

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة محمد البشير الإبراهيمي - برج بوعريريج  
Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département : Genie Civil

## MÉMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

En : Genie Civil

Spécialité Structures

Par : Chaib Dekene Abdelwahab

## Sujet

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'ABITATION

M/ AIDA Mazoz

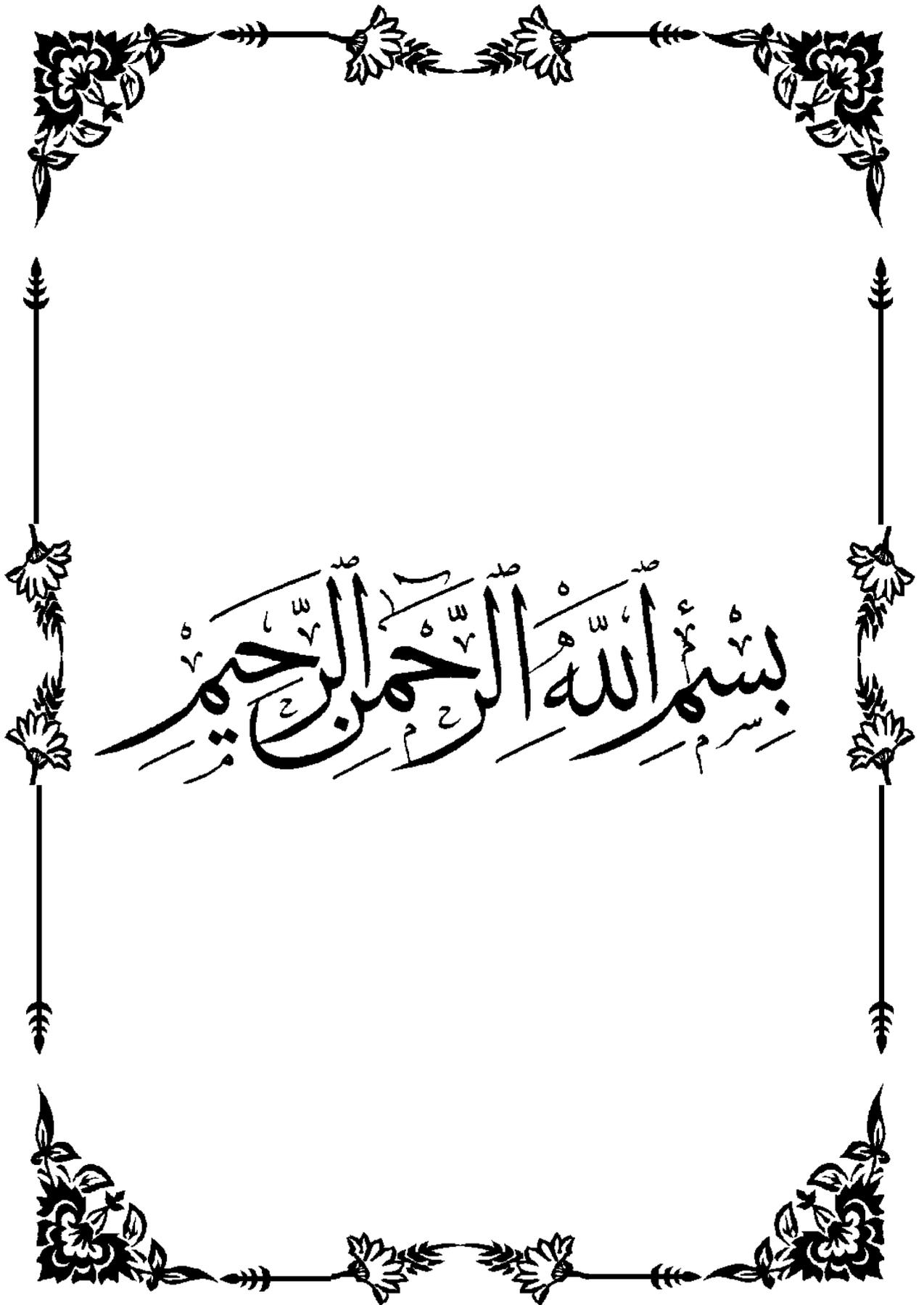
Univ-BBA

Encadrant

### JURY PAR:

Profesur :

Loumachi lazehar      Président  
Logzit nacer              Examineur



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# *Remerciements*

*Avant tous, nous remercions Allah le tout puissant pour nous avoir donne  
la force et la patience pour mener à terminer ce travail.*

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur  
md Mazouz Aida, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide  
scientifique et qui par son expérience et sa compétence*

*Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et leur  
patience avec nous surtout dans ces circonstances difficiles,*

*Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de  
département génie civil pour leurs rôles importants dans notre formation.*

*En particulier les membres de jury qui ont accepté à juger notre travail.*

*En fin, tous nos amis qui ont contribuent de près ou de loin pour  
achever ce modeste travail.*

*Je m'incline devant dieu tout-puissant qui a ouvert la porte de la  
connaissance et M'a aidé à la franchir.*

# *Dédicaces*

*Je tiens à dédier ce travail aux personnes les plus chères à  
mon cœur sans exceptionnelle ma mere  
Je souhaite que ce travail soit à la hauteur de tout ce qu'ils  
ont pu faire pour moi*

# *Résumé*

*Mémoire : étude d'un bâtiment (R+4 étages) a usage d'habitation*

*Le présent mémoire, étudie un bâtiment en R+4etages à usage d'habitation.*

*Il est*

*Implanté à la wilaya BBA. Cette région est classée en zone sismique II  
selon le RPA-99version 2003*

*Cet ouvrage est une structure (poteau-poutre et voile), et le pré  
dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au  
BAEL91 et RPA91/version2003*

*. L'étude dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul  
robot version 2019*

## أَطْرُوحَة

تدرس هذه الأطروحة دراسة مبنى (ط + 4 طوابق) للاستخدام السكني مبنى في الطابق الرابع + الأرضي للاستخدام السكني.

