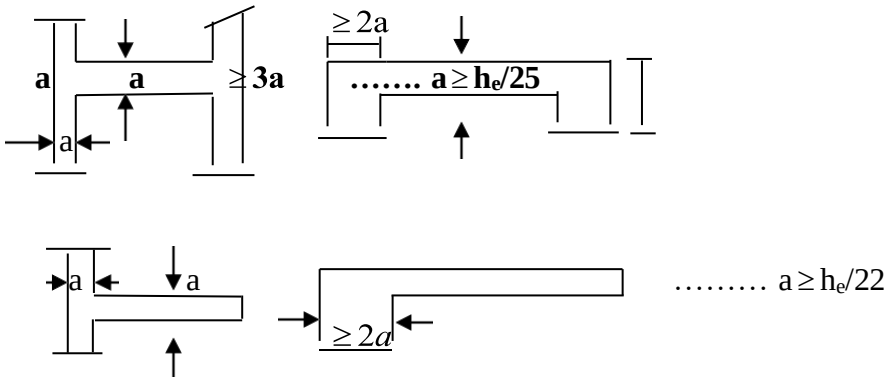



**FIG II 11 Coupes de voiles en plan**

**Remarque :**

Les premier deus cas ne sont pas recommandés dans notre étude. Donc on admet le dernier cas

L'épaisseur du voile peut être déterminée également en fonction de la hauteur libre du RDC.

$$a = \frac{h}{20} = \frac{306}{20} = 15.03m \ . \qquad a = \max\left\{ \frac{h}{20}, 15cm \right\} = 15.03cm.$$

**L'élancement mécanique** $\lambda$ est égal à 80, $\lambda \leq 80$ ..... [4]

$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142m$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \cdot l_f}{a} \leq 80 \Rightarrow a \geq \frac{\sqrt{12} \cdot 2,142}{80} \Rightarrow a \geq 0,09$$

Donc on prend une épaisseur de $a = 20cm$

Cela pour les deux sens (longitudinal et transversal).

# ETUDE

# DES

# élement

# secondaire

## III. Etude des éléments indépendants

### *III.1 Etude des escaliers :*

**Introduction :**

L'escalier est un ouvrage permettant de passer d'un niveau à un autre.

Dans notre projet on à un deux type d'escalier :

- Escalier à marche porteuse Type I

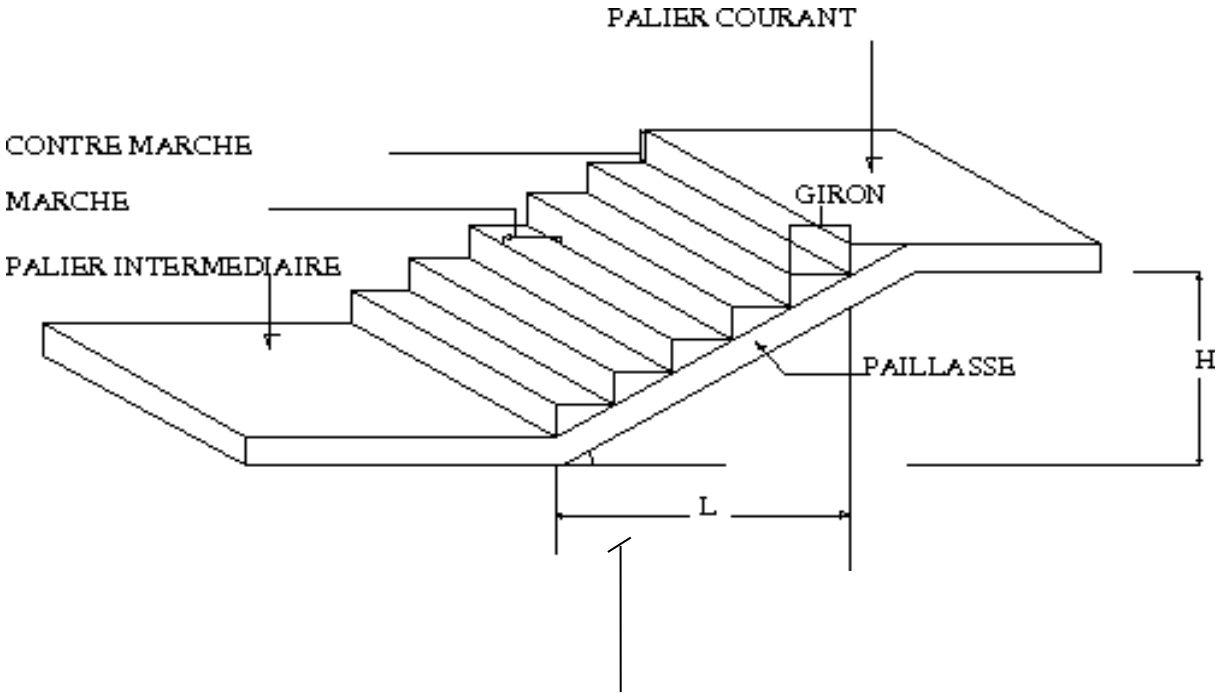



**FIG III 1 éscalier**

**Notations utilisées**

G : giron,

h : hauteur de la contre marche,

$e_p$ : épaisseur de la paillasse,

H : hauteur de pallie

L : longueur de la volée projetée

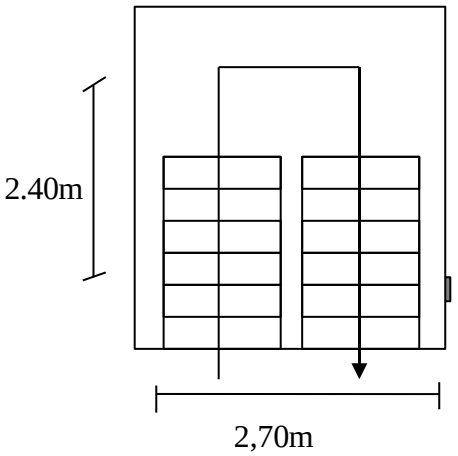



**FIG III 2 coupe d'escalier**

### *III.1.1)* Escalier à marche porteuse:

### *III. 1 .1.1) Dimensionnement :*

➢ **Les marches et les contre marches**

D'après la formule de "Blondel " ..... **[13]**

| $59 \leq g + 2h \leq 66$ |
|---|

- Hauteur de marche : $14 \leq h \leq 18cm$ (usage d'habitations) $h = 17cm$

- Nombre des marches (2 volée) $n = \frac{H}{h} = 18 marches$

-Pour une seule volée : n = 9

-Largeur de marche : $24 \leq g \leq 32cm$ $g = 30\,cm$

- Vérification de formule de BLONDEL : $59 \leq g + 2h \leq 66$ $59 \leq 30 + 2 \cdot 17 \leq 66$ condition vérifiée.

-Longueur du volée : L = (n-1) . g = (9-1) . 30 = 240 cm

-Emmarchement E : E = $\frac{1}{2} \cdot (270 - 40 - 2X30) = 130cm$

-Epaisseur (paillasse et palier) , $L_1$ = 555 cm (1.35+2 .40+1 .80=555)

$\frac{L_1}{40} \leq e \leq \frac{L_1}{30} \Rightarrow \frac{555}{40} \leq e \leq \frac{555}{30} \Rightarrow 13.87 \leq e \leq 18.5$

- **Remarque :**

On a un escalier à marche porteuses, donc on adopte une épaisseur pour la paillasse et palier de 15cm

- **Angle d'inclination (α)**

$\alpha = Arctg\,\frac{17}{30} = 29{,}538°$

$Cos(29{,}538) = 0.870$

Calcul de $h_{moy}$ :

$X_1 = \frac{ep}{\cos\alpha} = \frac{15}{0.87} = 17.24cm$

$X_2 = h + X_1 = 17 + 17{,}24 = 34.24cm$

$h_{moy} = \frac{X_1 + X_2}{2} = \frac{17{,}24 + 34{,}24}{2} = 25{,}74cm$

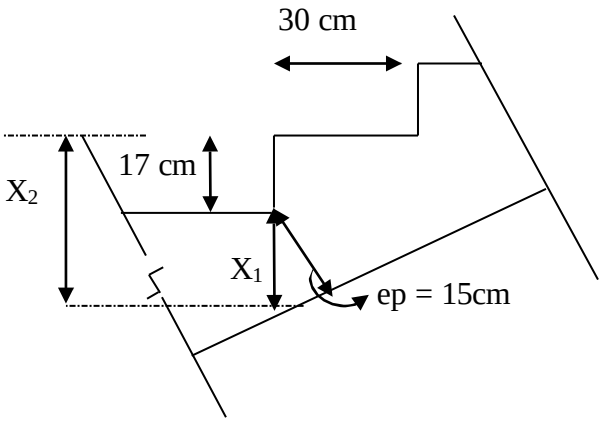



**FIG III 3 coupe de la cage d'escalier**

### *III.1 .1.2) Descente des charges :*

**Table III 1Charge permanente (Paillasse)**

| Composants | Epaisseur (m) | Poids volumique (dan/m$^{3)}$ | Poids surfacique (dan/m$^{2)}$ |
|---|---|---|---|
| Revêtement horizontal | 0.03 | 2000 | 60 |
| | 0.04 | 2000 | 80 |
| Revêtement vertical | (0.17x0.03)/0.3 | 2000 | 34 |
| | (0.17x0.03)/0.4 | 2000 | 25.2 |
| | (0.17/2) | 2200 | 187 |
| Revêtement en ciment | 0.04/0.870 | 2500 | 114.94 |
| Poids propre (béton armé) | 0.01 | 2500 | 25 |
| | | | **G =526.14** |

**b) Palier :** charge permanente

**Table III 2Charge permanente (pallier)**

| Composants | Epaisseur (m) | Poids volumique (dan/m$^{3)}$ | Poids surfacique (dan/m$^{2)}$ |
|---|---|---|---|
| Revêtement horizontal | 0.02 | 2000 | 40 |
| Mortier de pose | 0.02 | 2000 | 40 |
| Poids propre du palier | 0.15 | 2500 | 375 |
| Enduit de plâtre | 0.01 | 1000 | 10 |
| | | | **G =465** |

**Surcharge d'exploitation :** selon DTR B.C.22 (Article C. 1 .2)

Le palier Q = 250 dan/m$^2$

Les Paillasse Q = 250 dan/m$^2$

### *III.1 .1.3)Combinaisons fondamentales :*

On fait l'étude pour une bonde de 1 m pour le palier.

**a) <u>Paillasse</u>:**

**E.L.U :**

$$q^u = (1{,}35 \times G + 1{,}5 \times Q) \times 1{,}3 = (1{,}35 \times 526.14 + 1{,}5 \times 250) \times 0{,}3$$

$$\Rightarrow q^u = 323.15 dan/ml$$

**E.L.S :**

$$q^{ser} = (G + Q) \times 0{,}3 = (526.14 + 250) \times 0{,}3$$

$$\Rightarrow q^{ser} = 232.842 dan/ml$$

**b) Palier :**

E.L.U :

$$q^u_{palier} = (1{,}35 \times G + 1{,}5 \times Q) \times 1{,}00 = (1{,}35 \times 465 + 1{,}5 \times 250) \times 1{,}00$$

$$\Rightarrow q^u_{palier} = 1002{,}75 dan/m$$

E.L.S.:

$$q^{ser}_{palier} = (G + Q) \times 1{,}00 = (465 + 250) \times 1{,}00$$

$$\Rightarrow q^{ser}_{palier} = 715 dan/m$$

***III . 1 . 1 .4 ) Détermination des sollicitations :***

**Paillasse ;**

**a - E.L.U :**

$$M_u = -q_u \times \frac{L^2}{2} = -323.15 \times \frac{(1{,}30)^2}{2}$$

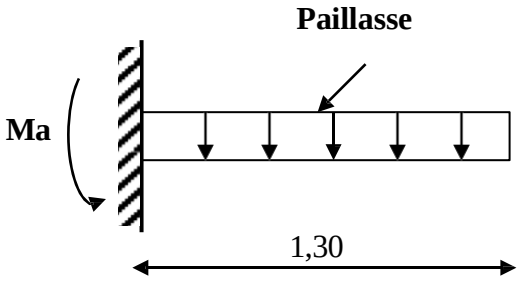
$$\Rightarrow M_u = -273.06 dan.m$$

**b- E-L-S :**

$$M_{ser} = -q_{ser} \times \frac{L^2}{2} = -232.84 \times \frac{(1{,}30)^2}{2}$$

$$M_{ser} = -196.74 dan.m$$

**FIG III 4 Schéma statique paillasse**



### *III.1 .1 .5 ) Calcul de ferraillage :*

Lenrobage :

$$c \geq c' + \frac{\phi}{2}; \begin{cases} c' = 1cm \\ \phi = \frac{h}{10} = \frac{25,74}{10} = 2,574cm \end{cases}$$

$$c \geq 1 + 2,574 = 3,574cm$$

On prend C = 4 cm

**a) E.L.U**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2730.6}{14,2 \times 130 \times 21,74^2} = 0,0179$$

$$\mu = 0,003 < \mu_{\lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$\alpha = 1,25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,004$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

$$A_u = \frac{2730.6}{348 \times 0,998 \times 21,74} = 0,361cm^2$$

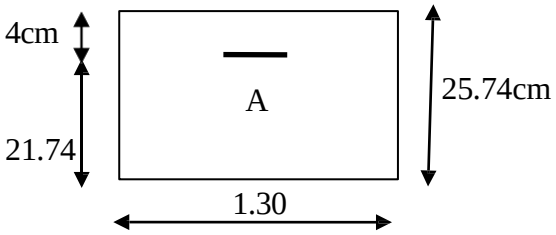



**FIG III 5 Section de march**

**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,787cm^2$$

$$A_u = \max\left(A_{cal}, A_{\min}\right) = 0,787cm^2$$

**-Choix des armatures :**

**On prend 1HA10 , $A_s$ = 0.78cm²**

**b) E.L.S :**

$$M_{ser} = 260.808dan.m$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ aucune vérification pour $\sigma_S \left(\sigma_S \leq \overline{\sigma}_S\right)$

Flexion simple
Acier Fe400
Section rectangulaire

$$\Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{C28}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_U}{M_{Ser}} = \frac{273.06}{196.74} = 1,38$

$$\Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,443$$

$\alpha = 0,022 < 0,443 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent

- **Contrainte tangentielle**(BAEL91 Article-A.5.1.1)

Fissuration peu préjudiciable $\tau_{ul} \leq \min\left\{0{,}2\dfrac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0{,}2\times\dfrac{25}{1{,}5} = 3{,}33MPa;\ 5MPa\right\}\left(\alpha = 90^o\right)$

$T_{U\max} = q_U L = 427{,}926\times 1{,}30 = 556.30dan$

$\tau_u = \dfrac{T_U}{b_o d} = \dfrac{5563.0}{300\times 217.4} = 0{,}085MPa < \tau_{ul} = 3{,}33MPa$

- **Armatures transversales** (BAEL91 Article-A.7.2.2)

Soit fe = 235 MPa $f_{t28}$ = 2,1 MPa

$$\frac{A_t}{b.S_t}\cdot\frac{f_{et}}{\gamma_s} = \frac{\tau_{ut} - 0{,}3.k.f_{t28}}{0{,}9\left(\sin\alpha + \cos\alpha\right)}$$

K=1 (coefficient de bétonnage)

$\alpha = 90°$ ($\alpha$ : L'inclination des aciers transversales)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0{,}085 - \left(0{,}3\times 1\times 2{,}1\right)}{0{,}9\left(1+0\right)}\times 30\times\frac{1{,}15}{235} = -0{,}088cm^2/cm$$ % minimal

- **Pourcentage minimal**

$$\frac{A_t}{b\times S_t}\times f_e \geq 0{,}4 \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4\times 30}{235} = 0{,}051cm^2/cm$$

$\dfrac{A_t}{S_t} = \max\left\{-0.088\ ;\ 0.051\right\} = 0{,}051cm^2/cm$ **;** $S_t$ : L'espacement minimal

- **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\begin{cases} \dfrac{h}{35} = \dfrac{257{,}4}{35} = 7{,}35mm \\ \phi_{\min} = 10mm \\ \dfrac{b_o}{10} = \dfrac{300}{10} = 30mm \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 6mm$$

**On prend** $\phi_t = 6mm$

$S_t \leq \min\left(0{,}9d \approx 20cm\ ;\ 40cm\right) \Rightarrow S_t = 20cm$

$\dfrac{A_t}{S_t} = 0{,}051cm^2/cm \Rightarrow A_t = 0{,}051\times 20 = 1{,}02cm^2$

**On prend : $A_t$= 4HA6 = 1.13 cm² avec un espacement $S_t$ = 20 cm**

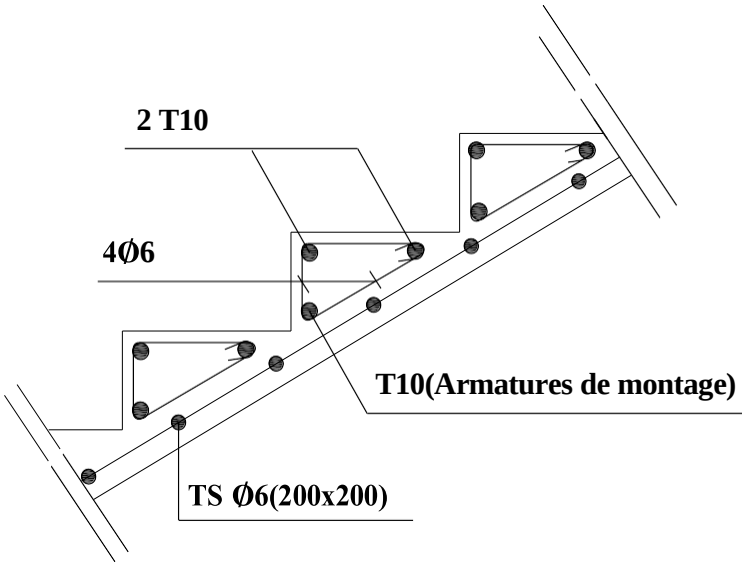



**FIG III 6 Dispositionsdes armatures.**

### *III.1.1.6. Déterminations des sollicitations pour le palier de repos:*

- **Palier de repos :**

On fait l'étude pour une bonde de 1m pour le palier

**a). E.L.U:**

$$M_u = -q_u \times \frac{L^2}{2} = -1002{,}75 \times \frac{(1{,}35)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_u = -913.755 dan.m$$

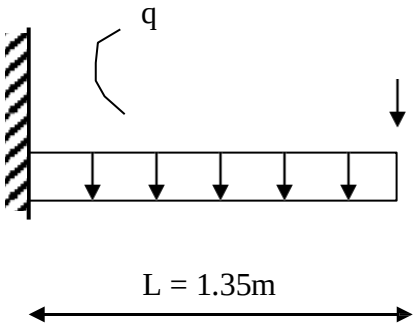



**FIG III 7 Schéma statique du palier**

**b). E.L.S:**

$$M_{ser} = -q_{ser} \times \frac{L^2}{2} = -715 \times \frac{(1{,}35)^2}{2} = -651.54 dan.m$$

$$M_{ser} = -651.54 dan.m$$

### III.1.1.7. Calcul de ferraillage :

#### a). E.L.U:

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9137.55}{14,2 \times 100 \times 12^2} = 0,044$$

$$\mu = 0,044 < \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,977$$

$$A_u = \frac{9137.55}{348 \times 0,977 \times 12} = 2.23cm^2$$

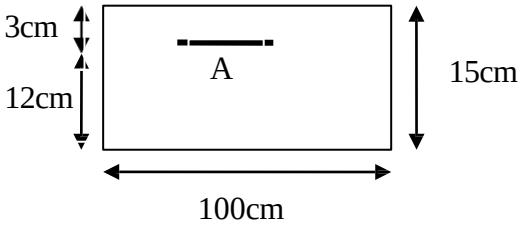



**FIG III 8Section de palier de repos**

#### Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,44cm^2$$

$$A_u = \max\left(A_{cal}, A_{\min}\right) = 2.23cm^2$$

Choix des armatures :

4HA10 = A= 3.14cm$^2$**St=20**

#### b). E.L.S :

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ aucune vérification pour $\sigma_S \left(\sigma_S \leq \overline{\sigma}_S\right)$

Flexion simple
Acier Fe400
Section rectangulaire

$$\Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 f_{C28}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_U}{M_{Ser}} = \frac{9137.55}{6515.4} = 1,40$

$$\Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100} = \frac{1,4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 > \alpha = 0.056$$

Donc les armatures calculées à L'ELU conviennent

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785cm^2$$

Chois : 4HA 6$\Longrightarrow$ A = 1.13 cm$^2$/ml**St=20**

- **Vérification Contrainte tangentielle**(BAEL91 Article -A.5.1,1)

Fissuration peu préjudiciable $\tau_{ul} \leq \min\left\{0{,}2\dfrac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0{,}2\times\dfrac{25}{1{,}5} = 3{,}33MPa;5MPa\right\}\left(\alpha = 90^o\right)$

$T_{U\max} = q_U L = 1002{,}75\times 1{,}35 = 1353.71dan$

$\tau_u = \dfrac{T_U}{b_o d} = \dfrac{13537.1}{1000\times 120} = 0{,}112MPa < \tau_{ul} = 3{,}33MPa$

$\Longrightarrow$ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

## III.1.2 Type II (le Perron)

### *III.1.2.1 Pré dimensionnement :*

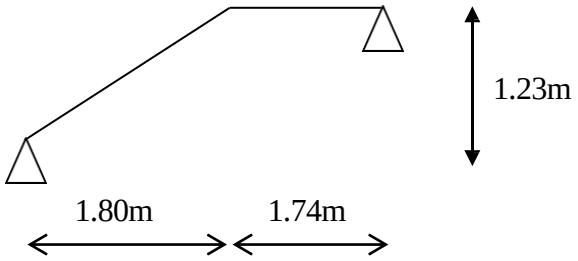



**FIG III 9 Schéma statique d'escalier d'Accès"perron"**

-Hauteur de marche : $14 \leq h \leq 18cm$ $h = 17cm$

-Nombre des marches (1 volée) $n = \dfrac{H}{h} = 7\ marches$

Pour une seule volée : n = 9

-Largeur de marche : $24 \leq g \leq 32cm$ $g = 30cm$

- Vérification de formule de BLONDEL : $59 \leq g + 2h \leq 66$

$59 \leq 30 + 2\cdot 17 \leq 66$ condition vérifiée.

-Longueur du volée : L = (n-1) . g = (7-1) . 30 = 180 cm

-Emmarchement E : E = $310\,cm$

- $\alpha = arctg\left(\dfrac{123}{180}\right) = arctg(0.6833) = 34.34°$

-Epaisseur (paillasse et palier) , $L_1$ = 354 cm

$$\frac{L_1}{40} \leq e \leq \frac{L_1}{30} \Rightarrow \frac{354}{40} \leq e \leq \frac{354}{30} \Rightarrow 8.85 \leq e \leq 11.8$$

- **Conclusion**

Nous prenons une épaisseur de 11cm pour le perron.