ينجز في ولاية برج بوعريريج. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها معرضة للزلازل وفقاً  
2003 RPA-99 لإصدار 2

هذا العمل عبارة عن هيكل (دعامة لاحقة وشراع) ، وتم إجراء دراسة مسبقة  
bael91 و rpa99 / version2003 للتعناصر الحاملة وفقاً لـ

تم إجراء الدراسة الديناميكية للهيكل بواسطة برنامج Robot version 2019

## Thesis

This thesis examines the study of a building (r + 4 floors) for residential use, a building on the fourth floor + ground floor for residential use.

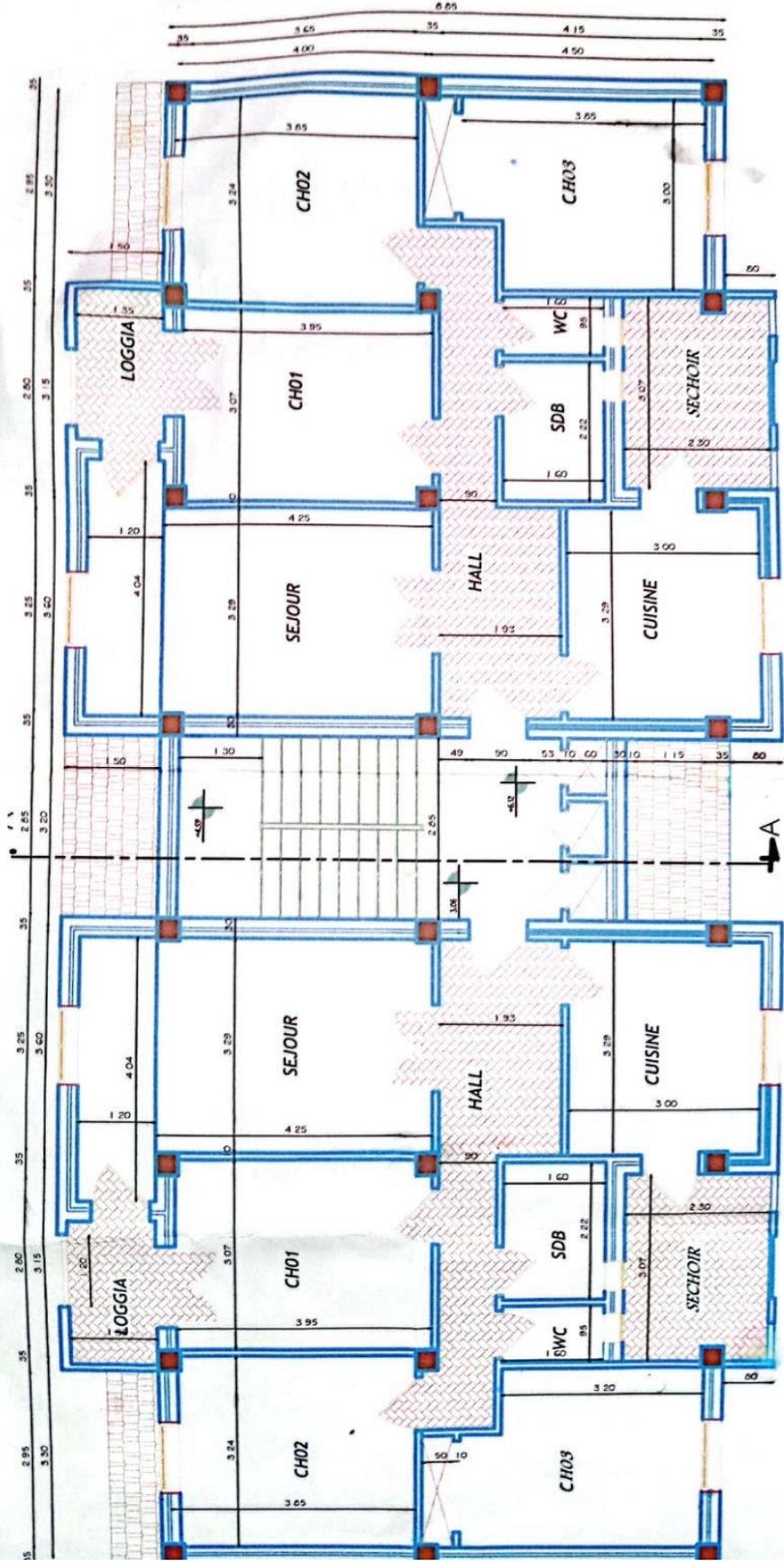
Founded in the state of Bordj Bou Arreridj. This area has been classified as Seismic Zone II according to RPA-99 2003 release

This work is a hull (post-brace and sail), and the pre-sizing of the load-bearing elements was done according to bael91 and rpa99/version2003

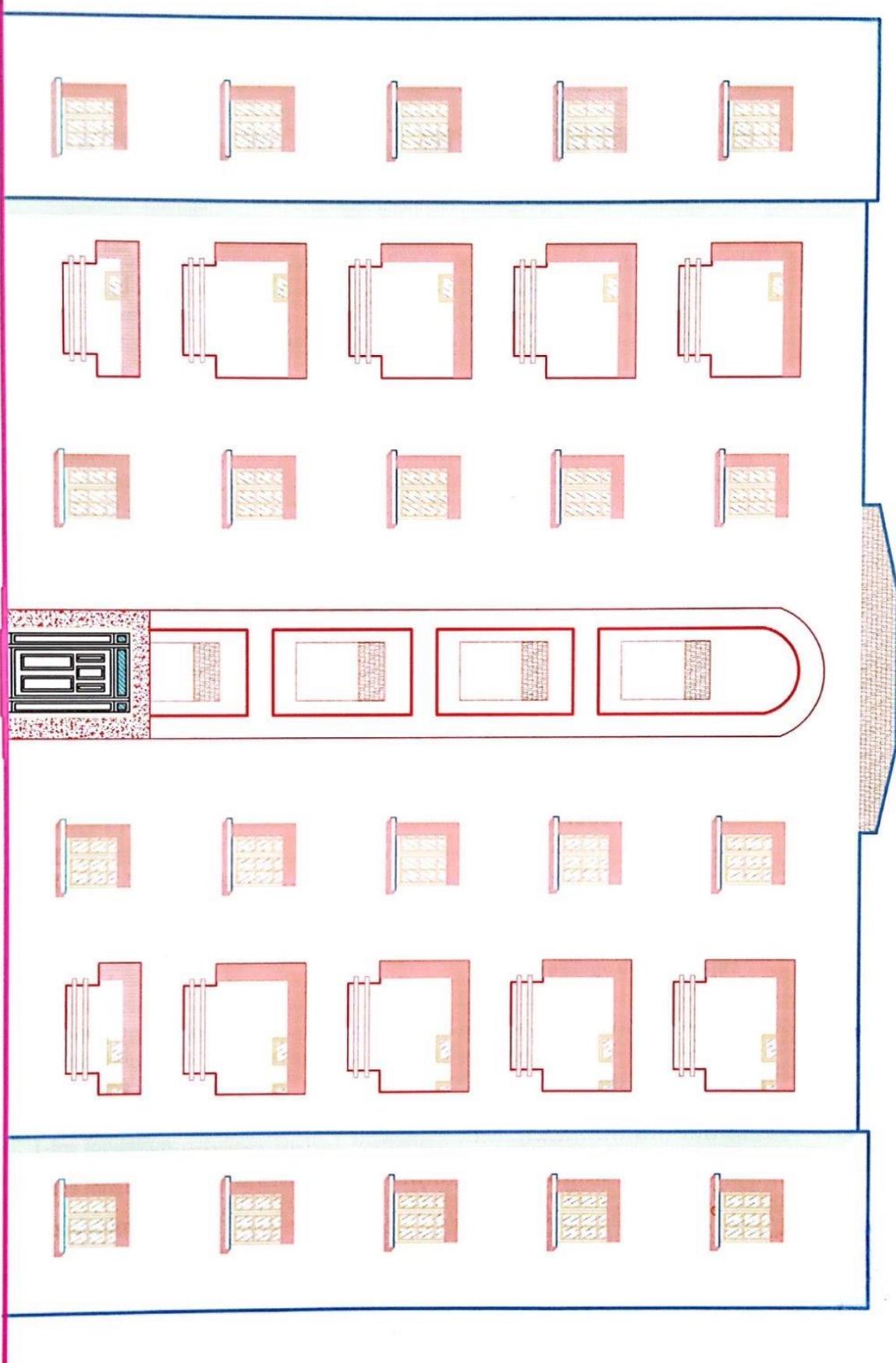
. The dynamic study of the structure was performed by a calculation program

Robot version 2019

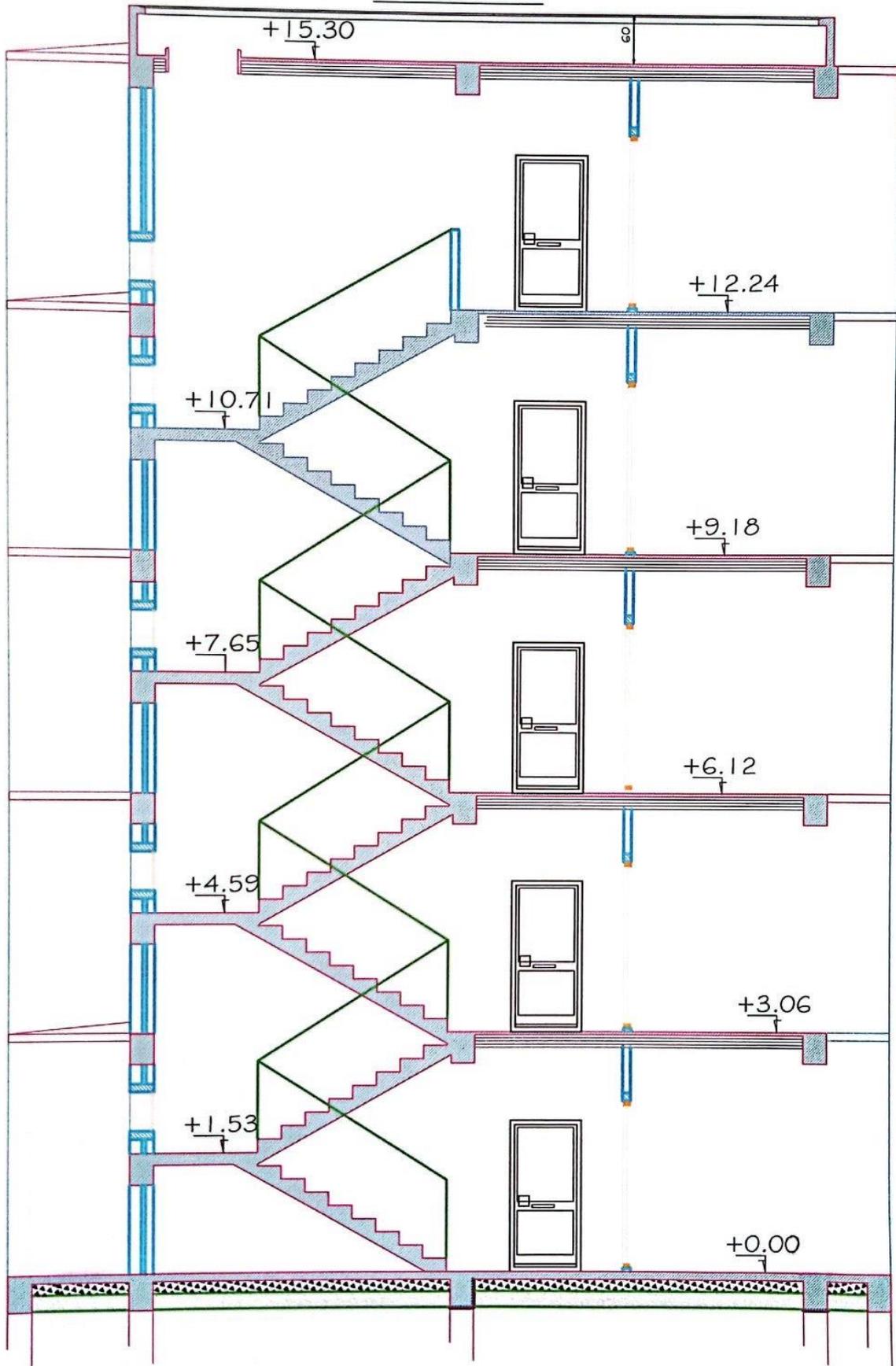
VUE EN PLAN (1,2,3,4EME ETAGE)