- **Evaluation des charges pour (b = 310 cm)**

**a) Paillasse (Unité : KN/ml)**

-Poids propre : $25 \cdot \frac{0.11}{\cos 34.34} \cdot 3.10 = 10.324 KN/ml$

-Poids de marches : $22 \cdot \frac{0.17}{2} \cdot 3.10 = 5.797$ KN/ml

-Poids de revêtement (Horizontal), marche : $20 \cdot (0.03 + 0.015) \cdot 3.10 = 2.79 KN/ml$

-Poids de revêtement (Vertical), contremarche:

$20 \cdot (0.03 + 0.015) \cdot \frac{0.17}{0.3} \cdot 3.10 = 1.581 KN/ml$

-Poids de revêtement sous face de la paillasse (en mortier) :

$20 \cdot \frac{0.015}{\cos 34.34} \cdot 3.10 = 1.126 KN/ml$

**$G_{paillasse}$ = 21.617 KN/ml**

**b) Palier (Unité : KN/ml)**

-Poids propre : $25 \cdot 0.11 \cdot 3.10 = 8.525 KN/ml$

-Poids de revêtement (Horizontal), marche : $20 \cdot (0.03 + 0.015) \cdot 3.10 = 2.79 KN/ml$

**$G_{palier}$ = 11.315 KN/ml**

**c) La surcharge**

$2.5 \cdot 3.10 = 7.75 KN/ml$

Q = 7.75 KN/ml

- Evaluation de sollicitations à l'état limite ultime E.L.U. et E.L.S

$G_1$ = 21.617 KN/ml

$G_2$ = 11.315 KN/ml

Q = 7.75 KN/ml

Charge permanente équivalente :

$$g_{eq} = \frac{G_1 \cdot 1.8 + G_2 \cdot 1.74}{1.74 + 1.8} \qquad g_{eq} = \frac{21.617 \times 1.8 + 11.315 \times 1.74}{1.74 + 1.8}$$

$$g_{eq} = 16.553 KN/ml$$

$$P_u = 1.35 \cdot 16.553 + 1.5 \cdot 7.75 \qquad P_u = 33.971 KN/ml$$

$P_{ser} = 16.553 + 7.75$ $P_{ser} = 24.303\,KN/ml$

- **E.L.U :**

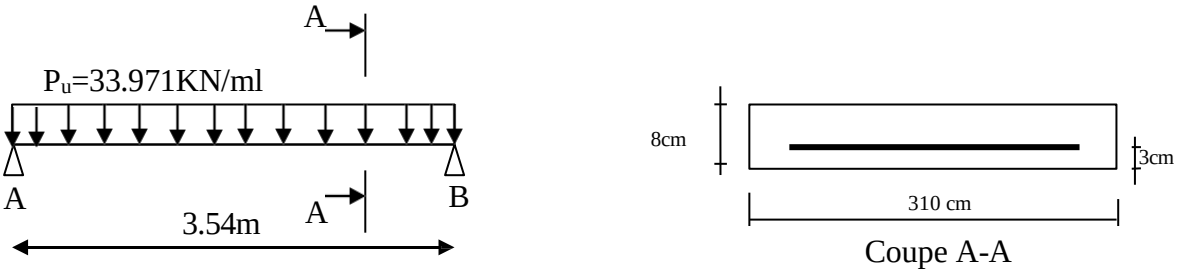



**FIG III 10: Schéma statique du palier et paillasse**

$$M_o = \frac{P_u \times L_1^2}{8} = \frac{33.971 \times 3.54^2}{8}$$

$$M_o = 53.21\,KN \cdot m$$

$$V_1 = \frac{P_u \times L_1}{2} = \frac{33.971 \times 3.54}{2}$$

$$V_1 = 60.12\,KN$$

- **Distribution des moments**

Dans le cas où ; les paliers sont partiellementencastrés ; les moments seront :

$$M_a = 0.3M_o = 0.3 \times 53.21 = 15.963\,KN.m$$

$$M_t = 0.7M_o = 0.7 \times 53.21 = 37.247\,KN.m$$

- **Calcul du ferraillage :**
- **Armatures longitudinales :**

**<u>-En travée :</u>**

$$M_t^{max} = 37.247\,KN \cdot m$$

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times fc28}{\theta \times \gamma_b} \;;\; \theta = 1;$$

b = 310 cm : h = 11 cm : d = 8 cm

$f_{bc}$ : Contraintes de déformation du béton à la compression. $f_{bc}$ = 14.2 MPa

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{37247}{14.2 \times 310 \times 8^2} = 0.132$$

$\mu = 0,132 \langle \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ A' n'existe pas.

$$\Rightarrow 1000\varepsilon_s \rangle 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\,MPa$$

$$\mu = 0,132; \qquad \alpha = 1,25(1-\sqrt{1-2\mu}) = 0.178$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.929$$

$$A_s = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{37247}{0.929 \cdot 8 \cdot 348} = 14,404 cm^2$$

**Choix d'armatures 10 T 14 $\Rightarrow$ $A_S$ = 15.39 cm$^2$et $S_t$ = 13 cm**

- **<u>En appui:</u>**

$$M_a = 15.963 KN \cdot m$$

b = 310 cm : h = 11cm : d = 8 cm

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15963}{14.2 \times 310 \times 8^2} = 0.057$$

$\mu = 0,057 \langle \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ A' n'existe pas.

$$\Rightarrow 1000\varepsilon_s \rangle 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\,MPa$$

$$\mu = 0,057; \qquad \alpha = 1,25(1-\sqrt{1-2\mu}) = 0.073$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.971$$

$$As = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15963}{0.971 \cdot 8 \cdot 348} = 5.906 cm^2$$

**Choix d'armatures 6HA12 $\Rightarrow$ $A_S$ = 6.79 cm$^2$et $S_t$ = 25. Cm**

- **<u>Armatures de répartition :</u>**

$A_{rép\ travée} = A_{st} / 4 =$ **14.69**/ 4 = 3.67 cm$^2$ ; on adopte 4HA8 = 4.02 cm² et **$S_t$ = 15. Cm**

- **<u>Condition de non-fragilité :</u>**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$ (Article A.4.2.1).....[2]

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1\ MPa$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 0,23 \times 310 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 3\,cm^2$$

$A_{min\ tra}$ = 3cm² < 14.69cm² $\Rightarrow$ c'est vérifie

$A_{min\ app} = 3cm^2 < 6.53cm^2 \Rightarrow$ c'est vérifie

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$V_{u\max} = 60.12KN$

On doit vérifier que : $\tau_{uv} = \dfrac{V_u}{b.d} \leq \min\left(0.2\dfrac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad et\ 5\ MPa\right)$.....[2]

$\boldsymbol{\tau_u} = \dfrac{60120}{3100\times 80} = 0.242$ MPa <3.33 MPa $\Rightarrow$ c'est vérifie

- **Vérification à l'Etat Limite de Service (E.L.S) :**

Selon les règles B.A.E.L, pour les sections rectangulaires soumises à la flexion simple et dont les armatures sont de la classe $F_e$ E400, il faut vérifier la formule :

$\alpha = \dfrac{Y}{d} \leq \dfrac{\gamma - 1}{2} + \dfrac{f_{c28}}{100}$..... [8]

Pour que la contrainte maximale du béton soit vérifiée.

$M_o = \dfrac{P_s \times L^2}{8} = \dfrac{24.303\times 3.54^2}{8}$

$M_o = 38{,}06\ \mathrm{KN}\cdot\mathrm{m}$

$M_{tu}^{\max} = 37.247KN\cdot m$

$M_{tser}^{\max} = 26.648KN\cdot m$

$\gamma = \dfrac{M_u}{M_s} = \dfrac{37.247}{26.648} = 1.397$

$0.448 < 0.971 \Rightarrow$ C'est vérifie

- **Vérification de la flèche :**

Condition de non-vérification de la flèche **:**

- **Travée:**

$\dfrac{h}{l} \geq \dfrac{Mt}{10M_0} \Rightarrow \dfrac{11}{354} \geq \dfrac{37.247}{10\times 53.21} = 0.031 < 0.07$ ..... *PAS.Ok*

$\dfrac{As}{b.d} \leq \dfrac{4.2}{fe} \Rightarrow \dfrac{14.69}{310\times 9} \leq \dfrac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0052 < 0.0105...Ok$

$\dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \Rightarrow 0.031 < 0.0625$..... *PAS Ok*

- **Evaluation de la flèche: (BAEL91/ART6-5-2)**
- **<u>Travée :</u>**

$I_0$ : moment d'inertie de la section totale homogène

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15As(d - \frac{h}{2})^2 = 35761{,}35cm^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = 5{,}923 \cdot 10^{-3} \quad \rho : pourcentage.des.armatures$$

On calcul :

$$\lambda_i = \left[\frac{0.05.f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\rho}\right] = 3.545$$ Pour la déformation instantanée

$$\lambda_{vi} = \left[\frac{0.02.f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\rho}\right] = 1.418$$ Pour la déformation différée

$$\mu = 1 - \frac{1.75.f_{t28}}{(4\rho \cdot \sigma s + f_{t28})} = 0.644$$

On peut admettre que $I_f$ est définie par :($I_f$ : moment fictive)

$$I_{fi} = 1.1\left(\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}\right) = 11982{,}24cm^4$$

$$I_{fv} = 1.1\left(\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}\right) = 20561{,}17cm^4$$

- **Calcul de la flèche :**

$$f_i = \frac{M .l^2}{10E_i^{ser}.I_{fi}} = \frac{26.648 \times 10^6 \times (3.54 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.195 \times 11982{,}24 \times 10^4} = 8{,}66mm$$

$$fv = \frac{Mser.l^2}{10Ev.I_{fv}} = \frac{26.648 \times 10^6 \times (3.54 \times 10^3)^2}{10 \times 10818.86 \times 20561{,}17 \times 10^4} = 15{,}01mm$$

$$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19MPa$$

$$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86MPa$$

Donc la flèche totale est : $\Delta f = f_v - f_i = 6.34mm$

D'après les règles BAEL 91(ART-B-6-5-3) la valeur limite de la flèche…… [2].

$$f = \frac{l}{500} = 0.708cm = 7.08mm$$

$$donc : \overline{f} = 7.08mm > 6.34mm...OK$$

## III.2 Etude de l'acrotère:

### *III.2.1 Introduction :*

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il sera calculé comme une console concentré au niveau du plancher terrasse ; soumise à un poids « $N_G$ » (efforts normal dû à sont poids propre) et un moment dû à une force statique équivalente ($F_p$).

Pour le calcul on considère une section de(100x10). On calcule le ferraillage pour une flexion composée.

### *III.2.2 Schéma de calcul :*

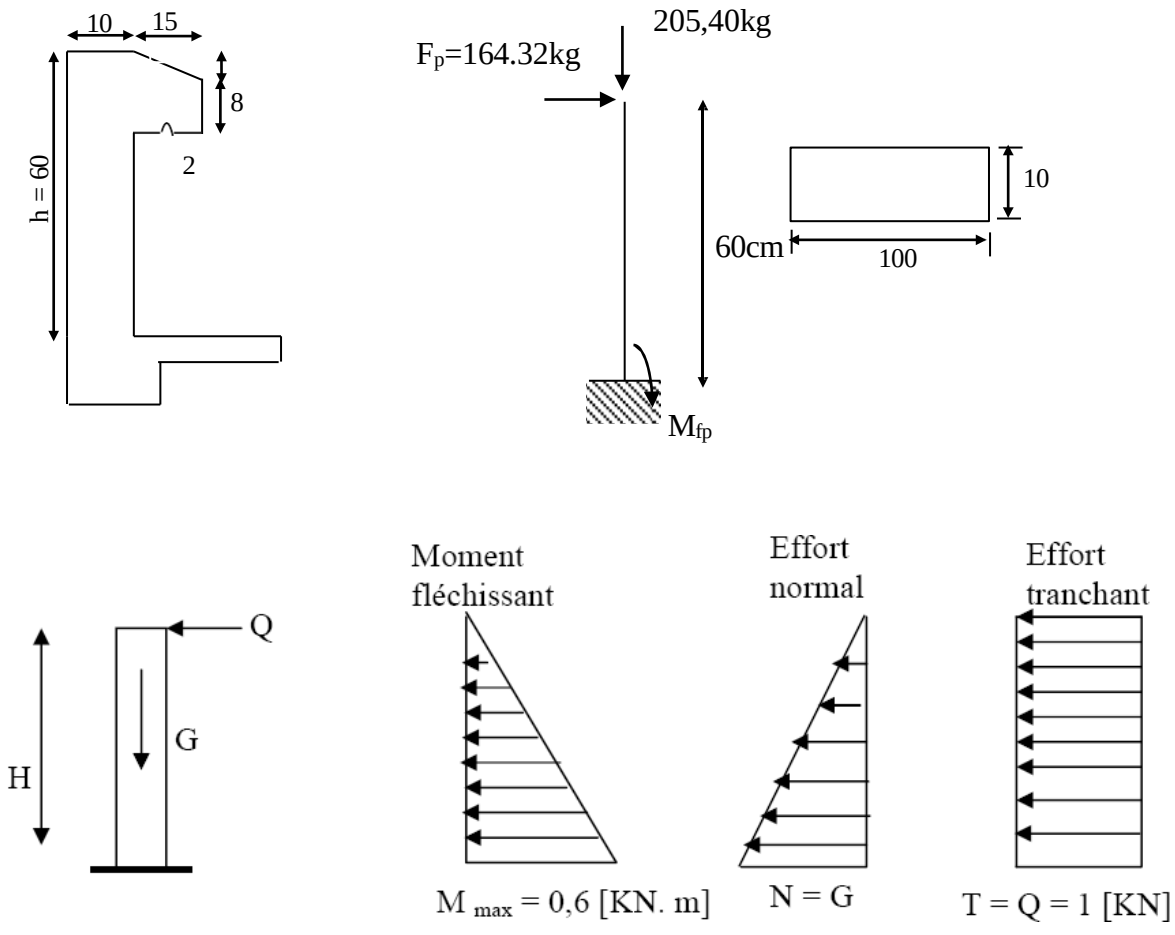



**FIG III 11Dimension de l'acrotère et schéma statique**

**Selon le R.P.A99V2003 :**

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P \ldots\ldots\ldots\ldots [1]$$

$F_p$ : force statique équivalente horizontale.

$W_P$ : effort normal dû au poids propre.

$C_P$ : facteur de force horizontal $C_P$ = 0,8.(Tableau 6.1)

A : coefficient d'accélération de zone.

Zone II groupe d'usage 2 => A= 0.25

** **Evaluation des charges et surcharges:**

1. **Poids propre de l'acrotère**

Terrasse inaccessible :

$$G_1 = 2500\left[(0{,}10 \times 0{,}60) + \frac{(0{,}02 \times 0{,}15)}{2} + (0{,}08 \times 0{,}15)\right] = 183{,}75 \text{ kg/ml}$$

$G2=0.5\times2\times18+0.10\times18+(0.02^2+0.15^2)\times18+0.08\times18=21.65$kg/ml

$Wp=G_1+G_2$

Wp=183.75+21.65=205.4 Kg/ml

2. **Surcharge d'exploitation**

$F_P = 4\times 0.25\times 0.8\times 205.40 = 164.32$ kg.

### *III.2.3 Calcul des sollicitations :*

**E.L.U : N=G+1.5Q**

$N_u = 1\times W_p = 1\times205.40 = 205.40$kg

$M_u = 1.5\times Fp\times h = 1.5\times164.32\times0.6=147.88$ kg.m

**E.L.S :**

$N_{ser} = Wp = 205.40$ kg/ml

$M_{ser} = Fp \times h = 164.32\times 0.6 = 98.59$ Kg.m

### *III.2.4 Calcul du ferraillage:*

b = 100cm, aciers FeE400 , C = 2 cm , d = 8cm

3. **E.L.U :calcul de l'excentricité:**

$e_G$ : L'excentricité du centre de pression $e_G$ = Mu/Nu

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{147.88}{205.40} = 0{,}72 \text{ m} \qquad e_G = 72\,\text{cm}.$$

$e_G = 0{,}72m > \frac{h}{2} = 0{,}05m \Rightarrow$ La section partiellement comprimée, le calcul se fait à la flexion simple

sous la sollicitation suivant :

$$M_A^u = N_u \times \left[ e_G + \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 205.40 \times [0,72 + 0,05 - 0,02]$$

$$\Rightarrow M_A^u = 1540.5 N.m$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma bc \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{1540.5}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,016 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Armatures comprimées non nécessaires.

$$\alpha = 0,02 \; z = 7,936$$

$$A = \frac{1540.5}{348 \times 7.936} = 0,55 cm^2/ml$$

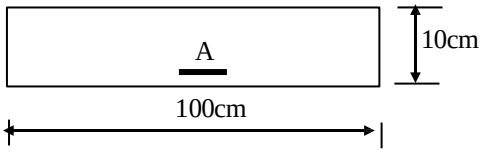



**FIG III 12Section de calcul**

**Sollicitation réelle** :

$$\begin{cases} A = A_{fs} - \frac{N^{copression}}{\sigma_s \times 100} = 0,49 cm^2/ml \\ A' = A'_{fs} = 0, cm^2/ml \end{cases}$$

**On adapte 4HA6--------- A = 1.13cm²**

Ferraillage de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.28 \; cm^2$$

**On adapte $A_r$ = 3HA6 = 0.85 m²**

### III.2.5 Vérification de la contrainte de cisaillement:

L'effort tranchant:

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ …….. BAEL 91 (Article A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \qquad V = 1.5 F_p = 246.48 kg$$

$$\tau_u = \frac{246.48}{100 \times 8} = 0.308 \; kg/cm^2 = 0.0308 \; MPa$$

La fissuration est préjudiciable: ($\overline{\tau_u} = 2,5 Mpa$)BAEL 91 (Article A.5.1.2.1)

$$\tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma} \times f_{c_{28}}, 4MP\right.$$

$$\frac{0.15}{\gamma} = \min(2.5, 4MPa)$$

*C'est vérifié.*

**Vérification de condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{0.23\, b\, d\, f_{t_{28}}}{f_e} \qquad ; f_{t_{28}} 2.1\, MPa$$

$$e_S = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.48\ m = 48\ cm$$

$$A_{min} = 0.966\ cm^2$$

$$A_{min} < A_S = 1.13\ cm^2 \qquad ; c'est\ vérifié$$

**Espacement entre les armatures longitudinales:**

a : la longueur du petit côté du rectangle

$Si:\ a < b$ (BAEL 91 Article-A8.1.2.2)

$$e < \min\{a + 10,40\ cm\}$$

$$e < \min\{10 + 10,40\ cm\}$$

en prend : ***e = 20*** *cm*

**Armature de répartition :**

$$e_1 < \min\{a + 10,40\ cm\} \rightarrow e_1 = 20\ cm$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6\ f_{c_{28}} = 0.6 \times 25 = 15\ MPa$$

$$N_{ser} = 205.4\ kg/ml$$

$$M_{ser} = 98.59\ kg/ml$$

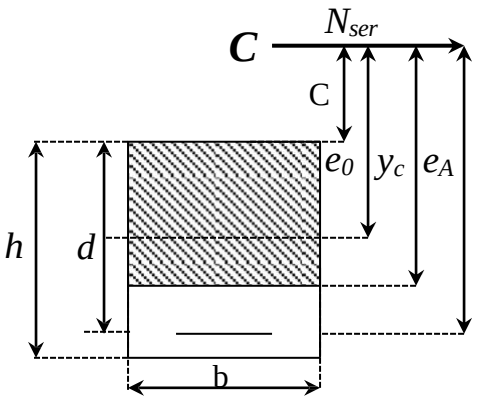



**FIG III 13vérification à l'ELS**

L'enrobage *d' =2 cm*

$e_0 = M_S / N_S$ , $e_0 = 0.48\ m$

$e_0 > h/2 = 0.05\ cm$ section partiellement comprimée

$y_{ser} = y + c$

$y_c$: distance de l'axe neutre au centre de pression "C"

$c$ : distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section

$c = d - e_A = d - [e_0 + (d - h/2)] = 8 - [48 + (8 - 5)] = -43\ cm$

Selon BAEL 91 ……**[2]**

Pour obtenir le $y_c$ il faut résoudre l'équation:

$$y_c^3 + py_c c + q = 0 \ldots\ldots\ldots\ldots I$$

- $p = -3c^2 - bn(c-d)\frac{A_s'}{b} + (d-c)6n\frac{A_s}{b}$
- $q = -2c^3 - (c-d')^2 6n\frac{A_s'}{b} - (d-c)^2 6n\frac{A_s}{b}$

*Avec* $A' = 0$

$$p = -3c^2 + (d-c)6n\frac{A_s}{b} = -3(-43)^2 + (8+43)90\frac{1.13}{100} = -5495.133$$

$$q = -2c^3 - (c-d)^2 6n\frac{A_s}{b} = -2(-43)^3 - (8+43)^2 90\frac{1.13}{100} = 156368.783$$

$$donc: I \Leftrightarrow y_c^3 + py_c + q = 0 \Leftrightarrow y_c^3 - 5495.133y_c + 156368.783 = 0$$

La solution qui convient parmi les trois c'est:

$y_1 = 44.60\ cm$

$y_{ser} = y_1 + c = 44.60 - 43 = 1.60$

**Vérification des contraintes:**

- **Le moment d'inertie de la section homogène réduite est:**

$$I = b\frac{y_{ser}^3}{3} + 15\left[A_S\left(b - y_{ser}\right)^2 + A_S'\left(y_{ser} - d'\right)^2\right] \quad ; A_S' = 0$$

$$= b\frac{y_{ser}^3}{3} + 15\left[A_S\left(d - y_{ser}\right)^2\right]$$

$$I = \frac{100(1.6)^3}{3} + 15\left[1.13(8-1.6)^2\right] = 830.80\ cm^2$$

-Le coefficient angulaire des contraintes:

$$K = N_{ser} \frac{y_c}{I}$$

$$K = \frac{205.4 \times 44.60}{830.81} = 11.03 daN \big/ cm^3$$

**La contrainte dans le béton avec *K*:**

$$\sigma_{bc}(k) = K y_{ser} = 11.03 \times 1.6 = 17.65\ kg/cm^2 = 1.765\ MPa$$

*où* :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c_{28}} = 15\ MPa$$

*donc* :

$$\sigma_{bc}(k) = 1.765\ MPa < \sigma_{bc} = 15\ MPa \qquad \textit{c'est vérifiée}$$

**Contrainte dans les aciers:**

Quand la fissuration est préjudiciable:

$$\sigma_S = \min\left\{ 2/3\, f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta\, f_{tj}} \right\};\ \eta = 1.6 \times f_{tj} = 2.1\ MPa$$

$$= \min\left\{ 266.66\ MPa\ ;\ 201.63\ MPa \right\}$$

$$\sigma_S = 201.63\ MPa$$

**La contrainte d'acier en fonction de *K*:**

$$\sigma_S(k) = n \times K(d - y_{ser}) = 15 \times 11.03(8 - 1.6) = 1058.88\ kg/cm^2$$

$$\sigma_S(k) = 105.888\ MPa < \sigma_{st} = 201.62\ MPa \qquad \textit{c'est vérifiée}$$

**<u>Vérification de l'effort tranchant</u>:**

$$\tau_U = \min\left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} \times f_{C_{28}}\ ;\ 3\ MPa \right\}$$

$$= \min\left\{ 2.5\ ;\ 3\ MPa \right\}$$

$$\bar{\tau}_U = 2.5\ MPa$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \qquad , V_U = 1.5\ F_p = 246.48 kg$$

$$\tau_U = \frac{246.48}{100 \times 8} = 0.308 kg/cm^2$$

$$\tau_u = 0.0308 MPa$$

$$\tau_U < \bar{\tau}_U \qquad \textit{c'est vérifiée}$$

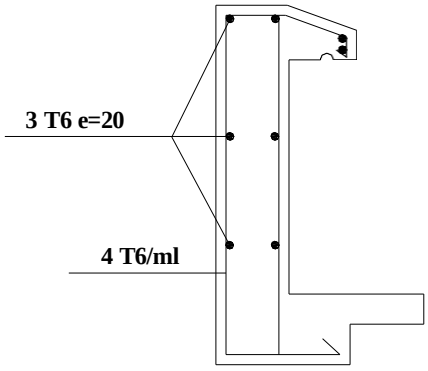



**FIG III 14 Disposition des armatures**

## III.3. Etude des balcons :

Dans notre projet, nous avons quatre types de balcons, il s'agit d'une console sollicitée par (G, P, et Q) tels que :

G : charge permanente (balcon).