FACADE POSTERIEURE



# COUPE AA



# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	01
----------------------------	----

## **CHAPITRE I                    PRESENTATIONS DE L'OUVRAGE**

I.1	Description de l'ouvrage .....	05
I.2	Presentation de l'ouvrage .....	05
I.3	caractéristiques des matériaux.....	06
I.4	caractéristiques de fondations.....	08
I.5	Method de calcule.....	09

## **CHAPITRE II                PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS**

II.1	Introduction.....	11
II.2	Pré dimensionnement des éléments.....	11
II.2.1	les plancher.....	11
II.2.2	les nervures.....	12
II.2.3	les poutres.....	13
II.2.4	les poutres principales.....	13
II.2.5	les poutres secondaires.....	14
II.2.6	les poteaux.....	14
II.2.7	les escaliers.....	15
II.2.8	l'acrotère.....	16
II.2.9	les balcons.....	16
II.3	évaluation charge et surcharge.....	17
II.3.1	l'acrotère.....	17
II.3.2	les plancher.....	17
II.3.3	les plancher terrassent.....	17
II.3.4	les plancher courant.....	18
II.3.5	les escaliers.....	19
II.3.6	les balcons.....	20
II.4	disent des charges.....	22
II.4.1	hypothèse de calcule .....	22
II.4.2	combinaison d'action.....	22

## **CHAPITRE III              CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

III.1	l'acrotère.....	32
III.1.1	sollicitation de calcule.....	32

III.1.2	les balcons.....	35
III.1.3	les escaliers.....	41
<b>CHAPITRE IV</b>		<b>ETUDE SISMIQUE</b>
IV.1	Introduction.....	50
IV.1.2	méthode de calcule.....	50
IV.1.3	calcule la force sismique.....	52
<b>CHAPITREVI</b>		<b>ETUDE DES PLANCHER</b>
VI.1	étude des plancher.....	69
VI.1.1	charge et surcharge.....	71
VI.1.2	calcule ferrailage.....	71
<b>CHAPITREVII</b>		<b>ETUDE LES PORTIQUES</b>
VII	étude les portiques.....	85
VII.1	Introduction.....	86
VII.1.2	principe de la méthode.....	86
VII.1.3	expose la méthode.....	86
<b>CHAPITREVIII</b>		<b>ETUDE LES FONDATIONS</b>
VIII	étude les fondations .....	109
VIII.1	Définition.....	110
VIII.1.2	méthode de calcule.....	111
	Conclusion.....	119

# *Introduction Générale*

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de construction. Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public, la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans des domaines d'intervention : structures, hydraulique, transport et environnement. Les dommages dans les structures sont généralement causés par une mauvaise.

Conception. En effet, des études basées sur des modèles physiques et mathématiques sont menées pour limiter et mettre en œuvre une réglementation faible qui régit le domaine de la construction en exigeant des normes à suivre par le concepteur et pour que la sécurité soit assurée. Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas se contenter d'appliquer simplement les règlements, mais la compréhension des facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure. Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (CBA93, BAEL91, RPA99, V2003) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillement des éléments résistants de la structure. Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée en génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps. Dans le cadre de cette étude, le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+4) à usage d'habitation.

# *Structure de mémoire*

Pour réaliser ce but, notre travail est composé de 08 chapitres et introduction et Conclusion générale.

## **Chapitre 1** : Présentation ouvrage

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un bâtiment a usage d'habitation,

Composé d'un Rez de chaussée plus quatre étages (R+4), en béton armé composé de portiques et de voiles, implanté la wilaya BBA zone sismique II d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

## **Chapitre 2** : Pré-dimensionnement des éléments

Le pré dimensionnement a pour but le calcul préliminaire des différents éléments Résistants.

En respectant les prescriptions des RPA99/Version 2003, CBA93et du BAEL 91. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

## **Chapitre 3** : calculs des éléments secondaires

Ainsi l'escalier, l'acrotère les planchers et enfin le balcon sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure

## **Chapitre 4** : Etude sismique

On entame dans ce chapitre la conception et le calcul dynamique du bâtiment. Ce travail

Peut être effectué d'une façon simple et rationnelle en utilisant l'un des logiciels d'élément

Finis existants actuellement. Pour cela nous nous servons du logiciel ROBOOT version 2019.