Q : surcharge d'exploitation.

P : charge concentrée du mur en briques creuses.

- D'après la descente des charges on a :

G = 568 Kg/m$^2$ Q = 350 Kg/m$^2$

- Charge permanente due au brique creux est : P = g x h x e, avec :

G : masse volumique. g = 1300Kg/m$^2$

e : épaisseur du mur e = 15cm

h : hauteur du mur h = 1,5m

P = 1300 x 0,15 x 1,5 = 292.5 Kg/ml

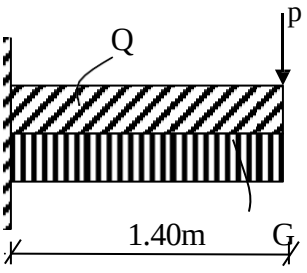



**FIG III 15 Section statique du balcon**

### *III.3.1. Détermination des sollicitations :*

Le calcul se fait pour une bande de 1m

A l'aide du logiciel de calcul Robot Millennium, on obtient les diagrammes suivants :

**E.L.U** :

$M_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times (L^2/2) + 1,35 \times P \times L$

$M_u = (1,35 \times 568 + 1,5 \times 350) \times (1.4^2/2) + 1,35 \times 292.5 \times 1.4 = 1818.789$ Kg.m

$T_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L + 1,35 \times P$

$T_u = (1,35 \times 568 + 1,5 \times 350) \times 1.4 + 1,35 \times 292.5 = 2203.395$ Kg

**E.L.S :**

$M_s = (G + P) \times (L^2/2) + Q \times L$

$M_s = (568 + 350) \times (1.4^2 / 2) + 292.5 \times 1.4 = 1309.14$ Kg.m

- Les sollicitations sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

**Table III 3récapitulant des moments fléchissant et l'effort tranchants**

| | **E.L.U** | **E.L.S** |
|---|---|---|
| M (Kg.m) | 1818.789 | 1309.14 |
| T (Kg) | 2203.395 | / |

### *III.3.2. Calcul de Ferraillage:*

**E.L.U :**

$M_u = 18187.89$ N.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{18187.89}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0.075$$

$$\mu = 0,075 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000\,\varepsilon_s > 1000\,\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{1,15} = 348\,\text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right] = 0,097 \Rightarrow \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,961$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18187.89}{0.961 \times 13 \times 348} = 4.18 cm^2$$

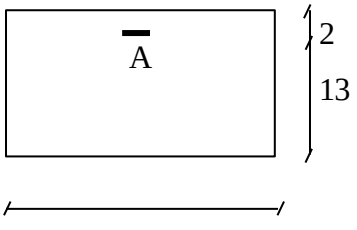
Choix : 4HA12 =>A= 4.52 $cm^2$

**FIG III 16 Section de calcul enappui**

- **Armature de répartition:**

**Ar = A/4 =4.52/4 =1.13$cm^2$=> 3HA8 avec A= 1.51$cm^2$**

**Vérification:**



- **Condition de non fragilité**

As min = $0.23\times b\times d\times f_{t28}/f_e$

As min =$0.23 \times 100\times13\times2.1 / 400 = 1.569\ cm^2$

As = $4.52\ cm^2$> As min = $1.569\ cm^2$ c'est vérifie.

- **Contrainte de cisaillement:**

$\tau u = T/[b\times d] = 22033.95/[1000\times130] = 0.169$ Mpa

$\overline{\tau u} = \min\{0.15f_{c28}/\gamma_b, 4\text{ Mpa}\}$……[2] (fissuration préjudiciable)

$\overline{\tau u} = \min\{2.5\text{ Mpa}, 4\text{Mpa}\} = 2.5$ Mpa

$\tau u = 0.169$ Mpa $<\overline{\tau u} = 2.5$ Mpa c'est vérifie .

- **VérificationàE.L.S :**

Selon les règles BAEL83 et pour une section rectangulaire soumis a la flexion simple, il faut vérifie la formule

Flexion simple

Acier FeE400 si $\alpha \le \frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \le \overline{\sigma_b}$

Section rectangulaire

$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1818.789}{1309.14} = 1.389$ $\alpha = 0.097$

$$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100} = 0.444 > \alpha = 0.097 \Rightarrow \sigma_b \le \overline{\sigma_b}$$

### *III.4.3.Vérification de la flèche*:

- ✓ $h/l \le Mt/10M_0 \rightarrow 15/140 = 0.107 > 0.1$ vérifie
- ✓ $h/l \le 1/16 \rightarrow 0.107 > 0.0625$ vérifie
- ✓ $As/b\times d \le 4.2/fe \rightarrow 4.52/100\times13 = 3.26\times10^{-3} < 1.05\times10^{-2}$ c'est vérifie.

## III-4.Calcul du plancher

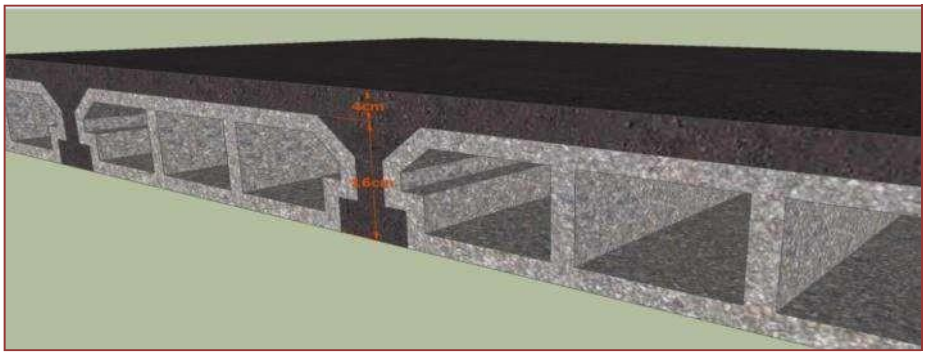
### III-4.1.Introduction

Les planchers sont des élément shorizont aux plans , permett ant la séparation entre les niveaux Successifs , et déterminent les différents niveauxd'un bâtiment.

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux**(16+4)** associés a des poutrelles préfabriquées.

Le plancher a corps creux est constitué de :

- Nervures appelé es poutrelles desection en **T**,elles as surent la fonction de portance ,la distance entre axes des poutrelles est de **65cm**
- Remplissage en corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de **16cm**
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur ,elle est armée d'unquadrillage d'armatures ayant pour but:
  - ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
  - ✓ Résister aux efforts dus charges appliquées sur des surfaces réduites.




**FigureIII.5:**Plancher en corps creux

### III.4.2. Etude de poutrelle

Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus (critère decontinuité)d'appuis car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

On a : b : largeur totale de

compressionh: épaisseurdu plancher.

$L_x$:distance maximale entre nus de

deux poutrelles.

$L_y$ : distance maximale entre nus des

poutres perpendiculaires a $L_x$.Donc:

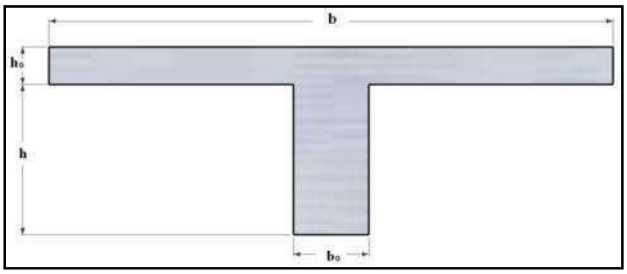
$0.4h \leq b_0 \leq 0.6h \Rightarrow 8cm \leq b_0 \leq 12cm$

En prend : b0=12cm

Onaura: $b = \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left\{\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right\} \Rightarrow b = 2\min\left\{\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right\} + b_0$

$l_x = 65 - 12 = 55cm, l_y = 384cm \Rightarrow b \leq 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65cm$

Onprend:b=65cm




**FigureIII.6** :PoutrelleenT

### III.4.3. Evaluation des charges

- **Plancher terrasse:**

G=6.55KN/m$^2$ Q=1KN/m$^2$

- **Plancher étage courant et RDC:**

G=5.31KN/mQ=1.5KN/m$^2$

On calcule le plancher le plus défavorable et on généralisé le ferraillage pour les autres Planchers des différents niveaux:

Le cas le plus dé favorablec'est le cas de terrasse:

G=6.55KN/m2etQ=1KN/m2

### III.4.4. Choix de la méthode de calcul:

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérées comme poutres

Continues sur plusieurs appuis,on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.

- La méthode de Caquot.

-

➢ **Méthode forfaitaire:**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivant es sont vérifiées:

**1)** Q≤max(2G ;5KN/m²)

**2)** Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents Travées.

**3)** Le rapport de longueur entre deux porté es successives doit vérifier:

$$\begin{cases} 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n-1}} \leq 1.25 \end{cases}$$

**4)** Fissuration peu nuisible.

Sil'une des conditions vérifiée la méthode forfaitaire applicable

**Application :**

**1) Plancher terrasse**

Q=1 KN/m$^2$<2G =13.1 KN/m$^2$……conditionvérifié.

**Plancher Etage courant**

Q=1.5KN/m$^2$<2G=10.62KN/m$^2$……conditionvérifié.

**2)** Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

**3)** La fissuration est peu préjudiciable.

$$4)\begin{cases} 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1.25 \quad \Rightarrow 0.8 \leq 1.22 \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{l_n}{l_{n-1}} \leq 1.25 \quad \Rightarrow 0.8 \leq 0.81 \leq 1.25 \end{cases} \ldots\ldots\ldots\ldots . \text{condition vérifier}$$

**Remarque:**lesconditionsd'applicationsontvérifiéonutilise**laméthodeforfaitaireMéthodeforfaitaire**

❖ **Application dela méthode :**

➢ α:Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentet d'exploitation ; en valeurnon pondérées :α=Q/G+Q.

➢ $M_0$ :La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de compression,

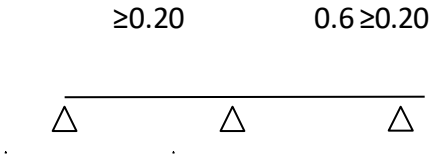
avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

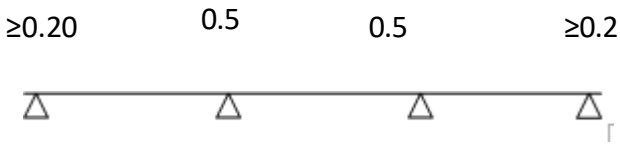
- $M_w$,$M_e$: Sont des moments surappuis.
- $M_t$:Moment sur travée avec:

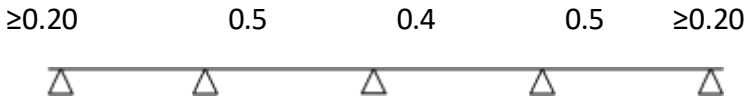
$$-M_t \geq \max\{1.05.M_0;\ (1+0.3\alpha).M_0 - (M_w+M_e)/2\}.$$

- $M_t \geq (1+0.3\alpha).M_0/2$ : dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1.2+0.3\alpha).M_0/2$ :dans une travée derive.

- Le moment surappuis à corde de nombre de travées.



**CalculdeM$_0$:**

**E.L.U:**

$$Mu0 = \frac{PL^2}{8}$$

**E.L.S :**

$$Ms0 = \frac{PL^2}{8}$$

❖ **Calcul de l'effort tranchant isostatique :**

**E.L.U:**

$$Tu0 = \frac{PuL}{2}$$

**E.L.S :**

$$Ts0 = \frac{Ps.L}{2}$$

❖ **L'effort tranchant :**

$V_1 = T_0 + (M_e - M_w)$ /

$1.V_2 = -T_0 + (M_e - M_w)/1.$

**1- Plancher terrasse:**

- Charge permanentes : G=6.55KN/m$^2$.
- Charged'exploitations Q=1KN/m$^2$.

**Charges sur 0.65m(distance sentre poutrelles):**

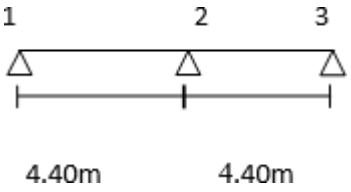
- G=6.55× 0.65 = 4.26KN/ml.
- Q=1 ×0.65 =0.65KN/ml.

❖ **Calculstatique:**

**E.L.U:**$P_u$=1.35 × 4.56+1.5 × 0.65 =6.72 KN/ ml.

**E.L.S :**$P_S$= 4.26 +0.65 =4.91 KN/ ml

**EXEMPLE DE CALCULE** :




❖ **Plancher1$^{er}$ type:**

$$\text{-ELU:}\alpha=\Rightarrow\frac{Q}{G+Q}=\frac{0.65}{4.26+0.65}=>\alpha=0.13$$

$1+0,3\alpha=1+0,3\times0,13=1.04$

$\text{Max}(1.05\ ;\ 1+0.3\ \alpha\ )=1.05$

❖ **Calcul les moment sentravée et sur appuis à l'ELU.**

➢ **Moment isostatique:**

**Travée01:**

$$\mathbf{M_{01}}=\frac{\mathbf{6.72}\boldsymbol{X}\mathbf{4.4^2}}{\mathbf{8}}=16.26$$

**Travée02:**

$$\mathbf{M_{02}}=\frac{\mathbf{6.72}\boldsymbol{X}\mathbf{4.4^2}}{\mathbf{8}}=16.26$$

➢ **Les moments des appuis:**

AppuiA: $M_{aA} = 0.20 \text{ x } M_0 = 0.20 \text{ x } 16.26 = 3.25$

AppuiB: $M_{aB} = 0.6 \text{ x max}( M_{01}; M_{02}) = 0.6 \text{ x } 16.26 = 9.76$

AppuiC: $M_{aC} = 0.20 \text{ x } M_{02} = 0.20 \text{ x } 16.26 = 3.25$

➢ **Les moments de la travée :**

**Travée de riveAB:**

$M_t \geq (1.2+0.3\ \alpha).M_0/2$

$M_t \geq (1.2+(0.3\times0.14)).16.26/2=10.1$

$M_t \geq \max\{1.05.M_0 ; (1+0.3\alpha).M_0 - (M_w + M_e)/2\}.M_t \geq \max\{17.08; 10.44\}=17.08$

**Travée de rive BC:**

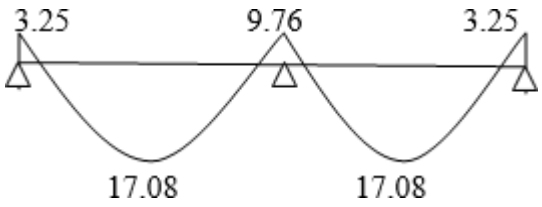
$M_t \geq (1.2+0.3\alpha).M_0/2$

$M_t \geq (1.2+(0.3\times0.14)).16.26/2=10.1$

$M_t \geq \max\{1.05.M_0 ; (1+0.3\alpha).M_0 - (M_w + M_e)/2\}.M_t \geq \max\{17.08; 10.44\}=17.08$

**TableauIII.2:**Les valeurs des moments en travéeet sur appuis àl'ELU

| **Travée** | **01** | | **02** | |
|---|---|---|---|---|
| **L(m)** | 4.40 | | 4.40 | |
| **$M_{0u}$(N.m)** | 16.26 | | 16.26 | |
| **Appui** | 01 | 02 | | 03 |
| **Coef.Forfaitaire** | 0.20 | 0.6 | | 0.20 |
| **$M_A$(KN.m)** | 3.25 | 9.76 | | 3.25 |
| **$M_t$(KN.m)(c.1)** | 17.08 | | 17.08 | |
| **$M_t$(T.derive)** | 10.1 | | 10.1 | |
| **$M_t$(resultant)** | 17.08 | | 17.08 | |




**FigureIII.7 :** Diagramme les moment sentravée et sur appuisàl'ELU

❖ **Calculdel'effort tranchant**

**E.L.U:**

$T_{ou} = P_u . l/2 = 14.785KN.$

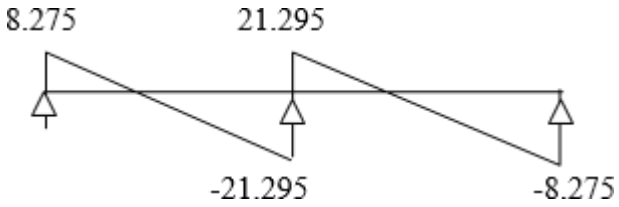
**E.L.S :**

$T_{os} = P_s . l / 2 =$ 14.784 KN.$V_1 = T_0+(M_e-M_w)/ 1.$

$V_2 = -T_0+(M_e-M_w)$

**TableauIII.3:**Lesvaleursdel'efforttranchantsurappuisàl'ELU

| Section | $M_e$(KN.m) | $M_w$(KN.m) | $T_0$(KN) | L(m) | $V_1$(KN) | $V_2$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **1-2** | 3.25 | 9.76 | 14.785 | 4.40 | 8.275 | -21.295 |
| **2-3** | 9.76 | 3.25 | 14.785 | 4.40 | 21.295 | -8.275 |




**FigureIII.8 :** DiagrammedeseffortstranchantsA'ELU

❖ **Calcullesmomentsentravéeetsurappuisàl'ELS.**

➢ **Momentisostatique:**

$$M_{01} = \frac{4.91X4.4^2}{8} = 11.88$$

**Travée02:**

$$M_{02} = \frac{4.91X4.4^2}{8} = 11.88$$

- **Lesmomentsdesappuis:**

AppuiA: $M_{aA}$ = 0.20 x $M_0$ = 0.20 x 11.88 = 2.376

AppuiB: $M_{aB}$ = 0.6 x max( $M_{01}$; $M_{02}$) = 0.6 x 11.88 = 7.128

AppuiC: $M_{aC}$ = 0.20 x $M_{02}$ = 0.20 x 11.88 = 2.376

❖ **Lesmomentsdelatravée :**

- **TravéederiveAB:**

$M_t \geq (1.2+0.3 \alpha).M_0/2$ $M_t \geq 9.62$

$M_t \geq \max\{1.05.M_0 ; (1+0.3\alpha).M_0 - (M_w + M_e)/2\}$. $M_t \geq \max\{12.474;10.834\} = 12.474$

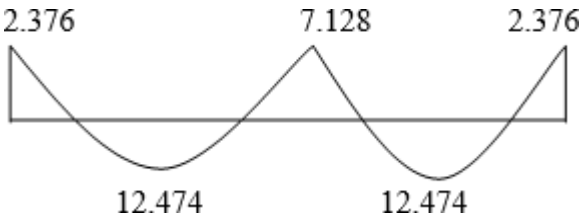
- **Travéederive BC:**

$M_t \geq (1.2+0.3 \alpha).M_0/2$ $M_t \geq 9.62$

$M_t \geq \max\{1.05.M_0 ; (1+0.3\alpha).M_0 - (M_w + M_e)/2\}$. $M_t \geq \max\{12.474;10.834\} = 12.474$

**TableauIII.4:**Lesvaleursdesmomentsentravée etsurappuis àl'ELS

| **Travée** | **1** | | **2** | |
|---|---|---|---|---|
| **L(m)** | 4.4 | | 4.4 | |
| **$M_{0u}=P_s.L^2/8$(KN.m)** | 11.88 | | 11.88 | |
| **Appui** | **1** | **2** | | **3** |
| **Coef.Forfaitaire** | 0.20 | 0.6 | | 0.20 |
| **$M_A$(KN.m)** | 2.376 | 7.128 | | 2.376 |
| **$M_t$(KN.m)** | 12.474 | | 12.474 | |
| **$M_t$(T.derive)** | 9.62 | | 9.62 | |
| **$M_t$(resultant)** | 12.474 | | 12.474 | |




**FigureIII .9:** Diagrammelesmomentsentravée etsurappuisàl'ELS

❖ **Calculdel'efforttranchant:**

➢ **E.L.U:**

$T_{ou} = P_u . l / 2 = 10.80KN.$

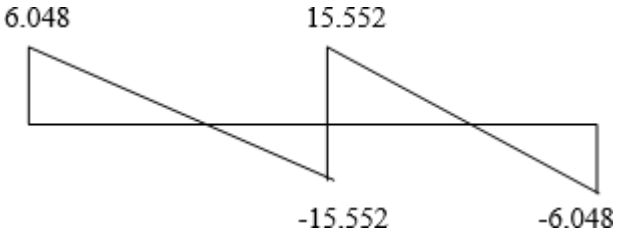
➢ **E.L.S :**

$T_{os} = P_s . l / 2 = 10.8$ KN. $V_1 = T_0 + (M_e - M_w) / 1.$

$V_2 = -T_0 + (M_e - M_w) / 1.$

**TableauIII.5:**Lesvaleursdel'efforttranchantsurappuisàl'ELS

| Section | $M_e$(KN.m) | $M_w$(KN.m) | $T_0$(KN) | L(m) | $V_1$(KN) | $V_2$(KN) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **1-2** | 2.376 | 7.128 | 10.8 | 4.4 | 6.048 | -15.552 |
| **2-3** | 7.128 | 2.376 | 10.8 | 4.4 | 15.552 | -6.048 |




**FigureIII.10:**Diagrammedes effortstranchantsA'ELS

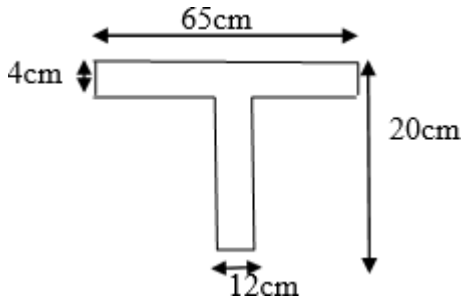
**III 4.5.Calcul des armatures**

**longitudinalesTableauIII.6:**Récapitulatifdesrésult

ats.

| $M_{au}$(max)(KN.m) | $M_{tu}$(max)(KN.m) | V(max)(KN) |
|---|---|---|
| 9.76 | 17.08 | -21.295 |

b =0.65 m ; $b_0$=0.12 m; $h_0$=0.04 m ; h =0.2 m; d = 0.9h =0.18 m




**FigureIII.11:**Coffragedelapoutrelle.

D'aprèsl'organigrammedelaflexionsimplenoustrouveronslesrésultatssuivants:

❖ **Momentderéférence:**

**Entravée:**

Lescalculsdesarmaturess'effectuentcommeunepoutredesectionen**T**Lemomentéquilibréparla table decompression :

$$M_{TAb}=G_{bc} \times b \times h_0 \times (d-(h_0/2)$$

$$= 065 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) 10^3 = 59.07KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15.417 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.051$$

$$\mu_L = 0.302$$

$$\mu_{bu} < \mu_L \quad A'_s = 0 \quad (\text{pas d'armature comprimée})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.051}\right) = 0.065$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z_b = 0.13(1 - 0.4 \times 0.065) = 0.12\text{m}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{15.417 \times 10}{0.12 \times 348} = 3.6\ \text{cm}^2$$

M< $M_t$⇨L'axe neutre tombe dans la table, une seule partie de la table est comprimée, etcommelebétontendun'intervientpasdanslescalculs,lasectionen**T**seracalculée commeunesection rectangulairededimensions(b*h),b=65cm eth=20cm

Soit: 3HA12/ml =3.39cm$^2$ $A_u$=3.39cm$^2$

- **Conditiondenonfragilité:(Art.A.4.2.1/BAEL91modifiés99)**

$$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \quad , f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

$$A_{min} = 0.23(65 \times 18) \times \frac{2.1}{400} = 1.41 cm^2$$

Onremarqueque:$A_{min} < A_u = 3.39\text{cm}^2$

Surappuis :

$$\mu_L = 0.302$$

$$\mu_{bu} < \mu_L \quad A'_s = 0 \quad (\text{pas d'armature comprimée})$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.809 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.159$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.159}\right) = 0.217$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z_b = 0.13(1 - 0.4 \times 0.217) = 0.11\text{m}$$

La tableentièrementten due donc la section à considérer pour le calcul est une section Rectangulaire (b×h)=(12×20)cm$^2$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{8.809 \times 10}{0.11 \times 348} = 2.3\text{cm}^2$$

Soit: 2HA12/ml =2.26cm$^2$ $A_u$=2.26cm$^2$

- **Conditiondenonfragilité:(Art.A.4.2.1/BAEL91modifiés99)**

$$A_{min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \quad , f_{t28} = 2.1MPa$$

$$A_{min} = 0.23(20 \times 18) \times \frac{2.1}{400} = 0.26cm^2$$

Onremarqueque:$A_{min} < A_u = 2.26cm^2$

**III.4.6.Lesvérifications:**

❖ **Vérificationàl'E.L.U:**

➢ **Entravée:**

- **Vérificationdel'efforttranchant(ArtIII.2/BAEL91)**

T=15.023KN

Ilfautvérifierque $\tau_u < \bar{\tau_u}$FP

$$\bar{\tau_u} = \min\left\{0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\}$$

$$\bar{\tau_u} = \min\{2.5MPa; 5MPa\} = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{15.023 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.12MPa$$

$$\tau_u = 0.12MPa < \bar{\tau_u} = 2.5MPa$$

- **Vérificationd'adhérence** .....cv

$$\tau_{ser} < \bar{\tau_{se}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9d\sum u_i} \leq \bar{\tau_{se}} = \bar{\psi_s}.f_{t28} = 3.15MPa$$

$$\psi_s = 1.5(\text{acier Fe400, haute adhérence})$$

$$\sum u_i = n\pi\emptyset = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.03mm$$

n:nombredesbarres

diamètre des barres = (12mm)

$$\tau_{ser} = \frac{15.023 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.820\text{MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0.820\text{MPa} < \bar{\tau_{se}} = 3.15\text{MPa} \qquad \text{condition vérifier}$$

**EnAppuis:**

T=15.023KN

Ilfautvérifierque $\tau_u < \bar{\tau_u}$FP

$$\bar{\tau_u} = \min\left\{0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\}$$

$$\bar{\tau_u} = \min\{2.5\text{MPa}; 5\text{MPa}\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{15.023 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.695\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.695 < \bar{\tau_u} = 2.5\text{MPa}$$

- **Vérificationd'adhérence**

Conditionvérifié

$$\tau_{ser} < \bar{\tau_{se}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9d\sum u_i} \leq \bar{\tau_{se}} = \bar{\psi_s}.f_{t28} = 3.15\text{MPa}$$

$$\psi_s = 1.5(\text{acier Fe400, haute adhérence})$$

$$\sum u_i = n\pi\emptyset = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36\text{mm}$$

n:nombredesbarres

:Diamètredesbarres(=12mm)$\emptyset$ $\emptyset$

$$\tau_{ser} = \frac{15.023 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.23MPa$$

$$\tau_{ser} = 1.23MPa < \bar{\tau_{se}} = 3.15MPa \quad \text{conditionvérifier}$$

❖ **CalculdesArmaturetransversaleetdel'espacement:**

➢ **Calculdesarmaturestransversales**

Le ferraillage transversal est calculé suivant les règlements suivant :Suivantle**RPA99V2003(Article.7.5.2.2)**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0 \\ S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_L\right) \ldots\ldots \text{zone nodale} \quad \text{Avec: } \emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset_l\right) \\ S_t \leq \frac{h}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{zone courante} \end{cases}$$

$\emptyset_l$**:**Diamètreminimumdesarmatureslongitudinales.

$$\emptyset_t \leq \min[5.7; 12; 12] = 5.7mm$$

NousprendronsØ =6mm ; lesarmaturestransversalessont: 2Ø6(A=0.57cm2).

➢ **Calculdel'espacement(St):**Zone courant ; St ≤min (0,9d. 40cm)Zone nodal ; St=St (Zone courant) / 2Donc:

$S_t \leq \min(0,9;40) = \min(16,2;40)$

$S_t \leq 16.2cm$

Onprend:St=15cm(saufpourlepremierplandesarmaturestransversalequiseraplacéà).

❖ **Vérificationàl'E.L.S:**

$\frac{s_t}{2} = 7.5cm$

**a)la contraintedecompressiondans le béton :**

Lafissurationétantpeupréjudiciable,ondoitvérifier.

➢ **Entravée:**

$M_{ser}$=11.245KNm; b =65 cm ; d=18cm ; A=3.39cm$^2$; As'=0

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = Ky \quad avec \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axeneutre:

Onaavec $(A' = 0 \quad \eta = 15)$

$$y = n\frac{A_s + A'_s}{b}\left(\sqrt{1 + \frac{b.d.A_s + d.A_s}{7.5(A_s + A'_s)2}} - 1\right)$$

$$y = 15\frac{3.39}{100}\left(\sqrt{1 + \frac{18 \times 65}{7.5 \times 3.39}} - 1\right)$$

$$y = 4.58cm$$

$$I = \frac{65}{3}(4.58)^3 + 15 \times 3.39(18 - 4.58)^2 = 11239.46cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{11.245 \times 10^6}{11239.46 \times 10^4} = 0.100N/m^3$$

$$\sigma_{bc} = k.y = 0.100 \times 45.8 = 4.58\ MPa \leq \bar{\sigma_{bc}} = 15MPa \ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

$$I = \frac{by^3}{3} \Rightarrow + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - d')^2$$

- **Vérification de la contrainte maximale de l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \eta.k(d - y) = 15 \times 0.100(180 - 45.8) = 201.3MPa$$

$$\bar{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$\sigma_s = 201.3MPa < \bar{\sigma_s} = 348MPa \ldots\ldots\ldots\ldots cv$$

➢ **EnAppuis:**

$M_{ser}$=6.426KN.m;b=12cm; d=18 cm; A=2.26cm$^2$;$A_s$' =0

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = Ky \quad avec \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

Position de l'axe neutre:

$$y = n\frac{A_s+A'_s}{b}\left(\sqrt{1+\frac{b.d.A_s+d.A_s}{7.5(A_s+A'_s)2}}-1\right)$$

$$y = 15\frac{2.26}{12}\left(\sqrt{1+\frac{18\times12}{7.5\times2.26}}-1\right)$$

$$y = 7.65cm$$

$$I = \frac{12}{3}(7.65)^3 + 15\times2.26(18-7.65)^2 = 5422.24cm^4$$

On avec $(A' = 0 \quad \eta = 15)$

$$\Rightarrow I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d-y)^2 + nA'_s(y-d')^2$$

- **Vérification de la contrainte maximale de l'acier**

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6.426\times10^6}{5422.24\times10^4} = 0.118N/m^3$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma_{bc}}.y = 0.118\times76.5 = 9.027\ MPa \leq \bar{\sigma_{bc}} = 15MPa \ldots\ldots\ldots\ldots.CV$$

$$\sigma_s = \eta.k(d-y) = 15\times0.118(180-76.5) = 183.195MPa$$

$$\bar{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$\sigma_s = 183.195\ MPa < \bar{\sigma_s} = 348MPa \ldots\ldots\ldots\ldots.cv$$

- **Vérification de la flèche**

$$1)\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \qquad 2)\ \frac{l}{h} > \frac{1M_t}{10M_0}\ 3)\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe}MPa$$

Avec:

*l*:Laportéeentrenusd'appuis (4,05m)

h : hauteur de la section (15cm) $M_t$ :moment max en travée

$M_0$ : moment de la travée de référence

A:sectiond'acierten du entravée

$\frac{h}{l} = \frac{20}{475} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.062 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$ CNV

Don convacalculer la flèche etvérifiéecell e-ciavec la flèche admissible

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164{,}19\ MPa$$
$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818{,}86\ MPa$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + n\left[A_s\left(\frac{h}{2} - h''\right)^2\right] = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 3.39\left(\frac{20}{2} - 18\right)^2 = 46587.733 cm^4$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3{,}39}{12 \times 18} = 0{,}015$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1{,}75\ f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}}\right] = 1 - \left[\frac{1{,}75 \cdot 2{,}1}{4 \times 0{,}015 \times 348 + 2{,}1}\right] = 0{,}840$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0{,}05 \cdot 2{,}1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{120}{650}\right) \cdot 0{,}015} = 2{,}74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 0.4 \times 2.74 = 1{,}096$$

$$l^g = \frac{1{,}1\text{-}4}{4} = \frac{1{,}1\text{-}46587.733}{(1 + 2{,}74 \text{ x } 0{,}840)} = 155217186.5 \text{ czz?}$$

$$I^{TS}_{f''} = \frac{1{,}1'4}{1+X} \text{ x } = \frac{1.1\text{-}46587.733}{1+1.096X\ 0{,}840} = 266819947\ cm^4$$

$$t_{Si} = \frac{M\ L2}{10EIS} = \frac{15.496 \text{ x } (475/}{10\text{x}32164{,}19\text{x}155217186.5} = 0{,}70\ cm$$

$$f_{g'} = \frac{M\ L^1}{10E_r - I^g_v} = \frac{15.496 \text{ x} (475)^2}{10\text{x}10818{,}86\text{x}266819947} = 1.21\ cm$$

- **La flèche totale**

$$\Delta f_t = (f - f) = (1.21 - 0.70) = 0.51 cm$$

- **La flèche admissible**

$$L = 457cm < 500cm$$

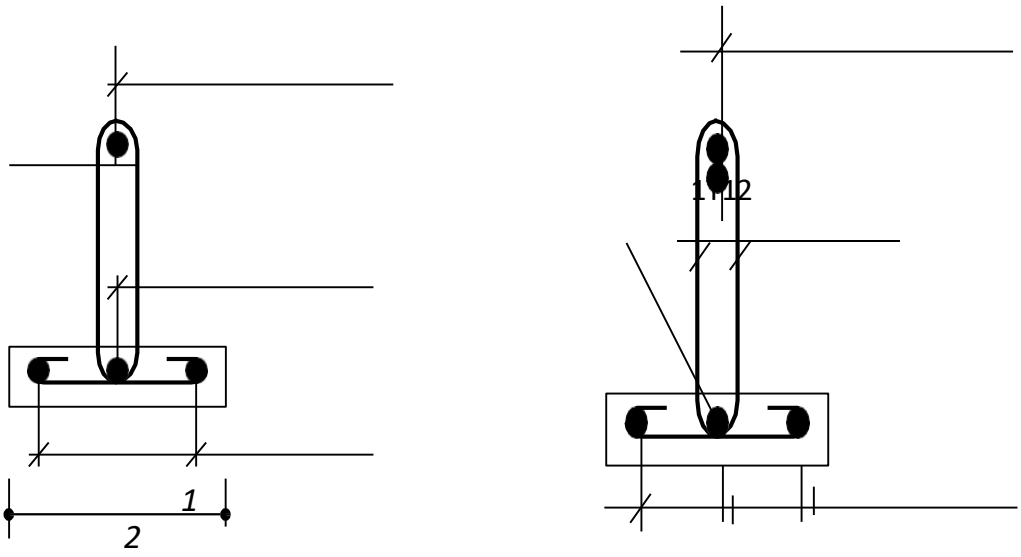
$$\Delta f_{max} = \frac{L}{500} = \frac{457}{500} = 0.95\ cm$$

$$\Delta f_t = 0.51cm < \Delta f_{max} = 0.95\ cm$$

Conditionvérifié

### III.4.7. Ferraillages des poutrelles

**Entravées** **Surappuis**




**FigureIII.12:**Ferraillagesdespoutrelles

## III.4.8. Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseurde **4cm** le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel lesdimensionsdes mailles nedoivent pasdépasser:

- **33cm:**danslesensparallèleauxpoutrelles.
- **20cm:**danslesensperpendiculaireauxpoutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage

de **20cm**)**Armatures perpendiculairesaux poutrelles**

➢si: $L_1 \leq 50cm$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en $cm^2$/ml doit être au moinségaleà:

$\mathbf{A_{\perp Nervure}} = 4.\frac{L_1}{f_e}$ avec($L_1$encm) avec:un espacement:$\mathbf{S_t}$**=20cm**

$L_1$:distance entrel'axedes poutrelles($L_1$=65cm)

$\mathbf{A_{\perp Nervure}}$: Diamètre perpendiculaire à la poutrelle,

Fe=520MPa(Fe: limiteélastiquedesaciersutilisées)

Quadrillagedetreillessoudé**(TLE520).**

$A_{\perp Nervure} = 4.\frac{65}{520} = \frac{0.5cm^2}{ml}$ $A_{\perp Nervure} = 5Ø6 = 1.41cm^2$

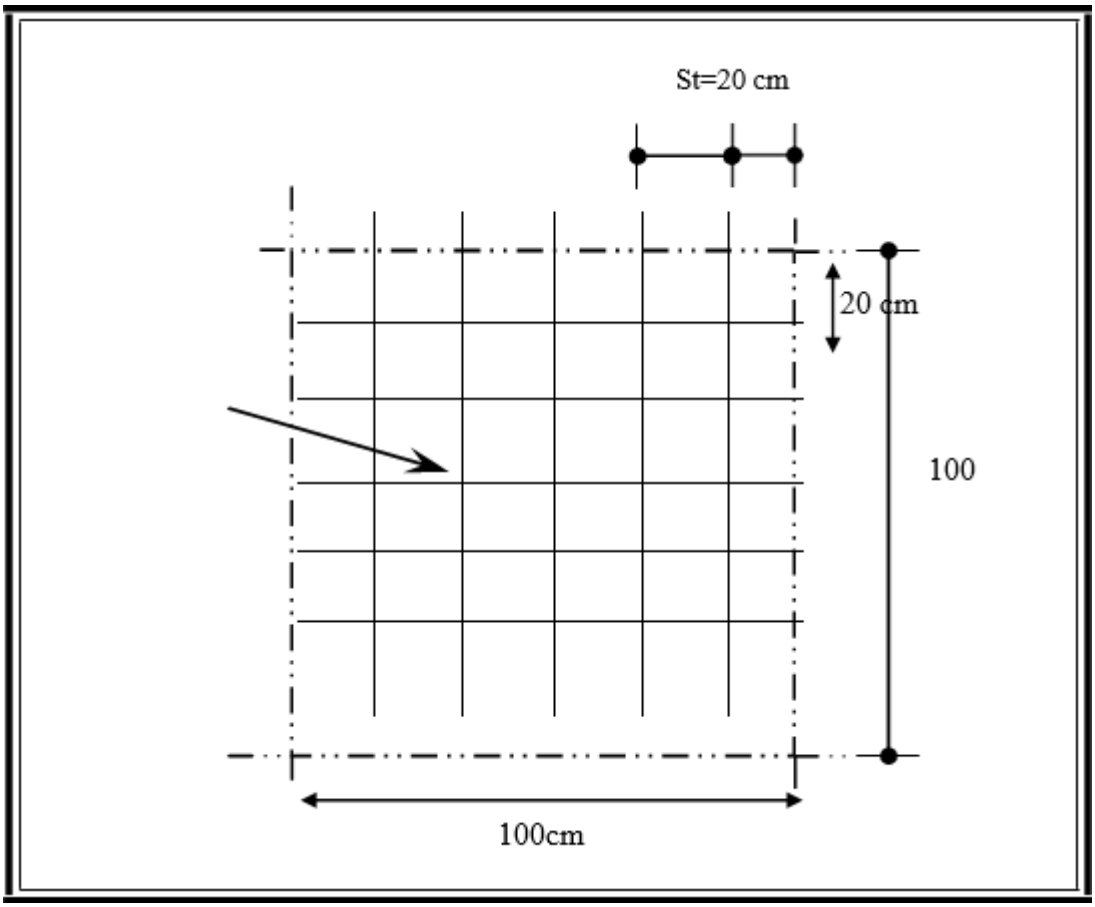
Avec un espacement: $S_t = 20cm.$

$A_{//nervures}=A_T/2=1.41/2=0.705cm^2$⇨$A_{//}=$ $5Ø6 = 1.41cm^2$

$A_{//}$:diamètre parallèle auxpoutrelles

### III.4.9. Conclusion

Pour le ferraillage de ladalle de compression,onadopte untreillissoudédontl adimension de smailles est égale à20cmsuivant les deux sens**(20*20).**




**FigureIII.13:** Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

# ETUDE

# SISMIQUE

# Chapter IV :Etude sismique

## IV.1 Introduction :

Le risque des tremblements de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvement du sol aussi les mesures de protection contre les phénomène se sont elles d'abord concentre sur la gestion des catastrophes , certes , des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début du 20 e siècle , mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

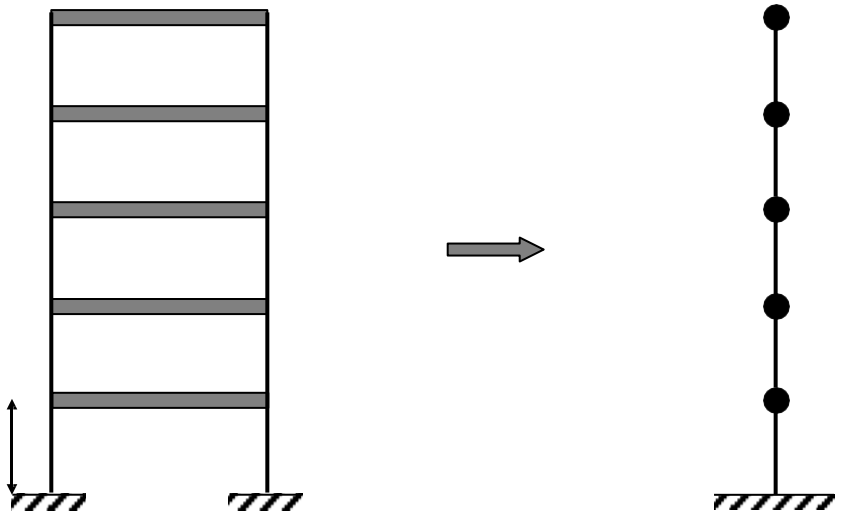
Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique des ouvrages

Les tremblements de terre sont généralement provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements brusques de la croûte terrestre dans une zone de rupture(faille active)

Des ondes de diverses natures et vitesses parcourent différents chemins avant atteindre un site et de soumettre le sol à divers mouvements.

**Table IV 1 Modèle de concentration**



Modèle Modèle

## *IV.2- Choix de la méthode de calcule* : (RPA 99 / V 2003 Art 4.1)

### IV.2.1 Méthodes utilisables :

Le calcule des forces sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente
- par la méthode d'analyse modale spectrale
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérographes

***1. <u>Méthode statique équivalente :</u>***

**Principe :** Les forces réelles dynamique qui se développent dans la construction sont remplacée par un système de forces statiques fictives dans les effets sont considères équivalant a ceux de l'action sismique

$$V = \frac{A.D.Q}{R}W$$

Où:

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure

- **Coefficient d'accélération de zone A** : donné par (RPA 99 / V 2003 tableau4.1)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Notre projet implanté au zone sismique (II), destiné à l'usage d'habitation,

**A= 0.15**

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

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

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

$T_2$ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par

le RPA notre site est ferme (S3).

Donc : $T_2$ =0.50 sec.

- **T : Estimation de la période fondamentale de la structure, calculée par la formule suivante :**

$$T = C_T.(h_n)^{\frac{3}{4}}$$

h : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Notre édifice $h_n$ = 16.49 m.

$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par (RPA 99 / V2003 tableau 4.6).

Notre projet est en béton armé contreventé par portiques auto - stables sans remplissage

en maçonnerie, $C_T$ = 0.05

$T = 0.05 \times (16.49)^{3/4} = 0.41s$

$0 \leq T_1 = 0.41 \leq T_2 = 0.5 \Rightarrow D = 2.5\eta$

- **facteur de correction d'amortissement critique $\eta$ :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

- **Pourcentage d'amortissement critique $\xi$** : (RPA 99 / V 2003 tableau 4.2)

Portique en béton Armé à remplissage léger $\xi$ = 7 %

Pour $\xi$ = 7% on a $\eta = 0.882 \geq 0.7$ (condition vérifier)

Donc :

**$D = 2.5\eta = 2.5 \times 0.882 = 2.205$**

- **coefficient de comportement par globale de la structure R** :

Sa valeur unique est donné par (RPA 99/ V 2003 le tableau 4.3) en fonction du Système de contreventement, notre projet est en béton armé contreventé par portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide, R = 4

- **facteur de qualité Q** : (RPA 99 / V 2003 tableau 4.4)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de

– La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent

– La régularité en plan et en élévation

– La qualité du contrôle de la construction

La valeur de *Q* est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} P_q$$

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

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 des RPA 99/Ver. 2003

**Table IV 2 Valeurs des pénalités**

| Critère q » | $P_q$ |
|---|---|
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0.05 (N/observe) |
| 2. Redondance en plan | 0.05 (Observe) |
| 3. Régularité en plan | 0 (N/observe) |
| 4. Régularité en élévation | 0(Observe) |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0,05 (N/observe) |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 (N/observe) |

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} P_q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0.05 + 0 = 1.15$$

- **Poids total de la structure W :**

W est égal à la somme des poids Wi calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum Wi \quad W = WG + 0.2\ WQ$$

A l'aide du logiciel ROBOT 2014, on a trouvé le poids Wi de chaque étage.