**Chapitre 5** : étude des planchers très important dans la structure ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique

**Chapitre 6** : Etude des portiques et ferrailages Le Principe consiste à choisir des nouds et déterminer les moments à gauche à droite en haut et en bas ; en tenant compte des charges des travées encadrant le noud et de la résistance offerte par le tronçon inférieur et supérieur qui aboutissent à ce noud

Le ferrailage se sera conformément aux règles des BAEL 91 à partir des combinaisons de sollicitation des charges verticales étant données se que l'effort normal dans les poutres négligeables. Alors les pouters seront calculées en flexion

**Chapitre 7** : Etude des fondations L'étude des fondations d'une construction comparse étude de sol confiée ou laboratoire et qui permet de connaître toutes les caractéristiques physico chimiques et mécaniques de sol sa natures ses possibilités de chargement ainsi que son épaisseur qui doit entre suffisant pour pares à léffet poinçonnement quant à la stabilité elle permet de choisir le type de fondation qui convit (semelle isolées, semelle filante on général, voie puis ou pieux)

# **Chapitre I**

## **Présentations de**

### **L ouvrage**

**I.1 Description de l'ouvrage :**

Notre projet consiste en l'étude d'un. Bâtiment à usage d'habitation avec un rez de chauffer.

Le site d'implantation de ce bâtiment se trouve à centre ville de la wilaya B.B.A région de moyenne sismicité (zone II) selon le règlement parasismique algérien.

**I.2 Présentation de l'ouvrage :**

Ce bâtiment est composé d'un rez de chaussé + quatre étages courant (R+4) une hauteur de 15.90 m y compris l'acrotère

<b>Caractéristique géométrique du bâtiment</b>	<b>Dimension (m)</b>
-hauteur totale de bâtiment	15.30
-hauteur totale plus l'acrotère	15.90
-hauteur de R.D.C	03.06
-hauteur d'étage	03.06
-longueur totale	23.65
-largeur totale	11.20

Les planchers sont de type corps creux constitués d'un hourdis de 4cm, d'épaisseur sur des entre vous de béton de 16 cm, reposent sur des poutres, afin de réaliser une économie considérable ainsi qu'une isolation et minimisation du poids propre

**Les murs de remplissage sont :**

Les murs extérieurs : sont constitués d'une paroi double en parpaing creux de 15 cm pour la paroi externe et 10 cm pour la paroi interne. Les deux parois étant séparées par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs : sont constitués en brique creux de 10 cm d'épaisseur.

**\* Revêtement:**

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds

- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- Céramique dans le sable d'eau

**I.3 caractéristiques des matériaux**

**a) le matériau béton :**

Le béton utilisé pour la réalisation de cet ouvrage est un béton courant constitué d'un mélange de ciment portland artificiel d'eau et de granulats (sable et gravier).

La composition moyenne pour 1m<sup>3</sup> de béton est la suivante :

**b) Le dosage :**

- ciment (CEMI42.5) : 350 kg
- Gravier (5 -25) : 1400 kg
- sable (0-5) : 550 kg
- eau de gâchage : 200 L

\* La densité de béton armé est égale = 2500kg/m<sup>3</sup>

\* La Résistance Caractéristique en Compression à 28 jours d'âge prise égale à 25Mpa

\*La Résistance à la traction  $f_{t28} = 0.6+0.06 \times f_{c28} = 0.6+0.06 \times 25$  et  $f_{t28} = 2.1$  Mpa

Le module ou coefficient de poisson est pris égale à :

$\nu = 0.2$  pour le calcul des déformations

$\nu = 0$  pour le calcul de sollicitations

-Le module de déformation longitudinale instantané est égal :

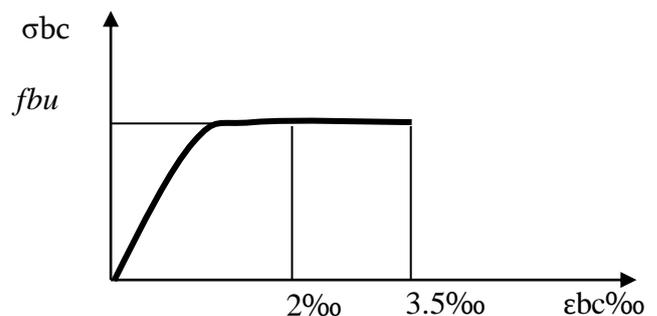
$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{ij} = 29858 \text{ Mpa}$$

-Le module de déformation est longue durée longitudinale différée

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10043 \text{ Mpa}$$

-Le diagramme contrainte déformation utilisé est de type conventionnels dit parabole rectangle. Il est schématisé comme suit :

**Diagramme contrainte –déformation :**



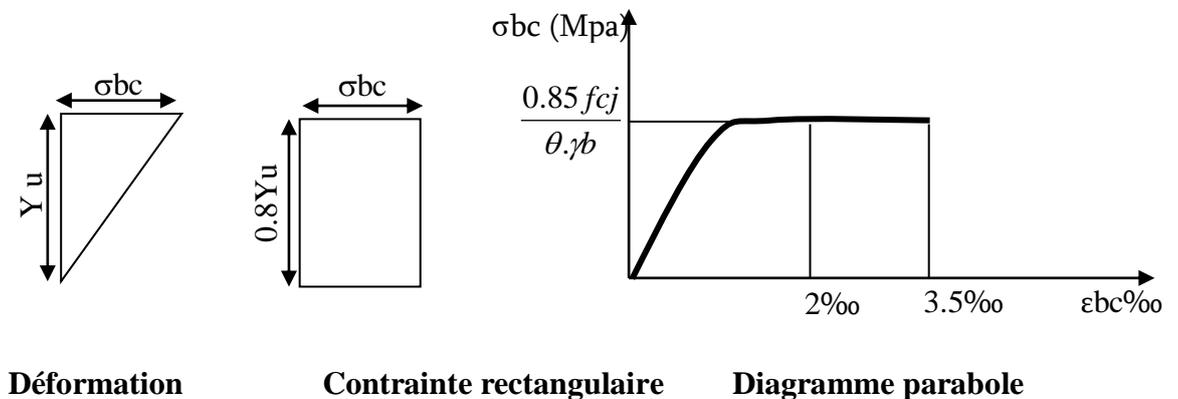
Fbu désigne la contraint de calcul elle est donnée la relation suivant :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ (à E.L.U. et à } 0.6f_{c28} \text{ à E.L.S) ou } \theta = 1 \text{ (cas courant) et } \gamma_b = 1.5$$