**Table IV 3 poid total de la structure**

| niveau | Wi (KN) |
|---|---|
| RDC | 2522.12 |
| 1 | 2165.68 |
| 2 | 2134.52 |
| 3 | 2089.35 |
| 4 | 2094.34 |
| somme | 11005,01 |

**Résumé des résultats :**

**Table IV 4Paramètre de l'effort tranchant**

| paramètre | Valeur de numireque |
|---|---|
| A | 0.15 |
| D | 2.205 |
| Q | 1.15 |
| W(kN) | 11005,01 |
| T | 0.41 |
| η | 0.882 |

$$V=\frac{0.15*2.205*1.15*11005.01}{4}=958.911kN$$

- **Verification de la résultante des force sismique :**

**Table IV 5verification de résultante des force sismique**

| | Vsat | Vdny | 80%Vsat | 0.8Vsat<Vdny |
|---|---|---|---|---|
| sens x | 958.9 | 1006.18 | 767.12 | oui |
| sens y | 958.9 | 909.43 | 767.12 | oui |

Vdny = > ROBOT 2022

**- distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur**

(RPA 99 / V2003 Art 4.2.5)

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la Structure selon les formules suivantes :

$\mathbf{V_k = FT + \sum Fi}$ **(art 4.2.6 RPA 99)** (RPA 99 / V 2003 formule 4.10)

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

Vk = Ft + ∑ Fi (art 4.2.5 RPA99)

Avec:

- Ft = $0.07 \times T \times V$ ..... $T \geq 0.7\ s$
- Ft = 0 ..... $T \leq 0.7\ s$

Donc :

Ft = 0

V = Fi

$$F_i = \frac{(V - F_t)\ W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}$$ (RPA 99 / V2003 formule 4.11)

ou'

$F_i$ : effort horizontal revenant au niveau i

$h_i$ : niveau du plancher, ou' s'exerce la force $F_i$

**Table IV 6 La force sismique selon la hauteur**

| Niveau | Wi (KN) | V-Ft | Hi | Wi , HI | som Wi ,Hi | Fi |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 4 | 2094,34 | | 16,49 | 34535,67 | | 297,5953 |
| 3 | 2089,35 | | 13,43 | 28059,97 | | 241,794 |
| 2 | 2134,52 | 958,911 | 10,37 | 22134,97 | 111280,74 | 190,738 |
| 1 | 2165,68 | | 7,31 | 15831,12 | | 136,4175 |
| RDC | 2522,12 | | 4,25 | 10719,01 | | 92,36618 |

**Table IV 7 L'effort tranchant selon la hauteur.**

| nivea | Fi | Vk |
|---|---|---|
| 4 | 297,5953 | 297,5953 |
| 3 | 241,794 | 539,3893 |
| 2 | 190,738 | 730,1274 |
| 1 | 136,4175 | 866,5448 |
| RDC | 92,36618 | 958,911 |

### *IV.2.2. Calcul du centre de masse de la structure :*

Les coordonnées du centre de masse (XG , YG) sont données par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum m_i X_i}{\sum m_i} \qquad Y_G = \frac{\sum m_i Y_i}{\sum m_i}$$

**Table IV 8 coordonnées du centre de masse.**

| niveau | Xg | Yg |
|---|---|---|
| TERASSE | 13,86 | 9,09 |
| ETAGE | 13,86 | 9,09 |
| RDC | 13,86 | 9,09 |

### *IV.2.3. Calcul du centre de torsion de la structure :*

Le centre de torsion (XG, YG) est donné par la formule suivante :

$$X_T = \frac{\sum |X| X_i}{\sum |X|} \qquad Y_T = \frac{\sum |Y| Y_i}{\sum |Y|}$$

**Table IV 9 oordonnées du centre de torsion.**

| niveau | Xt | Yt |
|---|---|---|
| TERASSE | 13,89 | 9,16 |
| ETAGE | 13,89 | 9,16 |
| RDC | 13,89 | 9,16 |

### *IV.2.4. Calcul de l'excentricité :*

$$e = Xg - Xt$$

**Table IV 10 tableau des résultants de l'excentricité.**

| niveau | ex | ey | Ex adm | obser |
|---|---|---|---|---|
| TERASSE | 0 | 0,07 | 1.3 | cv |
| ETAGE | 0 | 0,07 | 1.3 | cv |
| RDC | 0 | 0,07 | 1.3 | cv |

- ***Les valeurs des excentricités accidentelles sont :***

  Sens longitudinal : ex = 0.05 x 25.27 = 1.3

  Sens transversal : ey = 0.05 x 18.19 = 0.9m

  Donc, l'excentricité maximale calculée (e = 0 m selon x) ne dépasse pas (ex=1.3m) vérifier

## IV.3. Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux.etc), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis Robot est utilisé.

## IV.4. Description du logiciel ROBOT 2022 :

Robot Structural Analysis Professional 2022 est un logiciel de l'analyse et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adopté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, il permet de modéliser tout type de structure en 2D ou en 3D.

Le but de l'analyse d'une structure consiste en une meilleure compréhension de son comportement sous l'effet des différentes actions ainsi que la connaissance de la distribution des efforts internes.

À cet effet la méthode de calcul utilisé est celle des éléments finis (MEF). Cette méthode est un outil de résolution numérique approchée des problèmes de structure et, plus généralement des problèmes physique et mécanique…etc. elle permet la détermination des déplacements, les réactions et les contraintes dans n'importe quel élément de la structure.

## IV.5. Etapes de la modélisation de la structure sous ROBOT 2022 :

- Définitions des matériaux
- Définitions des sections
- Définitions de l'élément dalle
- Ajouter différents groupes pour faciliter la localisation des éléments
- Définition de la géométrie de base (ligne de construction).
- affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
- définition des charges à appliquer.
- définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :
  - ✓ 1.35G+1.5Q
  - ✓ G+Q
  - ✓ G+Q+Vx
  - ✓ 0.8G+Vx
  - ✓ 0.8G-VX
  - ✓ G+Q-VX
  - ✓ 0.8G-VY
  - ✓ 0.8G+VY
  - ✓ G+Q+VY

- ✓ G+Q-VY
- ✓ G+0.2Q

- ajouter un diaphragme à chaque plancher.
- définir les conditions aux limites :
  - ✓ pour les fondations en choisissant un type d'appui.
  - ✓ pour les palées de stabilités en ajoutant des articulations et en rigidifiant les zones qui doivent l'être selon la conception choisie au départ.
- lancer l'analyse.
- ouvrir le fichier résultat dont l'extension, afin de vérifier les déplacements, la période de la structure, le taux de participation de la masse pour voir si le nombre de modes choisies est suffisant.
- visualisation des efforts trouvés (M, N, T).

## IV.6. vérification de la structure selon le ROBOT 2022 :

- **Tableau des résultats :**

**Table IV 11 Tableau des résultats**

| PERIODE | masse ux | masse uy | modal ux | modal uy | T,M ux (KG) | T,M UY(kg) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,38 | 0,04 | 0,19 | 0,04 | 0,19 | 1126790,482 | 1126790,485 |
| 0,36 | 0,04 | 77,07 | 0 | 76,88 | 1126790,482 | 1126790,485 |
| 0,24 | 77,94 | 77,07 | 77,9 | 0 | 1126790,482 | 1126790,485 |
| 0,1 | 77,95 | 77,07 | 0 | 0 | 1126790,482 | 1126790,485 |
| 0,09 | 77,95 | 94,21 | 0 | 17,14 | 1126790,482 | 1126790,485 |
| 0,06 | 78,51 | 94,21 | 0,57 | 0 | 1126790,482 | 1126790,485 |
| 0,06 | 95,37 | 94,21 | 16,86 | 0 | 1126790,482 | 1126790,485 |
| 0,06 | 95,38 | 94,21 | 0 | 0 | 1126790,482 | 1126790,485 |
| 0,06 | 95,38 | 94,21 | 0 | 0 | 1126790,482 | 1126790,485 |
| 0,06 | 95,38 | 94,21 | 0 | 0 | 1126790,482 | 1126790,485 |

- ***Vérification de renversement :***

**Table IV 12 Vérification de renversement ox**

| ETAGE | Vx (KN) | h (m) | W (KN) | Xg (m) | Mr (KN.m) | Ms (KN.m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1212,54 | 4,25 | 11267,91 | 13,85 | 368,0925 | 156060,4967 |
| 2 | 1125,93 | 7,31 | | | 1084,8771 | |
| 3 | 977,52 | 10,37 | | | 2083,5404 | |
| 4 | 776,6 | 13,43 | | | 3862,1994 | |
| 5 | 489,02 | 16,49 | | | 8063,9398 | |
| | | | | SOMME | 15462,649 | ***OK*** |

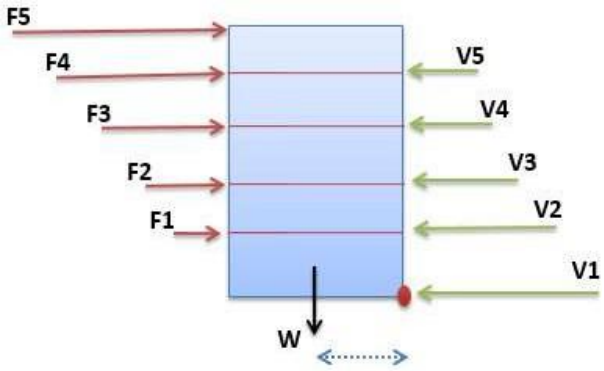
**Table IV 13 Vérification de renversement oy**

| ETAGE | Vy (KN) | h (m) | W (KN) | Yg (m) | Mr (KN.m) | Ms (KN.m) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 1194,42 | 4,25 | 11267,91 | 9,09 | 326,5275 | 102425,2646 |
| 2 | 1117,59 | 7,31 | | | 1036,4118 | |
| 3 | 975,81 | 10,37 | | | 2060,6227 | |
| 4 | 777,1 | 13,43 | | | 3830,7732 | |
| 5 | 491,86 | 16,49 | | | 8110,7714 | |
| | | | | SOMME | 15365,107 | ***OK*** |

**FIG IV 1forces sismique**

.

| | FX | FY |
|---|---|---|
| **1** | 86,61 | 76,83 |
| **2** | 148,41 | 141,78 |
| **3** | 200,92 | 198,71 |
| **4** | 287,58 | 285,24 |
| **5** | 489,02 | 491,86 |
| **som** | 1212..54 | 1194.42 |



**Les déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « K » est calculé de la manièresuivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

R : coefficient de comportement.

- ✓ Sens longitudinal (x) : R=4
- ✓ Sens transversal (Y) : R=4

δek : déplacement du aux forces sismiques Fi

Le déplacement relatifs latéraux d'un étage par rapport au niveau k-1 est égal à :

$$\delta k = \delta k - \delta k\text{-}1$$

**Table IV 14verification de deplacement**

| Z | delta x | delta y | delta | observation |
|---|---|---|---|---|
| 16.49 | 0.002 | 0.002 | 3.06 | vérifier |
| 13.43 | 0.002 | 0.002 | 3.06 | vérifier |
| 10.37 | 0.002 | 0.002 | 3.06 | vérifier |
| 7.31 | 0.002 | 0.002 | 3.06 | vérifier |
| 4.25 | 0.002 | 0.001 | 4.25 | vérifier |

### *VI.7. justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :*

D'âpres l'article du RPA (5.9), les effets du 2éme ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

**Table IV 15justification vis-à-vis de l'effet P-Δ ox**

| Etage | P(KN) | Δ(cm) | V(KN) | h(m) | θ | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -11005 | 0.002 | 1212,6 | 4,25 | **0.004270846** | OK |
| 2 | -8910,7 | 0.002 | 1126 | 3,06 | **0.005172262** | OK |
| 3 | -6821,3 | 0.002 | 977,58 | 3,06 | **0.004560628** | OK |
| 4 | -4687,8 | 0.002 | 776,62 | 3,06 | **0.0039452** | OK |
| 5 | -2522,1 | 0.002 | 489 | 3,06 | **0.003371052** | OK |

**Table VI 16 justification vis-à-vis de l'effet P-Δ oy**

| Etage | P(KN) | Δ(cm) | V(KN) | h(m) | θ | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | -11005 | 0.001 | 1194,47 | 4,25 | **0.002167835** | OK |
| 2 | -8910,7 | 0.002 | 1117,64 | 3,06 | **0.005210951** | OK |
| 3 | -6821,3 | 0.002 | 975,85 | 3,06 | **0.004568714** | OK |
| 4 | -4687,8 | 0.002 | 777,12 | 3,06 | **0.003942662** | OK |
| 5 | -2522,1 | 0.002 | 491,87 | 3,06 | **0.003351382** | OK |

- ✓ $PK$: $poidstotaldelastructureetdesch argesd\ 'exploitationassociéesaudessusduniveau\ 'k'$.
- ✓ $\triangle K$: $déplacementrelatifduniveauKparraportauniveauK - 1$.
- ✓ $VK$:$efforttranchantd\ '\ étageauniveau\ 'K\ '$.
- ✓ $hK$: $hauteurdel\ '\ étage\ 'K'$.

# ETUDE

# DE

# PORTIQUE

# Chapter V : Ferraillage des éléments structuraux

## *V.1) INTRODUCTION :*

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations.

Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

**Poteaux:**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui

pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en flexion composée.

**Poutres :**

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les Chargesaux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

L'étude des portiques (poteaux, poutres) sous charges verticales et horizontales,nous permet de les ferrailler sous les différentes sollicitations, ce calcul est fait par le programme(ROBOT2022).

## *V.2. Ferraillage des poteaux:*

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à deux moments fléchissant ($M_{x-x}$ , $M_{y-y}$).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

**Table V 1 Cas durable et Cas accidentel**

| | Béton | Acier | Béton | Acier | Acier | Béton |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\gamma_b$ | $\gamma_s$ | $\sigma_{bc}$ (MPa) | Fe (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $f_{c28}$ (MPa) |
| **Situation durable** | 1,5 | 1,15 | 14,2 | 400 | 348 | 25 |
| **Situation accidentelle** | 1,15 | 1 | 18.47 | 400 | 400 | 25 |

### a. Combinaisons des charges

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

**Selon BAEL 91 : …… [2]**

-E.L.U : Situation durable : 1,35 G +1,5 Q..... (1)

**Selon le R.P.A 99/V2003 :** Situation accidentelle (article 5.2page38)

G+Q+E..... (2)

0.8G+E..... (3)

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

1ere) $N^{max,}$ $M^{corr}$

2eme) $M^{max,}$ $N^{corr}$

3eme) $N^{min,}$ $M^{corr}$

La combinaison (1) donnera les moments maximaux en travée, mais la combinaison (2) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis, avec cette combinaison on va calculer le ferraillage supérieur au niveau des appuis. La combinaison (3) donnera le ferraillage inférieur dans le cas où M > 0 au niveau des appuis.

Alors chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au max des trois valeurs (cas plus défavorable).

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

### b. Recommandation du RPA99/version 2003 : …… (Art.7.4.2.1 page 48)

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être a haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

$A_{max} = \frac{A_s}{bh}$ <4% en zone courante.

$A_{max} = \frac{A_S}{bh}$ < 6% en zone recouvrement.

$A_{min} = A_s > 0{,}8$ % bh (zone IIa).

Le diamètre minimum est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est de 50 $\Phi_L$.

La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 30 cm.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

### a. Les résultats du ROBOT :

Les résultats des efforts internes et le ferraillage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le logiciel ROBOT millénium sont résumés dans les tableaux qui suivant:

**Table V 2 Efforts internes à l'ELU (Situation durable)**

| Section de poteaux cm2 | ELU 1,35 G+1,5Q | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr(KN.m) | Mmax(KN.m) | Ncorr(KN) | Nmin(KN) | Mcorr(KN.m) |
| 40*40 | 637.36 | 1.76 | 47.55 | 138.08 | 35.69 | 20.46 |

**Table V 3 Efforts internes sous G+Q±E**

| Section de poteaux cm2 | *ELA* G+Q+E | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr(KN.) | Mmax(KN.) | Ncorr(KN) | Nmin(KN) | Mcorr(KN.) |
| 40*40 | 495.84 | 11.60 | 49.52 | 94.30 | 17.69 | 3.72 |

**Table V 4 Efforts internes sous 0.8G±E**

| Section de poteaux cm2 | *ELA 0.8 G+E* | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr(KN.) | Mmax(KN.) | Ncorr(KN) | Nmin(KN) | Mcorr(KN.) |
| 40*40 | 371.23 | -3.02 | 14.29 | 201.72 | -55.07 | -9.11 |

**Table V 5 Efforts internes à l'ELU (Situation durable)**

| Section de poteaux cm2 | ELU 1,35 G+1,5Q | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr(KN.) | Mmax(KN.) | Ncorr(KN) | Nmin(KN) | Mcorr(KN.) |
| 30*30 | 583.9 | 4.63 | 10.27 | 413.30 | 133.85 | -3.54 |

**Table V 6 Efforts internes sous G+Q±E**

| Section de poteaux cm2 | *ELA* G+Q+E | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr(KN.m) | Mmax(KN.m) | Ncorr(KN) | Nmin(KN) | Mcorr(KN.m) |
| 30*30 | 447.67 | 5.24 | 30.37 | 447.20 | 13.06 | 2.38 |

**Table V 7 Efforts internes sous 0.8G±E**

| Section de poteaux cm2 | *ELA 0.8 G+E* | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nmax (KN) | Mcorr(KN.m) | Mmax(KN.m) | Ncorr(KN) | Nmin(KN) | Mcorr(KN.m) |
| 30*30 | 330.95 | 27.03 | 27.03 | 330.95 | -26.41 | -2.65 |

- ***Sections minimales de ferraillage exige par le RPA99/version2003 :***

❖ POT1 : poteaux 40x40 $\mathbf{A_s = 12.8\ cm^2}$

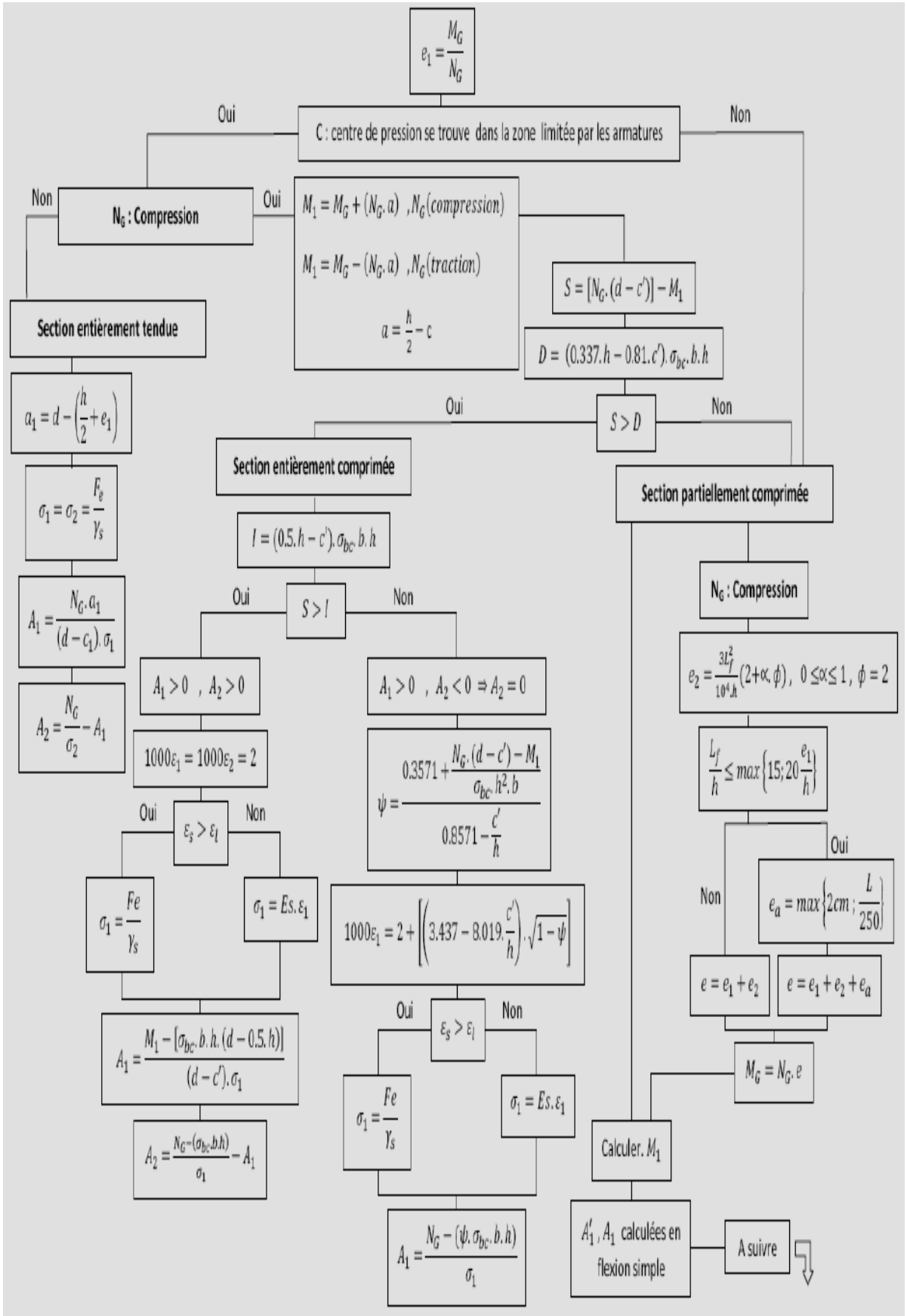
❖ POT2 : poteaux 30x30 $\mathbf{A_s = 7.2 cm^2}$

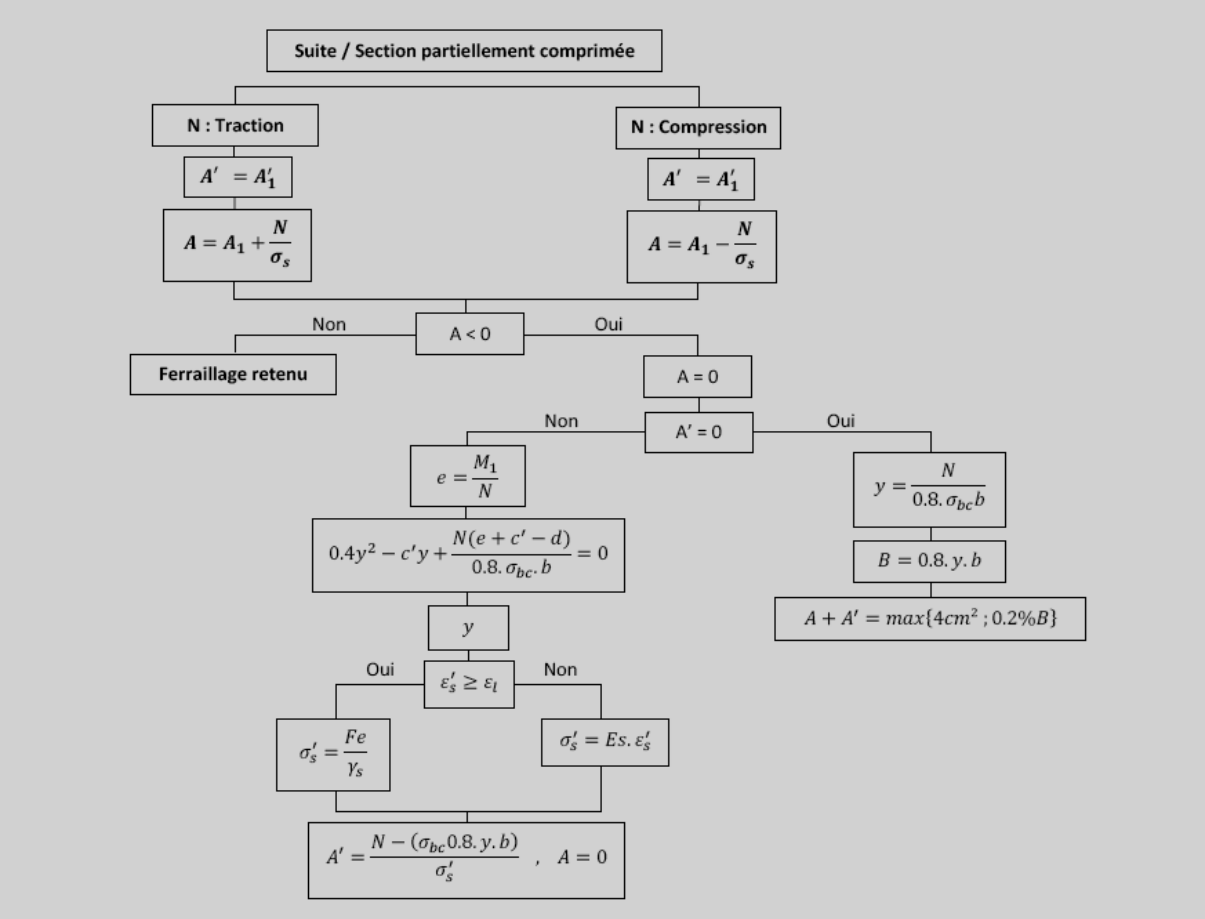
### V.2.1 Organigramme de calcul du ferraillage en Flexion composée :

N : effort normal

M :moment flechissant.