(Combinaisons fondamentales) ou  $\sigma_{bc} = \left\{ \begin{aligned} &0.85 \frac{20}{1 \cdot 1.5} = 11.33 \text{ Mpa (E.L.U)} \end{aligned} \right.$

$$\sigma_{bc} = \{ 0.6 \cdot 20 = 12 \text{ Mpa (E.L.S)} \}$$

Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée, le diagramme 'contraint déformation' utilisé est de type (rectangle) comme schématisé ci – après ou désigne la distance entre et fibre la plus comprimée :



Ou ya désigne la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée, de sont que sur une distance égale à 0.2Y<sub>u</sub> à partir de l'axe neutre, la contraint est nulle sur la distance 0.8Y<sub>u</sub> restante la contrainte de compression est égal à :  $\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$

**c) le matériau acier :**

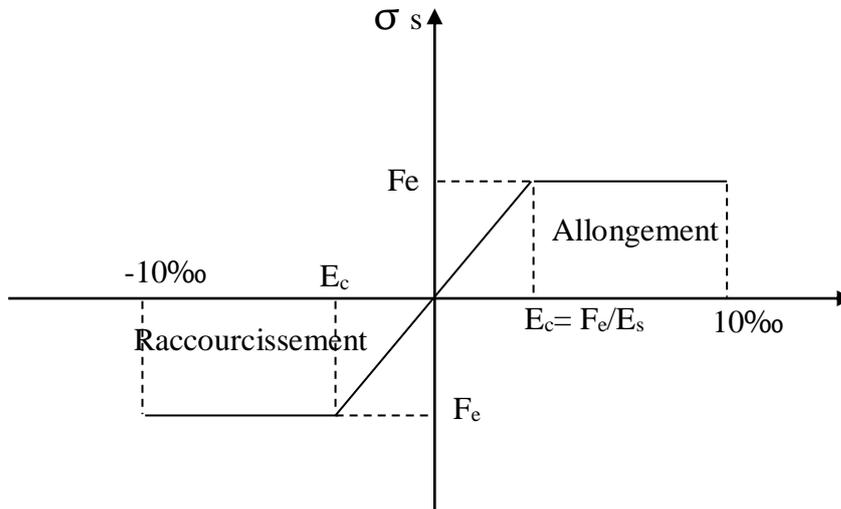
Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont comme suit :

- ronde lisse (RL) de nuance FeE 235 pour les armatures transversales.
- haute adhérence (HA) de nuance FeE 400 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (T S)

La Contrainte de ce calcule  $\bar{\sigma}_s$  à E.L.U est égale :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{1.15} \left\{ \begin{aligned} &\frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{acier.haute.adhérence} \\ &\frac{235}{1.15} = 204 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{acier.lisse} \end{aligned} \right.$$

Le diagramme contrainte déformation utilisé est schématisé comme suit :



**Diagramme contrainte déformation**

$F_e$  : désigne la limite élastique

$E_1$  : l'allongement limite =  $\frac{f_e}{\delta_s E_s}$

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité = 1.15

- La Contrainte de ce calcul à E.L.S est égale à :(fissuration préjudiciable)

$\bar{\sigma}_s = \min \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}$  Avec  $n = \{ 1.6 \text{ (acier HA)} ; 1 \text{ (acier RL)} \}$

D'où  $\bar{\sigma}_s = \{ 187 \text{Mpa (acier HA)} ; 148 \text{Mpa (acier RL)} \}$

Le module d'élasticité longitudinale est égal à  $E_s = 2 \times 10^5 \text{Mpa}$

**I.4 Caractéristiques du sol de fondation :**

Suite à l'étude effectuée par la boratoire le BET - AL- ARDH sur le terrain retenu pour souli d'assiette à notre projet nous retenons que le sol peut accepter une portance de  $Q = 1.5 \text{ bars}$  à une profondeur de 1.40 m.

Nous proposons donc des semelles superficielles carrées ou rectangulaires ;

Ancrées à 1.40 m à partir de la surface du sol, le quel aura des taux de travail de 1.5 bars, l'analyse chimique a montré que le sol a un caractère agressif dû à un taux de sulfates élevé, l'utilisation d'un ciment résistance aux sulfates

(Ciment HTS) lors de la réalisation de l'infrastructure s'impose.

**I.5 Méthode de calcul :**

Les calculs sont effectués uniquement sous les charges verticales (permanents et sur charges d'exploitation). Les calculs sont conformes aux codes et règlement de calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie, Le code du béton armé algérien (C.B. A93) (ou homologues BAEL 91), pour les dimensionnements des pièces aux états limite ultimes et de service,

Le document technique (D.T.R - C.22) pour la détermination des charges permanents et les sur charges d'exploitation.

Le règlement parasismique algérien (RPA99) pour la justification des dispositions constructives (dimensionnement) des pièces et leur ferrailage.

# **Chapitre II**

## **Pré dimensionnement**

### **Des éléments**

**II.1 Introduction:**

Cette opération est faite à partir des conditions de résistance et réglementaire pour élément de béton armé.

**II.2: Pré dimensionnement des elements secondaires**

**II.2.1 Les planchers:**

Tous les planchers sont en corps creux et ils sont composés d'une table de compression en béton armé à corps creux (hourdis) et des poutrelles (nervures)

Disposés dans la petite portée.

Epaisseurs de CAS plancher est déterminée en respectant les deux conditions

$$\frac{ht}{ln} \geq \frac{L}{22.5} \Rightarrow ht \geq \frac{ln}{22.5}$$

Ht: la hauteur total du plancher à corps creux avec  $Lx = 3.60m$

( $Lx$ : Plus grande dimension entre mis des nervures).