**FIG V 1 Organigramme de calcul du ferraillage en Flexion composée**






- **Exemple de ferraillage**

**Armatures longitudinales :**

Soit un poteau du RDC (dimensions : 40x40) (POT 1) :

c = c′ = 3 cm ; Section = 40x40 $cm^2$ ; acier Fe E400.

1ere cas) $N_{max}$ = **637.36**KN ; $M_{corres}$ = **1.76** KN.m

2eme cas) $N_{min}$ = **26.41** KN ; $M_{corres}$ = **2.65** KN.m

3eme cas) $M_{max}$ = **49.52** KN.m ; $N_{corres}$ = **94.30** KN

- **1er cas :**

$N_{max}$ = **637.36**KN ; $M_{corres}$ = **1.76** KN.m

$\mathbf{e}_o = \frac{M}{N} = \frac{1.76}{637.36}$ = 0.0027m

$e_a$=max (2cm;l/250) =max (2cm; 425/250=1.7)= 0.02m

$e_1 = e_0 + e_a$=0.0027+0.02= 0.0227 m

$L_f$ = 0.7x4.25 = 2.975m

$L_f$ : Longueur de flambement

$\frac{Lf}{h} < \max(15 ; 20x\frac{e1}{h})$

$\frac{2.975}{0.4} = 7.44 < \max(15 ; 20x\frac{0.0227}{0.4} = 1.135) = 15$

$M_{G=}$ 1.03 KN/m ;$M_{Q=}$0.6 KN/m

$\alpha = M_G/M_G+M_{Q=} = 0.63$

$e_2 = \frac{3*Lf^2}{10^4*h}(2+\alpha+Ø) = \frac{3*2.975^2}{10^4*0.4}(2+0.63x2) = 0.0216$ m

N=637.36 KN

$M_{corrigé} = N*(e_1+e_2) = 637.36 \text{ X } 0.0443 = 28.235$ KN/m

❖ **Vérifier la condition suivante:**

$A = (0.337h - 0.81c')bhf_{bu}$

$A = (0.337\times 0.4 - 0.81\times 0.03)\times 0.4\times 0.4\times 14.2\times 10^3 = 251.056$ KN.m

$A = 251KN.m$

$B = Nu(d - c') - Mua$

$Mua = Mcorrigé + Nu\times(d - \frac{h}{2})$

$Mua = 28.235 + 637.36\times(0,36 - 0,20) = 130.21KN.m$

$B = 637.36\times(0,36 - 0.03) - 130.21 = 80,118KN.m$

B=80.118 KN.m

B < A **SPC**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$$

$\mu_a = \frac{Mua}{b\ d^2\ f_{bu}} = \frac{0,130}{0,4\times 0.36^2\times 12.4} = 0.202$

$\mu_a < 0,392 : \quad \Rightarrow A_s' = 0$

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu a}}{0.8} = 0,285$

$\alpha = 0,285$

$z = d(1-0.4\alpha) = 0,32$

$\sigma_s = 400$MPA

$As = \frac{1}{\sigma s}(\frac{Mua}{z} - Nu) < 0$

$As = \frac{1}{400}(\frac{0,130}{0,32} - 0.637) = -0,57.10^{-3}cm^2 \approx 0$

- **2eme cas :**

$N_{min}$ = **26.41** KN ; $M_{corres}$ = **2.65** KN.m

A = 251 KN.m

B = 0.7453KN.m

A>B SPC.

**$A_s$ =- 0.00001 X $10^{-5}$ $cm^2$ = 0**

- **3emecas**

$M_{max}$ = 3.08KN ; $N_{corres}$ =350.42 KN.m

a = ( 0.337 h – 0.81 c’ ) b.h.$f_{bu}$

a = 0.384MN.m

$b = Nu(d - c') - Mua$

$Mua = Mu + Nu \times (d - \frac{h}{2})$

$Mua = 3.08*10^{-3} + 350.42*10^{-3} \times (0,36 - 0.20) = 0,059 MN.m$

$b = 350,42.10^{-3} \times (0.36 - 0.03) - 0,059 = 0.057$ MN.m

$c = (0.5h - c')bhfbu$

$c = (0.5 \times 0,4 - 0.03) \times 0,4 \times 0,4 \times 21,73 = 0.591 MN.m$

$a = 0.384$

$b = 0.056$ $\quad a > b \Rightarrow \mu_a = \frac{Mua}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,059}{0,4 \times 0,36^2 \times 21,73} = 0.052$

$c = 0.591$

$a > b \Rightarrow SPC$

$\mu a < 0.392$

$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu a}}{0.8} = 0,064$

$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0,351m$

$As = \frac{1}{\sigma s}(\frac{Mua}{z} - Nu)$

$As = \frac{1}{400}(\frac{0,059}{0,351} - 0.350) = -0,45.10^{-3} cm^2 = 0$

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{smin}$ = 0,8%bh

$A_{scalc} < A_{sRPA}$

Alors on prend la valeur minimale de l’RPA99/V2003 :

$\Rightarrow$**$A_{smin}$ =12.8 $cm^2$**

**Choix des armatures : 8 HA14 = 12.32 $cm^2$**

❖ **Vérification de la condition de non fragilité : ……. [2]**

$$A_{smin} > \frac{0{,}23b\ df_{t28}}{f_e}$$

$f_{t28}$ = 2,1 MPa

$f_e$ = 400 MPa

$A_{smin}$ =1.738 $cm^2$

❖ **Armatures transversales :**

Vérification du poteau à l'effort tranchant.

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$V_{max}$ = 25 KN

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement .....[2]**

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{25.10^3}{40 \times 36 \times 100} = 0{,}173 \text{ Mpa} < 3.25 \text{ MPa (Fissuration peu préjudiciable)}$$

❖ **Calcul des armatures transversales : …… (RPA99V2003 Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times fe}$$

$V_u$ : est effort tranchant de calcul

$h_1$ :hauteur total de la section brute

fe : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$ : est coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$\rho = 2.50$ ; Si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3.75$ ; Si non

t : Est l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

**Dans la zone nodale : …… [1]**

t ≤ Min (10Ø, 15cm) en zone I et II

**Dans la zone courante :**

t'≤ 15Øen zone I et II

Où $\phi_L$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité **d'armatures transversales minimales $A_t$ /t.$b_1$** en % est donnée comme suite :

Si : $\lambda g \geq 5$ : 0,3 %

Si: $\lambda g \leq 3$ : 0,8 %

Si: $3 < \lambda g < 5$ : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda g$ : est l'élancement géométrique du poteau.

Avec : $\lambda g = (L_f/a$ ou $L_f/b)$

a et b : Dimension de la section droite des poteau dans la direction de déformation considérée.

Lf : longueur de flambement.

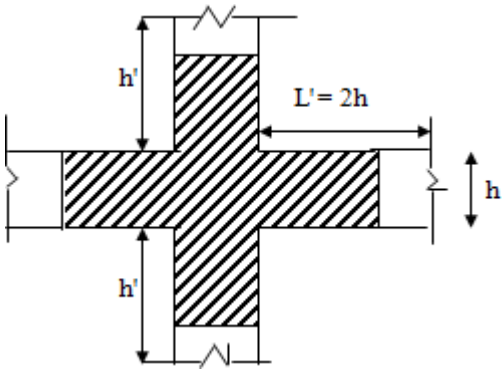
- **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constitué par les nœuds poutres – poteaux.

L' = 2 h

$$h' = \max\left(\frac{he}{6}; b_1; h_1; 60cm\right)$$

**FIG V 2La zone nodale**




**Poutre :**

- Poutre (30 x45) : L' = 90 cm
- Poutre (30 x30) : L' = 60 cm

**Poteaux :**

- Poteaux (30 x 30) : h' = 60 cm
- Poteaux (40 x 40) : h' = 70 cm

**<u>Condition d'espacement :</u>**

En zone courante : t' ≤ Min($b_1/2$, $h_1/2$, $10\phi_L$) = 16 cm.

En zone nodale : t ≤ 10cm.

On opte un espacement de **10 cm** en zone nodale et **15cm** en zone courante :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0,7 \times 4,25}{0,4} = 7.43 > 5$$

Avec 'a' dimension de la section droite du poteaux

Donc :

$\rho_a$ =2.5

$$At = \frac{\rho a \, V_a \, t}{ht \, f_e} = \frac{2.5 \times 25 \times 10^{-3} \times 0,1}{0,4 \times 400} = 0,388 \text{ cm}^2$$

Soit : 0,371 cm², choix des barres : 2 cadre : 2ϕ6 $A_t$ = 0.565 cm²

La quantité d'armatures transversales minimale At / t b en % est donnée comme suit :

Par interpolation.

$\lambda_g = 7.43 \Rightarrow \frac{At}{t \times b} > 0,3\%$..... (RPA99/version 2003).

0,467 / (10× 40) . 100=0,11 < 0,3 non vérifiée.

D'après l'RPA99/version 2003: on prend **$A_t$ = 2ϕ10= 1.57 cm².**

1.57 / (40× 10) . 100 = 0,39 > 0.36

Les cadres doivent être fermées par des crochés à 135°.

Ayant une longueur droite de $10\phi_t$ = 10 cm.

***Résultats du ferraillage pour les autres zones :***

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Table V 8 Récapitulatif de ferraillages des poteaux**

| Type de poto | état de section | $A_{min}$ (cm²) RPA | | A calculée (cm²) | | A adoptée | | A adoptée (cm²) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $A_T$ | $A_S$ | $A_T$ | $A_S$ | $A_T$ | $A_S$ | $A_T$ | $A_S$ |
| (40x40) cm² | SPC | 1.57 | 12.8 | 0.565 | 0 | 2T10 | 8T14 | 1.57 | 12.32 |
| (30x30) cm² | SPC | 1.57 | 7.2 | 0.565 | 0 | 2T10 | 8T12 | 1.57 | 9.05 |

**SPC** : **S**ection **p**artiellement **c**omprimée.

## V.3 Ferraillage des poutres :

### *V.3.1 Introduction :*

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Le ferraillage est obtenu a l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

**Table V 9 Cas durable et Cas accidentel**

| | Béton | Acier | Béton | Acier | Acier | Béton |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\gamma_b$ | $\gamma_s$ | $\sigma_{bc}$ (MPa) | Fe (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) | $f_{c28}$ (MPa) |
| **Situation durable** | 1,5 | 1,15 | 14,2 | 400 | 348 | 25 |
| **Situation accidentelle** | 1,15 | 1 | 18.74 | 400 | 400 | 25 |

**a.Combinaisons des charges**

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

**Selon BAEL 91 : …… [2]**

-E.L.U. : Situation durable : 1,35 G +1,5 Q.....(1)

**Selon le R.P.A 99/V2003 :** Situation accidentelle (article 5.2 page38)

G+Q+E.....(2)

0.8G+E..... (3)

***V.3.3 Recommandation du RPA 99/version 2003 :***

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la

poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.

-6 % en zone recouvrement.

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

La longueur minimale de recouvrement est de :50ϕ en zone II.

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons ferrailler les poutres les plus sollicitées.

Le ferraillagesera fait pour une situation durable (le cas la plus défavorable).

***V.3.4 Présentation des résultats :***

A l'aide du fichier des résultats donnés par le " **ROBOT** ", on obtient les résultats suivants :

**Pouter Principal:(30*45) .**

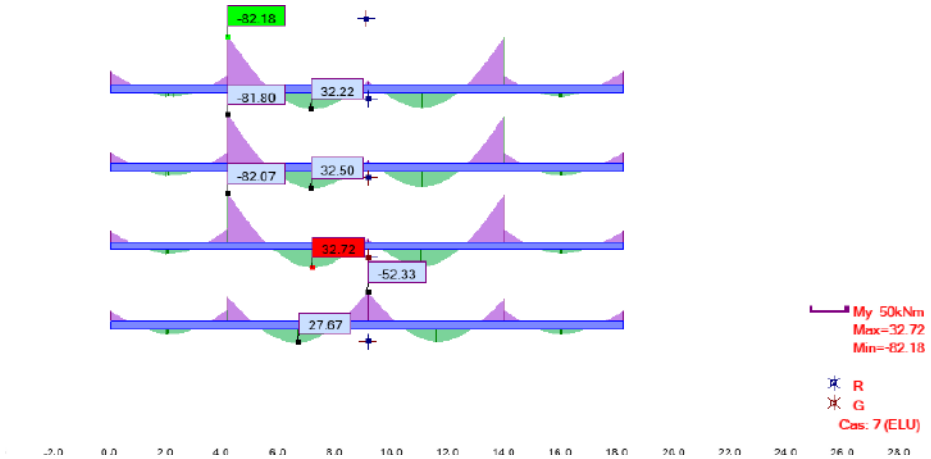
**Table V 10 Sollicitations des poutres principales AXE 3 Etage**

| En Appuis | | | En travée | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ELU KN/m | ELS KN/m | ELA KN/m | ELU KN/m | ELS KN/m | ELA KN/m |
| -82.18 | -59.43 | -66.41 | 32.72 | 23.65 | 25.58 |

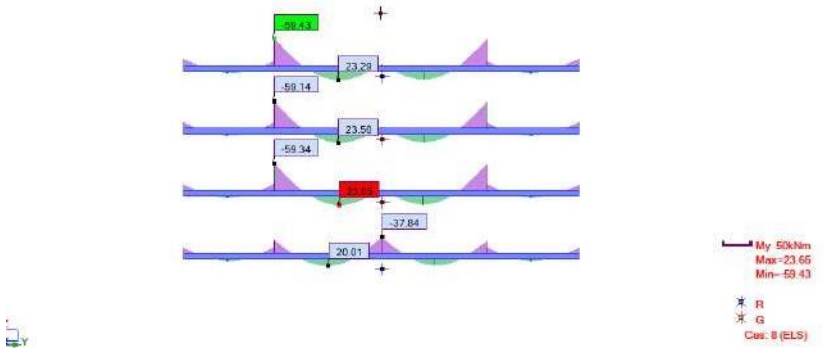
**Table V 11 Sollicitations des poutres principales AXE 3 terasse**

| En Appuis | | | En travée | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ELU KN/m | ELS KN/m | ELA KN/m | ELU KN/m | ELS KN/m | ELA KN/m |
| -85.60 | -62.5 | -67.75 | 36.58 | 26.71 | 28.33 |

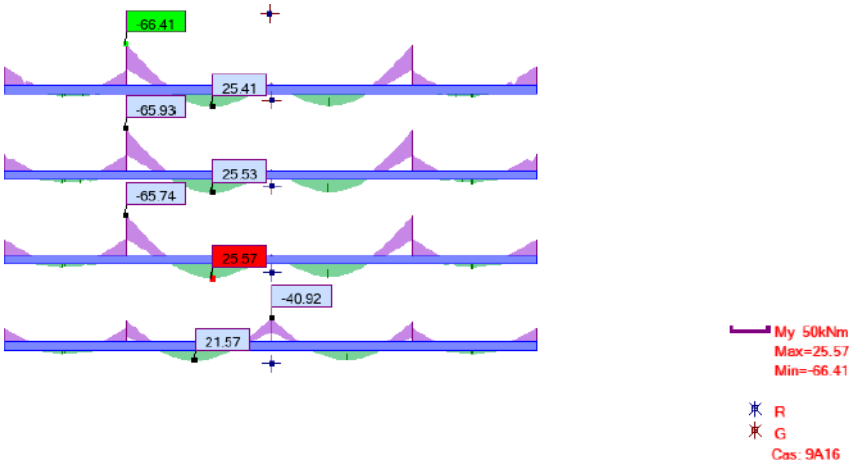
**CAS1: ELU**




**CAS2: ELS**



**CAS3: ELA**




**Pouter Secondaire: (30*30) .**

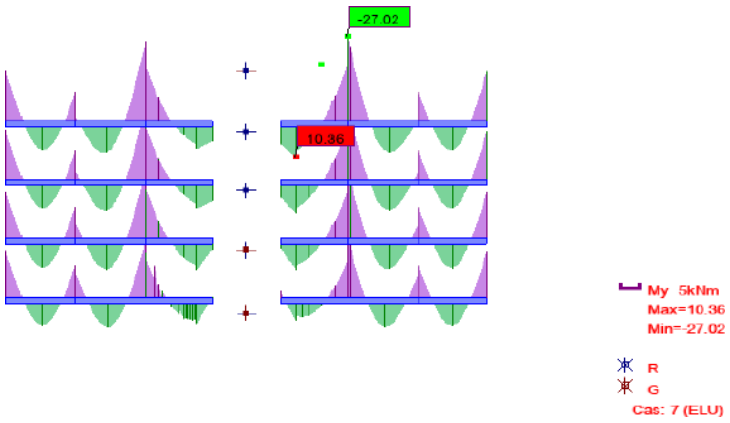
**Table V 12 Sollicitations des poutres secondaire AXE C**

| En Appuis | | | En travée | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ELUKNm | ELSKNm | ELAKNm | ELU KNm | ELSKNm | ELAKNm |
| -26.2 | -21.7 | -24.3 | 16.8 | 11.1 | 1<br>2.2 |

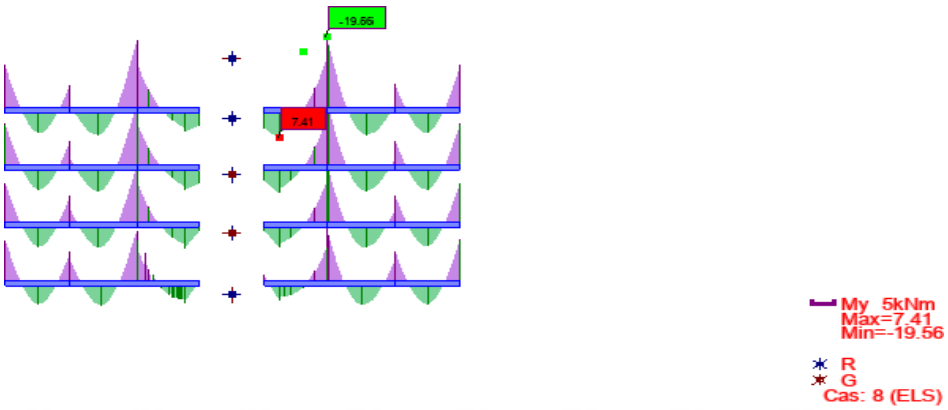
**TERASSE:**

| En Appuis | | | En travée | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ELUKN/m | ELSKN/m | ELAKN/m | ELUKN/m | ELSKN/m | ELAKN/m |
| -29.32 | -21.37 | -25.19 | 15.30 | 11.17 | 11.83 |

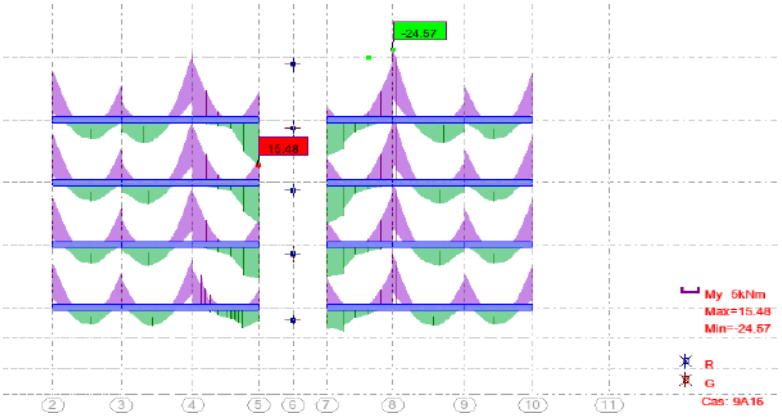
**CAS1: ELU**



**CAS2: ELS**




**CAS3: ELA**




### *II.3.4. Exemple de calcul :*

- **Calcul de ferraillage:**

Pour une poutre principale (30x45) $cm^2$

**Armatures longitudinales :** ……**[Art.7.5.2.1]**

**a) Conditions imposées par le RPA99 V 2003.**

$$A_{max} = 4\%(30\times 45) = 54\,cm^2 \text{ en Zone courante}$$

$$A_{min} = 0{,}23\times \frac{f_{t28}}{fe}\times b\times d = 0{,}23\times \frac{2{,}1}{400}\times 42\times 30 = 1.52cm^2 \quad \text{en Zone de recouvrement}$$

**b) Conditions imposées par le B.A.E.L 91**

$$A_{min} = 0{,}5\%(30\times 45) = 6.75cm^2$$

**- ferraillage en travée:**

$M_t^u = 32{,}72\,KN.m$

$M_t^{ser} = 23,65KN.m$

**ELU:**

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = 0.044$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25(1-\sqrt{1-2\mu}) = 0,056 \quad ; \quad \beta = 1-0,4\alpha = 0.97$$

$$A_{cal}^{t} = \frac{32,72\times10^3}{348\times0,97\times42} = 2,28cm^2$$

✓ $A_{min} = 1,52cm^2$ (B.A.E.L 91)

✓ $A_{min} = 6.75cm^2$ (RPA99 V 2003)

$$A_{adop} = \max(A_{cal}\ ;\ A_{\min}) = 6.75cm^2$$

On adopte : $4HA12 \rightarrow A = 6.79cm^2$

**E.L.S :**

$M_t^{ser} = 23,65KN.m$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de l'acier $\sigma_s$ .

$$\gamma = \frac{Mt^u}{Mt^{ser}} = \frac{32,72}{23,65} = 1,38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,076 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0,53 \Rightarrow (CV)$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U seront retenues

**- ferraillage de l'appui :**

1) Cas fondamentaux :

**E.L.U** :

$M_a^u = 82.18KN.m$

$$\mu = \frac{82,18\times10^3}{14,2\times30\times(42)^2} = 0,109 < \mu_L = 0,392;$$

$$\Rightarrow A' n'est\ pas\ necessaire\ \sigma_s = 348\,MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,165\ ;\ \beta = 0,93$$

$$A_{Cal}^{a} = \frac{82,18\times10^3}{348\times0.93\times42} = 6,05cm^2$$

On adopte : $3T16 + 2T14 \rightarrow A_{adop} = 9{,}01cm^2$

**E.L.S:**

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de l'acier $\sigma_s$ .