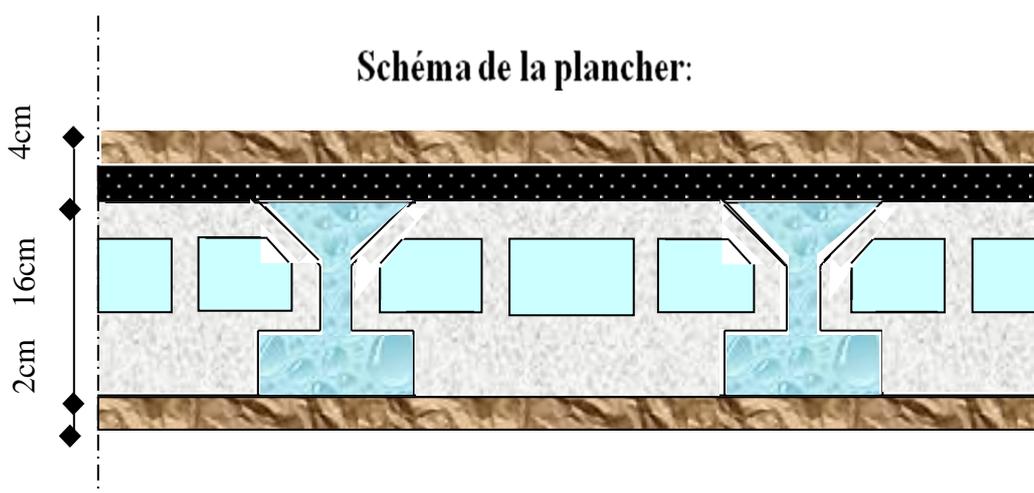
$$HT \geq \frac{360}{22.5} = 16cm00$$

$$HT \geq \left( \frac{Mt}{15.M_0} \right).Lx \quad \text{Avec: } Mt = 0.75 M_0 \text{ (moment isostatique maximale).}$$

$$HT \geq \frac{lx}{15} \times \frac{0.75M}{M} = 118cm$$

On prend:.....ht = 20cm

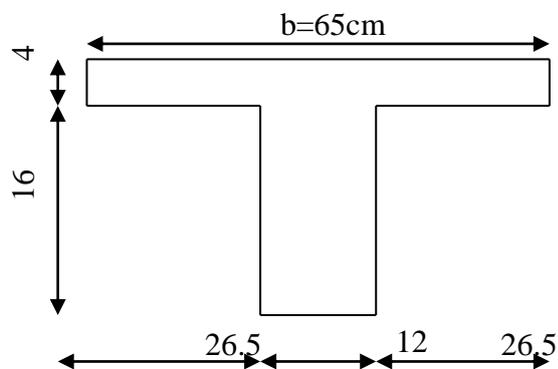
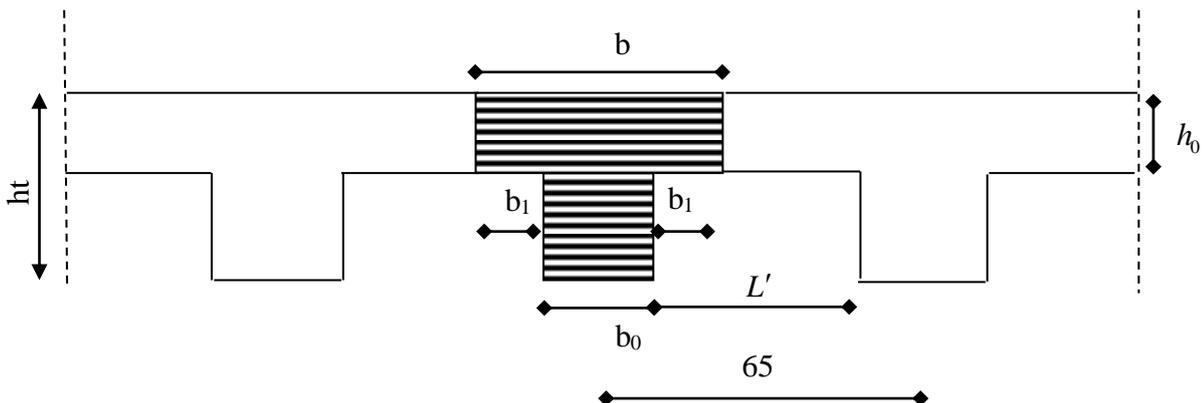
A partir des deux inégalités précédents on opte pour ht = 20cm soi des planchers à corps creux de type (16+4) cm



II.2.2 les nervures:

La section transversale des nervures assimilée à une section en T qui à les caractéristique géométriques suivants:

- la largeur de la table de compression est égale à  $b = b_0 + 2b_1$
- la largeur de la nervure  $0.2 \cdot d \leq b_0 \leq 0.4 \cdot d$
- $d = 0.9HT$  donc  $d = 0.9 \cdot 20 = 18cm$  donc  $0.2 \cdot 18 \leq b_0 \leq 0.4 \cdot 18$ ,  $3.6 \leq b_0 \leq 7.2$
- en prend  $b_0 = 12cm$  (pour des raisons contractives)
- $b_0 = \min(\frac{l'}{2}, \frac{lx}{10})$  avec  $L' = 65 - b_0 = 65 - 12 = 53cm$
- $b_0 = \min(\frac{53}{2}, \frac{325}{10}) = 26.5cm$