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{82{,}18}{59{,}43} = 1.38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1{,}38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}441$$

$$\alpha = 0{,}2 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0{,}441 \Rightarrow (CV)$$

$\Rightarrow$Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_b$ ; donc les armatures calculées à l'E.L.U sont maintenues.

- ✓ **vérification de l'effort tranchant :**

T= 70,22KN

$$\tau = \frac{70{,}22 \times 10^3}{30 \times 42 \times 100} = 0{,}56MPa$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u \leq \min(0.13 \times fc_{28};\ 5MPa) = 3.25MPa$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$Les armatures sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

- **vérification de la flèche:** ……. **Art (B.6.5.2) BAEL 91**

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.122 \rangle 0.039 \rightarrow condition\ verifiée \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.122 \rangle 0.0625 \rightarrow condition\ verifiée \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.005 \langle 0.0105 \rightarrow condition\ verifiée \end{cases}$$

- **Détermination des armatures transversales:**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L\min}\right) = \min\left(\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 14\right)$$

$$\phi_t \leq \min(12.85; 30; 14)$$

$$\phi_t \leq 12mm \ \ on\ prend\ \phi_t = 8mm$$

$$Donc: A_t = 4\,\phi 8 = 2.01cm^2$$

**a) Espacement des cadres**..... "**selon BAEL91**"

$$*\delta t_1 \le \min(0.9\times d\,;40cm) = \min(0,9\times 42\ ;\ 40\ cm) = 37.8\ cm \Rightarrow \delta t_1 = 35cm$$

$$*\delta t_2 \le \frac{At\times Fe}{0.4\times b} = \frac{2.01\times 400}{0,4\times 30} = 67\,cm \Rightarrow \delta t_2 = 67cm$$

$$*\delta t_3 \le \frac{0,8\times A_t\times Fe}{30\times(\tau - 0,3\times f_{t28})} = \frac{0,8\times 2.01\times 400}{30\times(1.24-0,3\times 2,1)} = 35.15\ cm \Rightarrow \delta t_3 = 35cm$$

$$\delta t = \min(\delta t_1\ ;\ \delta t_2\ ;\ \delta t_3) \Rightarrow \delta t = 35cm$$

**D'après le RPA 99V2003:** ……. **[1]**

**1) En zone nodale :**

$$\delta t \le \min(h/4;\ 12\ O) = \min(45/4\ ;12\times 8)$$

$$\Rightarrow \delta_t = 10cm$$

2) **En zone courante :**

$$\delta_t \le \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5cm \Rightarrow \delta_t = 20\,cm$$

**b) Vérification des armatures transversales :**

Selon le R.P.A 99 Version 2003

$$At = 0.003\times\delta_t\times b \quad (Article\ \ A.7.5.2.2)....[1]$$

**2) En zone nodale :**

**S =10**

$$A_t = 0.003\times 10\times 30 = 0.9\text{cm}^2$$

**2) En zone courante :**

$$A_t = 0.003\times 20\times 30 = 1.8\ cm^2$$

**c)Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 50\times O/_L = 50\times 2 = 100cm$$

On prend : $L_r$ = 100 cm.

**Table V 13 récapitulatif du ferraillage des poutres.**

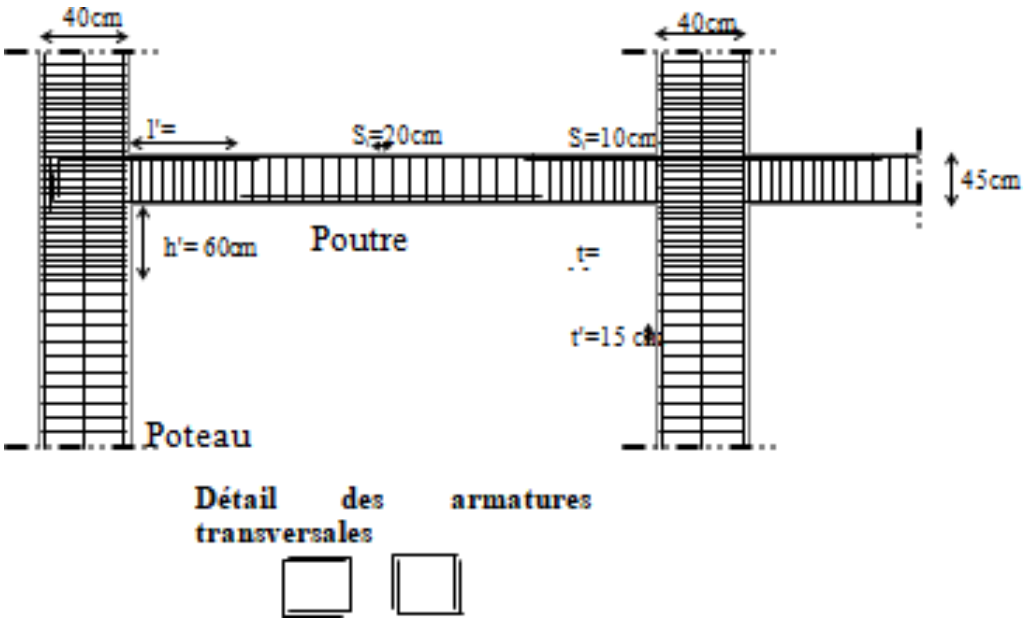
| Type de poutre | NIVEAU | $A_{min}$ ($cm^2$) BAEL | $A_{min}$ ($cm^2$) RPA | A calculée ($cm^2$) | | A adoptée | | A adoptée ($cm^2$) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | At | Aa | At | Aa | At | Aa |
| P-P (30x45) $cm^2$ | Trasse | 1.52 | 6.75 | 2,6 | 6.2 | 6T12 | 6T12 | 6,79 | 6,79 |
| | Etage | 1.52 | 6.75 | 2,28 | 6.,05 | | | | |
| P-S (30x30) $cm^2$ | Terasse | 0.966 | 4.375 | 1,8 | 3 | 4T12 | 4T12 | 4,52 | 4,52 |
| | Etage | 0.966 | 4.375 | 1,7 | 3,3 | | | | |

***Ferraillage des éléments structuraux***

**Dispositions constructives des portiques**:

Exemple en RDC:

**FIG V 3 Disposition constructif en**



## V.4FERRAILLAGE DES VOILES

### *V.1. INTRODUCTION:*

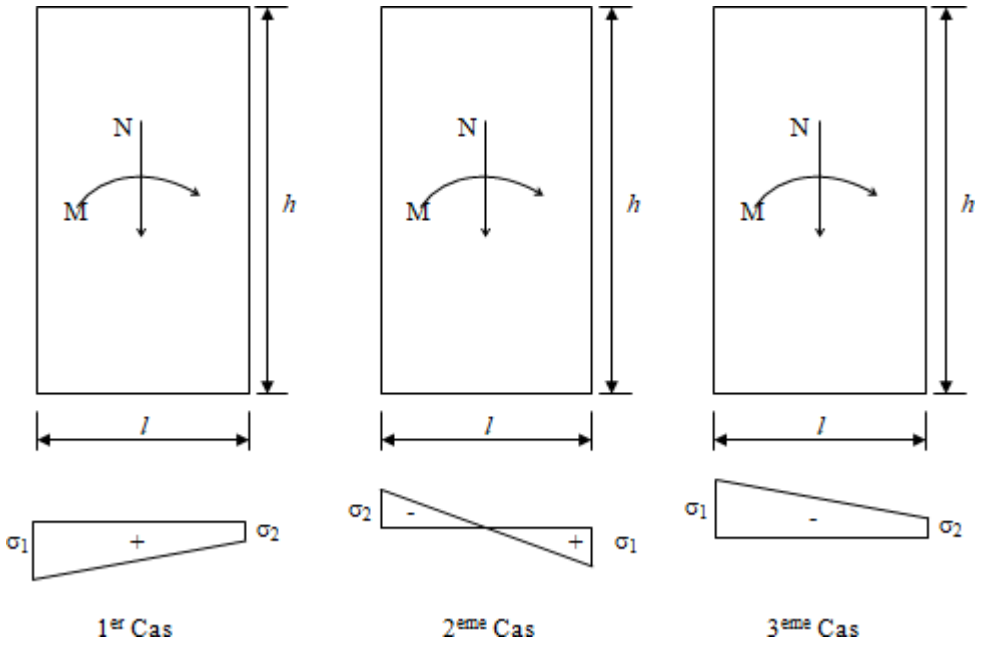
Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action sismique
- Effort normal du a la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et que la charge sismique

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferraillage suivant :

- ✓ -Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- ✓ -Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

**FIG V 4**




**1er Cas :** Section entièrement comprimée (SEC)

**2eme Cas:** Section partiellement comprimée (SPC)

**3eme Cas**: Section entièrement tendue (SET)

### *V.4.1Ferraillage des voiles :*

Les différentes sollicitations sont obtenues à partir de logiciel ROBOT :

**Table V 14 Les résultats des efforts normaux : tranchants et moments fléchissant des voiles.**

| Voile1(6.1 m) | N (KN) | M (KN.m) | H (KN) |
|---|---|---|---|
| ELU | 1071.11 | 310.10 | 17.77 |
| ACC | 363.46 | 2621.11 | 502.27 |

| Voile1(2.2 m) | N (KN) | M (KN.m) | H (KN) |
|---|---|---|---|
| ELU | 334.66 | -0.63 | -7.37 |
| ACC | 147.91 | -102.43 | -87.56 |

| Voile1(1.35 m) | N (KN) | M (KN.m) | H (KN) |
|---|---|---|---|
| ELU | 1071.11 | 0.16 | 8.45 |
| ACC | 363.46 | -115.15 | 27.57 |

N: Effort normale.

H: Effort tranchant.

M: Moment fléchissant.

**Exemple de calcul :**

On a pris le voile au niveau du RDC : voile rectangulaire avec une seul poteaux aux extrémité (40*40) cm², avec les caractéristiques suivants :

Longueur : 6.1 m Épaisseur : 0.17 m

$$I= \frac{e\times L^3}{12}=\frac{0.17*6.10^3}{12}==3{,}22m^4$$

$$\Omega = e\times L = 0.17\times 6.10 = 1.037\ m^2$$

$$\nu = \frac{h}{2} = 2{,}125\ m$$

**Détermination des contraintes :**

$$\sigma_1=\frac{N}{\Omega}+\frac{M}{I}\times\nu = \frac{1071.11*0.001}{1.037}+\frac{310.10*0.001}{3.22}\times 2.125 = 1.03\,\text{MPA}$$

$$\sigma_2=\frac{N}{\Omega}+\frac{M}{I}\times\nu = \frac{1071.11*0.001}{1.037}-\frac{310.10*0.001}{3.22}\times 2.125 = 0.83\,\text{MPA}$$

Alors : 1,03 MPa > 0,83 MPa

On a : σ1 et σ2> 0 la section du voile est entièrement comprimée «pas de zone tendue». La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

**Calcul des armatures :**

- **Armatures verticales :**

Selon le RPA99 version 2003 :

Amin =0.15% ×a×l

On calcule le ferraillage par 1ml :

Amin=0.0015 × 17 × 100

Amin= 2,55 cm2/ml

**Le diamètre des armatures :**

D < 0.1×a →D<0.1×170=17mm

Donc on prend D=14 mm

**espacement :**

Selon le CBA 93 : Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

St ≤ Min (2a; 33 cm) St≤ Min (1,5a; 30 cm)

St ≤ Min (34cm; 33 cm) St ≤ Min (25, 5 cm; 30 cm)

St ≤33 cmSt ≤ 25,5 cm

Dons: St ≤ Min (St CBA; St RPA)

On adopte un espacement de 15cm.

Le choix de la section des armatures verticales est : Ast =18.47 cm² 12T14 avec Sp=15cm

- **Armatures horizontal :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferraillage que les armatures verticales soit : 12T14 ml avec un espacement de 15cm.

- **Vérificationdelacontraintedecisaillement :**

a : épaisseur du voile

L : longueur du voile

$$\tau = \frac{T'}{a*L} = \frac{17.77*1.4*0.001}{0.17*6.1} = 0.024 \text{ Mpa}$$

$\tau$= 0.024 < 0.2 fc28=5MPA Donc :condition vérifier

**Table V 15 Ferraillage des voiles**

| | L | Amin (cm2/ml) | Acal(cm2) | T(MPA) | Concition | St(cm) | A adopte (cm2) | Choix |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| voile1 | 6.1 | 2.55 | 15.555 | 0.023990357 | CV | 15 | 18.47 | 12HA14 |
| voile 2 | 2.2 | 2.55 | 5.61 | 0.027588235 | CV | 15 | 6.79 | 6HA12 |
| voile3 | 1.35 | 2.55 | 3.4425 | 0.168183007 | CV | 15 | 4.52 | 4HA12 |

# ETUDE DE FONDATION

# Chapter VI : Etude des fondations

## VI.1 Capacité portante

L'estimation de la capacité portante du sol sera déterminée à travers les résultats des essais de laboratoire, d'où les constructions seront fondées sur des semelles superficielles. L'appréciation du taux de travail pour ce type de fondation, est donnée par la formule de Terzagui :

$$q_{adm} = \gamma .D + \frac{1}{3}\left[\left(1-0,2\frac{B}{A}\right)\gamma\frac{B}{2}N_{\gamma} + \gamma D\left(N_q - 1\right) + \left(1+0,2\frac{B}{A}\right)cN_c\right]$$

Où,

$\gamma$ : Densité du sol

D : Ancrage des semelles

B et A : Dimensions de la semelle

c : Cohésion

$N_{\gamma}, N_q, N_c$ : Facteurs de portance dépendant de $\phi$

### *VI.1.1 Pour une semelle carrée*

$$q_{adm} = \gamma D + \frac{1}{3}\left[\left(0,4\gamma BN_{\gamma} + \gamma D\left(N_q - 1\right) + 1,2cN_c\right)\right]$$

Avec,

$\gamma = 1,8\ \text{t/m}^3$

$\phi_u = 20° \Rightarrow N_{\gamma} = 4,97$ , $N_q = 6,40$ , $N_c = 14,8$

D : Ancrage

B : largeur de la semelle (1.5 m) proposée

La contrainte admissible du sol donnée en bars est la suivante :

| D (m) | $q_{adm}$ (bars) |
|---|---|
| 1.00 | 1.9 |
| 1.50 | 2.1 |
| 2.00 | 2.4 |

*VI.1 Semelle isolé :*

❖ **semelle** (G-7)

**FIG VI 1 semelle isolé**

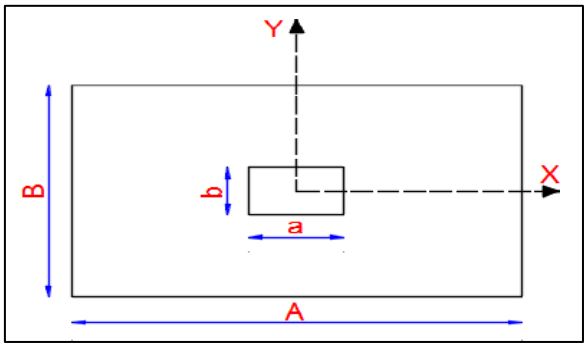



**Table VI 2 reactions**

| | Réactions | | |
|---|---|---|---|
| | **N (KN)** | **Mx (KN.m)** | **My (KN.m)** |
| **ELU** | 477,59 | -7,36 | -4,17 |
| **ELS** | 342,05 | -5,23 | -2,94 |
| **G+Q+Ex** | 345,58 | -4,02 | 1,41 |
| **G+Q-Ex** | 338,53 | -6,43 | -7,29 |
| **G+Q+Ey** | 520,68 | 16,78 | -1,13 |
| **G+Q-Ey** | 163,43 | -27,23 | -4,75 |
| **0.8G+Ex** | 192,83 | -1,34 | 3,05 |
| **0.8G-Ex** | 185,78 | -3,75 | -5,65 |
| **0.8G+Ey** | 367,93 | 19,46 | 0,51 |
| **0.8G-Ey** | 10,68 | -24,54 | -3,11 |

**Table VI 3 caractéristique de l'acier**

| **Caractéristique de l'acier** | |
|---|---|
| **Fe** | **400** |
| **Caractéristique du Béton** | |
| **FC28** | **25** |

**Table VI 4 Caractéristique du sol**

| **Caractéristique du sol** | |
|---|---|
| **Ancrage (m)** | 1,50 |
| **sigma_sol (Bar)** | 2,50 |
| **gamma_sol (KN/m$^3$)** | 18,00 |

| **Dimensions du poteau** | |
|---|---|
| **a (m)** | 0,40 |
| **b (m)** | 0,40 |

| **Prédimensionnement** | | **Dimensions choisis** |
|---|---|---|
| **A (m)** | 1,20 | 1,50 |
| **B (m)** | 1,20 | 1,50 |
| **H (m)** | 0,25 | 0,35 |

**Table VI 5 Vérification des contraintes du sol "Sens_X"**

| | Vérification des contraintes du sol "Sens_X" | | |
|---|---|---|---|
| | **Diagramme** | **σ moyenne (Bar)** | **Vérification** |
| **ELU** | e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal | 2,52 | **OK** |
| **ELS** | e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal | 1,91 | **OK** |
| **G+Q+Ex** | e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal | 1,91 | **OK** |
| **G+Q-Ex** | e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal | 1,93 | **OK** |
| **G+Q+Ey** | e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal | 2,69 | **OK** |
| **G+Q-Ey** | e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal | 1,13 | **OK** |
| **0.8G+Ex** | e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal | 1,25 | **OK** |
| **0.8G-Ex** | e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal | 1,24 | **OK** |
| **0.8G+Ey** | e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal | 2,00 | **OK** |
| **0.8G-Ey** | e < A/6 => Diagramme Trapèzoidal | 0,44 | **OK** |

**Table VI 6 Vérification des contraintes du sol "Sens_Y"**

| | Vérification des contraintes du sol "Sens_Y" | | |
|---|---|---|---|
| | **Diagramme** | **σ moyenne (Bar)** | **Vérification** |
| **ELU** | e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal | 2,55 | **OK** |
| **ELS** | e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal | 1,93 | **OK** |
| **G+Q+Ex** | e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal | 1,94 | **OK** |
| **G+Q-Ex** | e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal | 1,93 | **OK** |
| **G+Q+Ey** | e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal | 2,83 | **OK** |
| **G+Q-Ey** | e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal | 1,33 | **OK** |
| **0.8G+Ex** | e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal | 1,23 | **OK** |
| **0.8G-Ex** | e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal | 1,22 | **OK** |
| **0.8G+Ey** | e < B/6 => Diagramme Trapèzoidal | 2,17 | **OK** |
| **0.8G-Ey** | e > B/6 => Diagramme triangulaire | 0,64 | **OK** |

**Table VI 7 Vérification au non poinçonnement**

| **Vérification au non poinçonnement** | |
|---|---|
| $P_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ | |
| *Pu(KN)* | 477,59 |
| *a (m)* | 0,40 |
| *b (m)* | 0,40 |
| *h (m)* | 0,35 |
| *Uc (m)* | 3 |
| ***Condition vérifiée*** | |

**Table VI 8 Ferraillage de la semelle**

| | **Ferraillage de la semelle** | |
|---|---|---|
| | **Section théorique** | **Choix des armatures** |
| **A//X (cm²)** | 7,13 | 10HA10 |
| **A//Y (cm²)** | 7,21 | 10HA10 |

## VI .2 Pré dimensionnement des semelles filantes :

Les semelles filantes doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage. La méthode de calcul d'une semelle filante est la même que pour une semelle isolée sauf que le calcul se fait dans un sens :

Le sens transversal. Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition. Le calcul du ferraillage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée

### *VI.2.1 Pre dimensionnement de voile (semelle filant ) :*

La surface nécessaire pour la semelle filante pour reprendre la totalité des efforts lui revenant est :

$$S_f = \frac{N}{\sigma sol} = \frac{278.81}{25} = 11.1524 \text{ m}^2$$

La longueur totale de la semelle filante est donnée par :

L= L1 +L2 + a + 2*0.05 debord

Nous avons prévu un débord de 0.5 m à partir du nu du poteau

1.35 + 6.10 + 0.4 + 2*0.05 = 7.95 m

La largeur de la semelle continue doit vérifier la condition suivante :

$b' \geq \frac{Sf}{L} = \frac{11.1524}{7.95} = 1.4$ =>b" = 1.5 m

- ***verification predimensionnemet proposé :***

**Table VI 9 verification predimensionnemet proposé**

| Sgmsol(KN) | a(m) | b(m) | P(KN) | M(KN.m) | e | b'(m) | b'/6(m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 250 | 0.4 | 0.4 | 278.81 | 10.48 | 0.037588 | 1.4 | 0.176008 |

- $e = \frac{M}{P}$

On adopte , b"= 1.50 m

- $da \geq \frac{b''-b}{4}$ = 0.275 m , on pend da = 0.3 m
- $d_b = d_a + 1\ cm = 0.31\ m$

Avec un enrobage : C = 4 cm$\Rightarrow$ $h_t = d_b + C$ = 35 cm

Si on choisit un type de semelle à glacis, on prend $h_1 = \frac{h_t}{2}$ = 17 cm = 0.175 m

- **Vérification au non poinçonnement :**

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des semelles filantes au poinçonnement par l'effort tranchant :

- $\tau = \frac{p}{2h}\{1 - (b + \frac{5h}{3})/b''\} \leq \tau_{lim}$

**Table VI 10 Vérification des semelles filantes au poinçonnement**

| | N | L | B | H | T KN/m$^2$ | t min KN/m$^2$ | verifiée |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sf1 | 278.1 | 7.95 | 1.5 | 0.35 | 16.76325 | 750 | oui |

- **Choix la methode de calcul :**
  - Si : e $< \frac{b'}{6}$

Donc :

**VI.3 Ferraillage de semelle filante :**

- **Choix la methode :**
- **Si :** **e** = 0.035$\leq \frac{\boldsymbol{b''}}{\mathbf{24}}$= 0.0625 « **methode de bielle** » à l 'ELU
  - $P' = P(1 + \frac{3e}{b''})$

***Sens b :***

- $Asb = \frac{P'(b''-b)}{8db*\sigma s}$ , $\sigma s = \frac{fe}{\gamma s}$= 347.8261
- $Asa = \frac{Asb*b''}{4}$

**Table VI 11 Ferraillage de semelle**

| methode de belles | | | |
|---|---|---|---|
| P'(kN) | 867.6842 | ferriallage | ST |
| Asb $cm^2$ | 11.06472 = > 12.44 | 11HA12 | 15 cm |
| Asa $cm^2$ | 4.14927 => 4.71 $cm^2$ | 6 HA 10 | 16 cm |

D'après le BAEL91 pour fe400 As min = 3 $cm^2$

## VI.4 Longrine

- **Introduction** :

Les longrines sont des poutres de chaînage reposants sur le sol, elles situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis entre les poteaux de même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction.

- **Prédimensionnement** :

Pour un sol de fondation de catégorie (S2) , les dimensions minimales de la section transversal des longrines sont (25x30) cm selon R.P.A 99/V2003(Art10.1.1).

On adopte : (b x h) = (30 x 35) $cm^2$

- **Sollicitations :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force « F » égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20$ KN

N : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

$\alpha$ : Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : $\alpha$ =15 (Zone IIa ; Site $S_2$) R.P.A 99/V2003 (Art10.1.1 tableau 10.1)

- **Ferraillage** :

Etat limite ultime

Les armatures longitudinales sont données par :

$$A_u \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

Exemple

On a : $N_u$ = 24.388.0547daN (Descente des charges).

Alors : $A_u \geq \frac{24.3880547}{15*347.82} = 4.7 Cm^2$

Donc : A = 4.7 $cm^2$

**Condition de non fragilité :**

$$A \geq \frac{B.f_{tj}}{f_e} = \frac{30.35.2,1}{400} = 5,513 cm^2$$

- **Etat limite de service :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \inf\left\{\frac{2}{3} f_e \; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\} \approx 202 \text{ MPa}$$

Avec, $N_{ser}$ = 18.05063 KN

$$A_{ser} \geq \frac{18.05063}{15*202} = 5.95 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale donnée par le R.P.A 99 :**

$$A_r \geq 0,6\%.B = 0,006.35.30 = 6,30 \text{ cm}^2$$

On adopte A = $\max\{A_u; A_s; A_r\} = 6,30 \text{ cm}^2$ =6HA12

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4mm$$

On adopte : $\phi_t = 6mm$

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min\{20cm; 15\phi_l\} = \{20cm; 18\} \text{ ;}$$

On adopte : $S_t$ = 15 cm.

**Remarque :** le ferraillage est représenté dans l'annexe

# CONCLUSION GENERAL

## CONCLUSION GENERALE :

Ce projet de fin d'étude nos a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre à évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permettre de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, par une consultation fréquente des documents de référence qui nous ont éclaircies pas mal de lacunes, et qui en était une pièce maîtresse dans l'élaboration de ce travail, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériennes et étrangères.

En dernier, nous peux dire que ce travail nos a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui m'aidera plus tard dans notre vie professionnell

# Annexe

# BIBLIOGRAPHIE :


❖ **Règlements :**

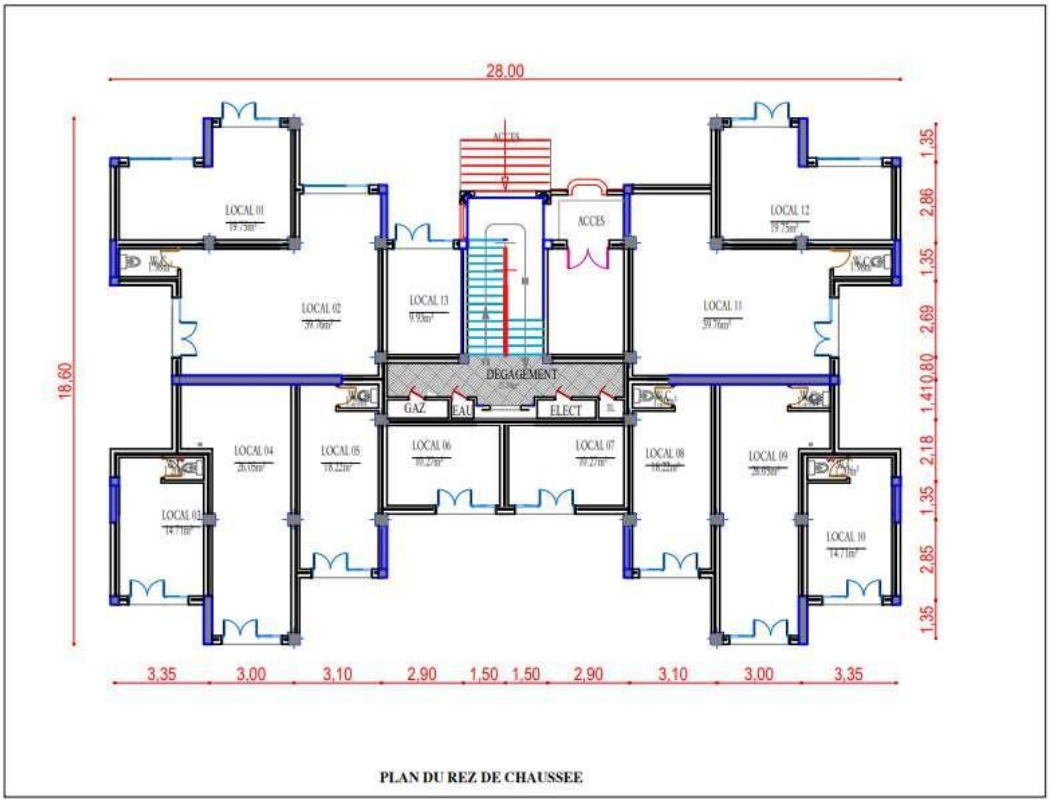
- RPA99version 2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91 : béton armé aux états limites.
- DTR B.C.2.2 : document technique réglementaires (charges et surcharges).

❖ **Cours :**

- Cours et TD pendant toute notre formation
- Béton armé.
- Dynamique des structures.
- Bâtiment.
- Résistance des matériaux.
- Mécanique des structures.

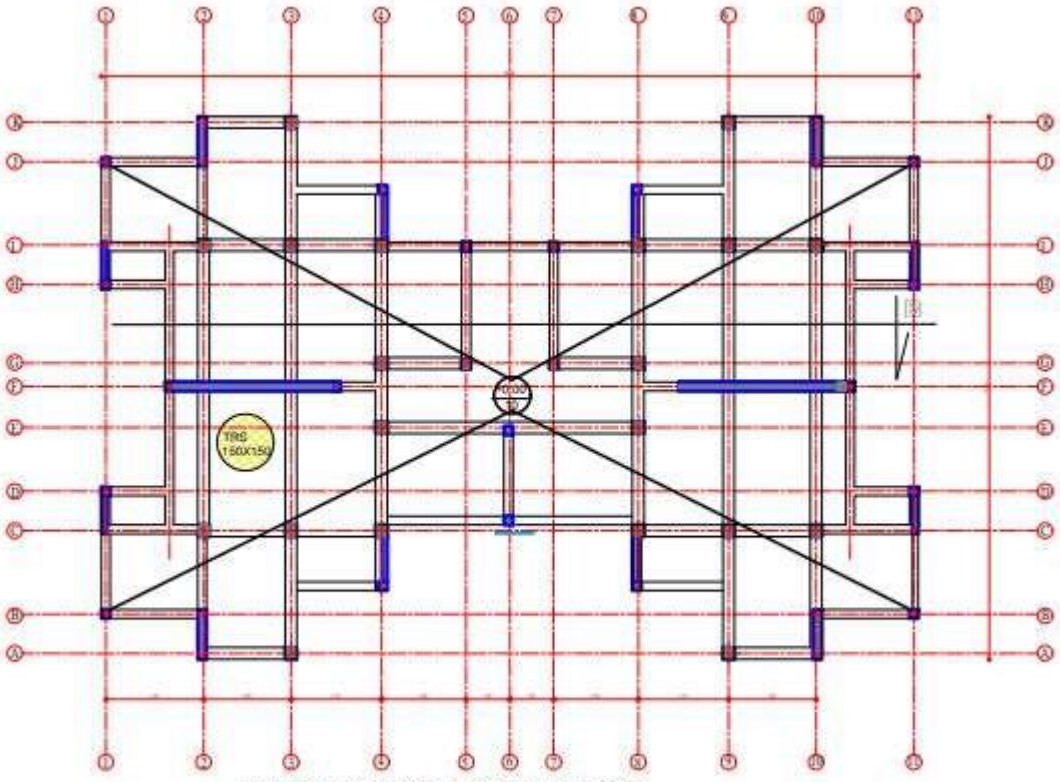
❖ **Logiciels :**

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT 2022.
- Logiciel de dessin AUTOCAD 2022.
- Traitement de texte WORD 2021.
- Traitement de EXCEL 2021

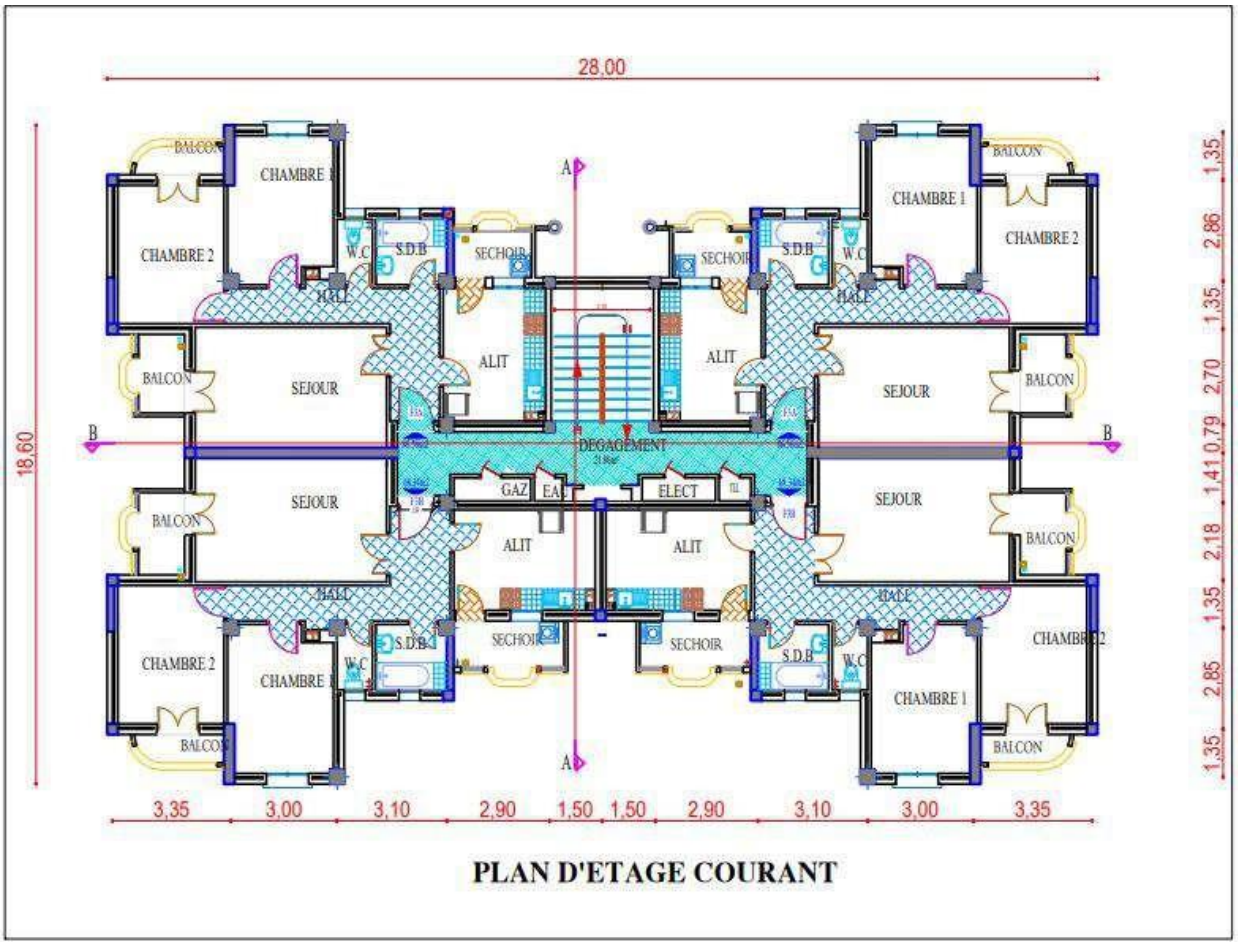



PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

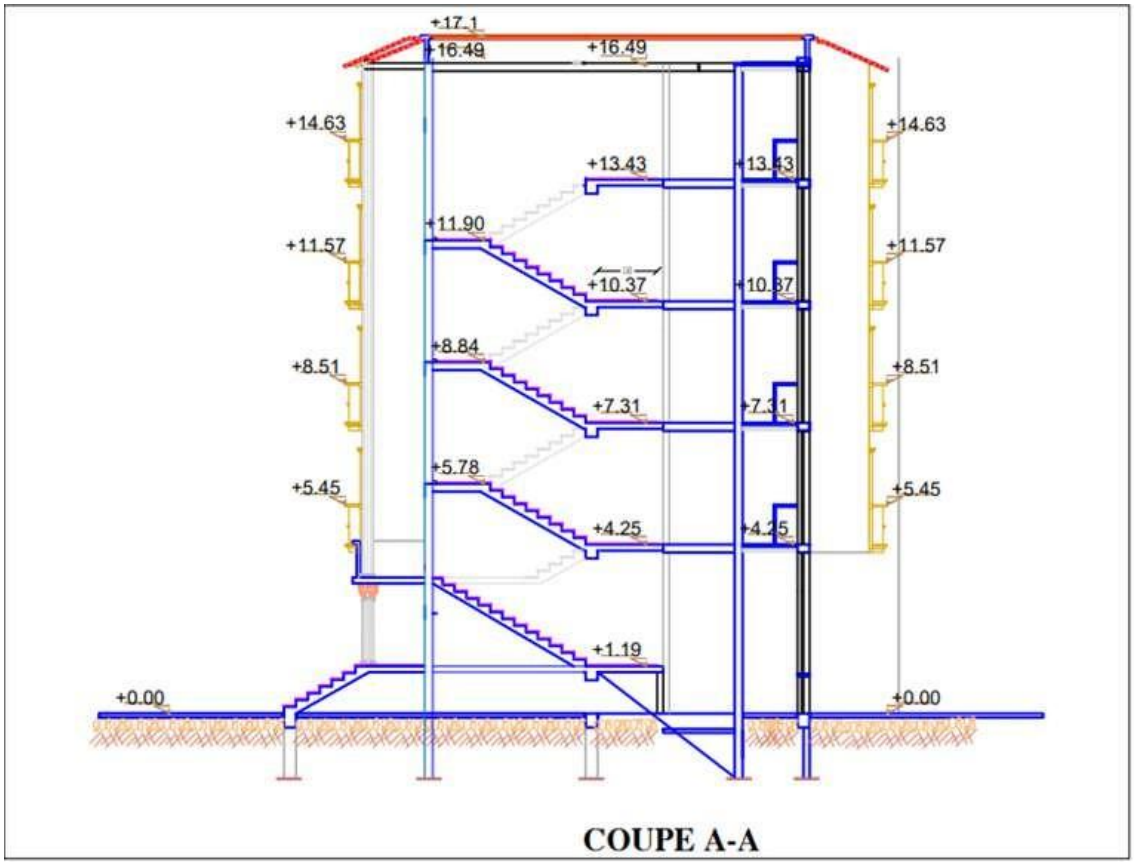
## Annexe



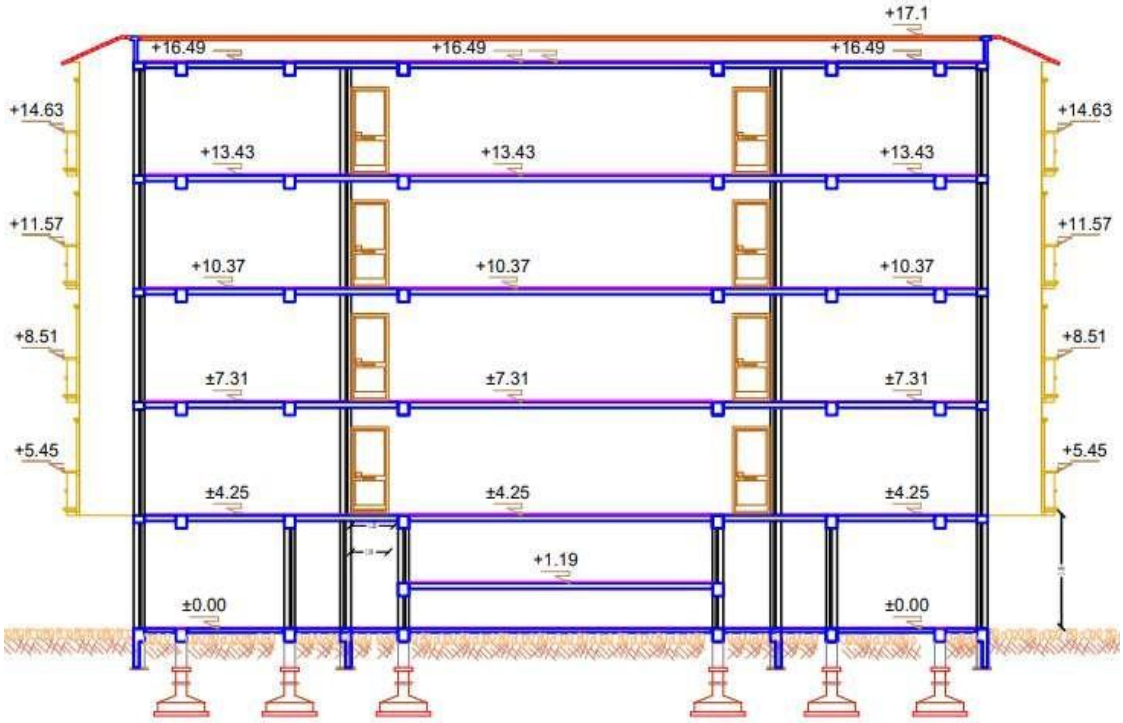

PLAN COFFRAGE DU RDC



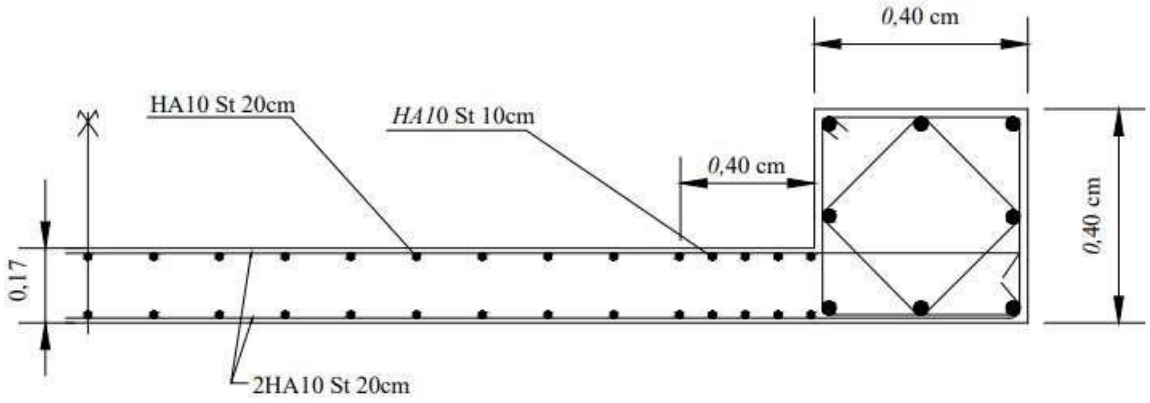

**PLAN D'ETAGE COURANT**



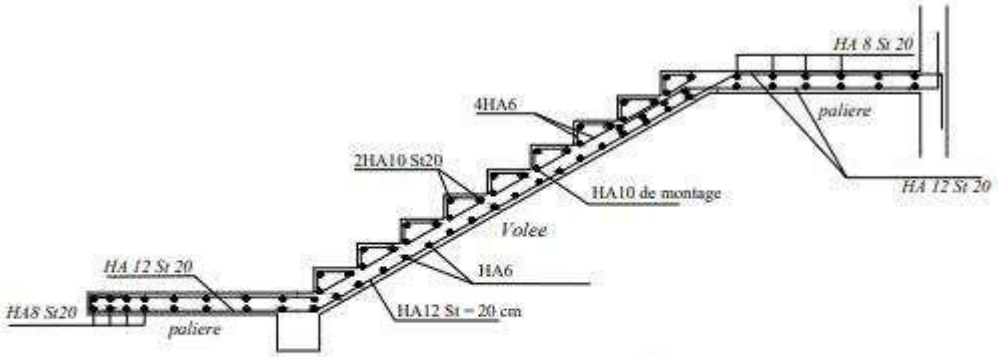

**COUPE A-A**



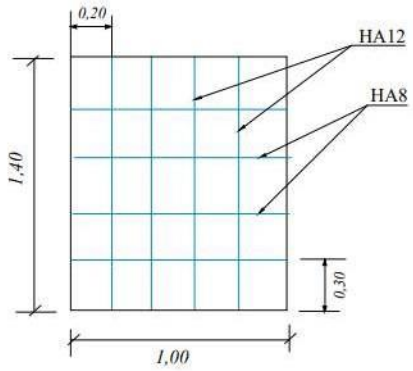

**COUPE B-B**



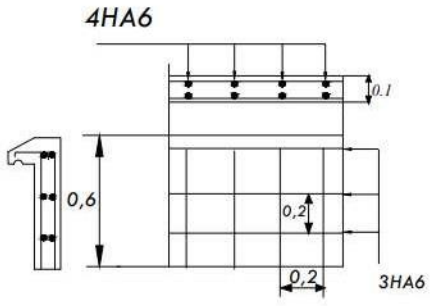

FERRAILLAGE LONGITUDINALE ( VOILE 1)




Plan ferraiilage d'escalier




disposition constructive des armatures des dalles pleines des balcons.




*ferraillage de l'acrotere*