**II.2.3 Les poutres:**

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} R.P.A99$$

B: Largeur de la poutre

H: Hauteur utile de la poutre

ET d'après les formules des conditions des flèches doivent vérifies les conditions suivants:

$$h \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{16} \text{ à } \frac{L}{10} .\text{pour les poutres sur appuis simples} \\ \frac{L}{18} \text{ à } \frac{L}{14} .\text{pour les poutres continues."travée.int ermédiaire"} \\ \frac{L}{16} \text{ à } \frac{L}{12} .\text{pour les potres continues."travée.de rive"} \end{array} \right.$$

b = 0.3d à 0.6d pour une section rectangulaire

b = 0.2d pour une section on **T**

Ou L désigné la portée de la poutre et d = 0.9h

**II.2.4 Les poutres principales:**

L = 415cm = 4.15 m

$$\left. \begin{array}{l} h = \frac{415}{18} \text{ à } \frac{415}{14} \Rightarrow h = 23.05cm \text{ à } 29.64cm \\ h = \frac{415}{16} \text{ à } \frac{415}{10} \Rightarrow h = 25.93cm \text{ à } 41.50cm \\ h = \frac{415}{16} \text{ à } \frac{415}{12} \Rightarrow h = 25.93cm \text{ à } 34.58cm \end{array} \right\} \text{donc : } h = 41.5cm$$

h = 40cm et d = 0.9 × 40 = 36cm

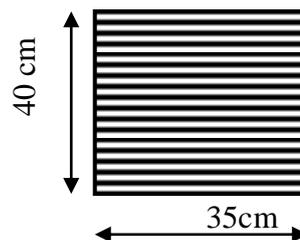
b = 0.3 × 36 = 10.8cm à 0.6 × 36 = 21.6cm

Donc:.....b = 30cm

**Vérification:**

h = 40cm > 30cm ..... (ok)

b = 35cm > 20cm ..... (ok)



$H/b = 1.14 < 4 \dots\dots\dots (ok)$

**II.2.5 Les poutres secondaires:**

$L = 325cm = 3.25m$

$$\left. \begin{aligned} h &= \frac{325}{18} \text{ à } \frac{325}{14} \Rightarrow h = 18.05cm \text{ à } 23.21cm \\ h &= \frac{325}{16} \text{ à } \frac{325}{10} \Rightarrow h = 20.30cm \text{ à } 32.5cm \\ h &= \frac{325}{16} \text{ à } \frac{325}{12} \Rightarrow h = 20.30cm \text{ à } 27.08cm \end{aligned} \right\} \text{ donc : } h = 35cm$$

$h = 35cm$  et  $d = 0.9 \times 35 = 31.5cm$

$b = 0.3 \times 31.5 = 9.45cm$  à  $0.6 \times 31.5 = 18.9cm$

Donc:..... $b = 30cm$

**Vérification:**

$h = 35cm > 30cm \dots\dots\dots(ok)$

$b = 30cm > 20cm \dots\dots\dots (ok)$

$h/b = 1.5 < 4 \dots\dots\dots (ok)$

**II.2.6 Les poteaux:**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (R.P.A99):

$\text{Min} (b_1 ; h_1) \geq 25cm$  en Zone II a

$\text{In} (b_1 ; h_1) \geq h_e/20cm$  avec:  $1/4 < b_1/h_1 < 4$

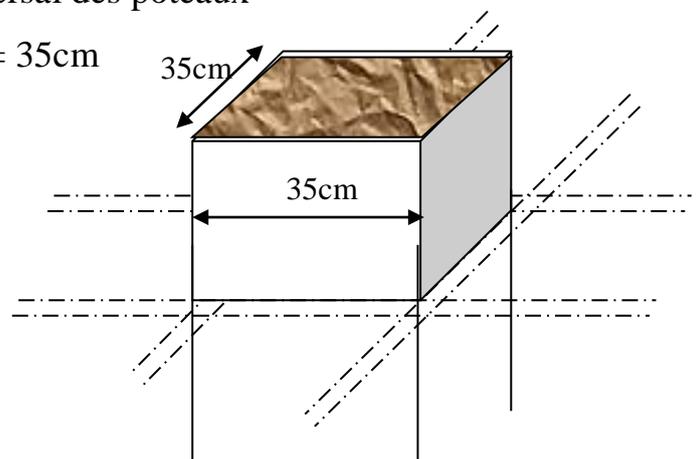
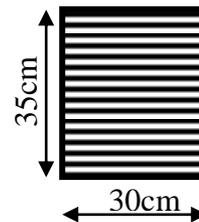
$b_1 ; h_1$  désigné les dimensions de la section transversal des poteaux

$h_e$ : hauteur de l'étage en prend :  $b_1 = 35cm$  et  $h_1 = 35cm$

$\text{min}( 35,35) > 25cm \dots\dots\dots(ok)$

$\text{min}( 35,35) \geq \frac{2.71}{20} = 13.55 \dots\dots\dots(ok)$

$\frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} \leq 4 \dots\dots\dots(ok)$



**II.2.7 Les escaliers:**

Les escaliers sont coulés sur place, Ils sont constitués d'une paillasse appuyée sur les poutres des planchers et le palier intermédiaire appuyée sur la poutre palier située à mi hauteur d'étage des sections transversal à celle des poutres qui lui sont parallèles.

Les marches d'appuient sur la paillasse leur longue **g** appelée giron est la paillasse de Blondel pour celle de la hauteur de la contre Marche à **h** donnée

Ainsi, pour **h = 17cm** (cette valeur proposée par l'architecte).

$$\text{La valeur de } g \text{ est telle que } = \begin{cases} 59cm \leq g + 2h \leq 66cm \\ 2h + g = 64cm \\ D'ou \dots g = 30cm \end{cases}$$

Donc **h = 17cm** et **g = 30cm**

$$59 < 30 + 1 \times 17 < 66cm \Rightarrow 59 \leq 64cm \leq 66cm \dots \dots \dots \text{(ok)}$$

L'épaisseur « ep » de la paillasse doit vérifier la condition suivent:

$$\frac{Lp}{30} \leq ep \leq \frac{Lp}{20}$$

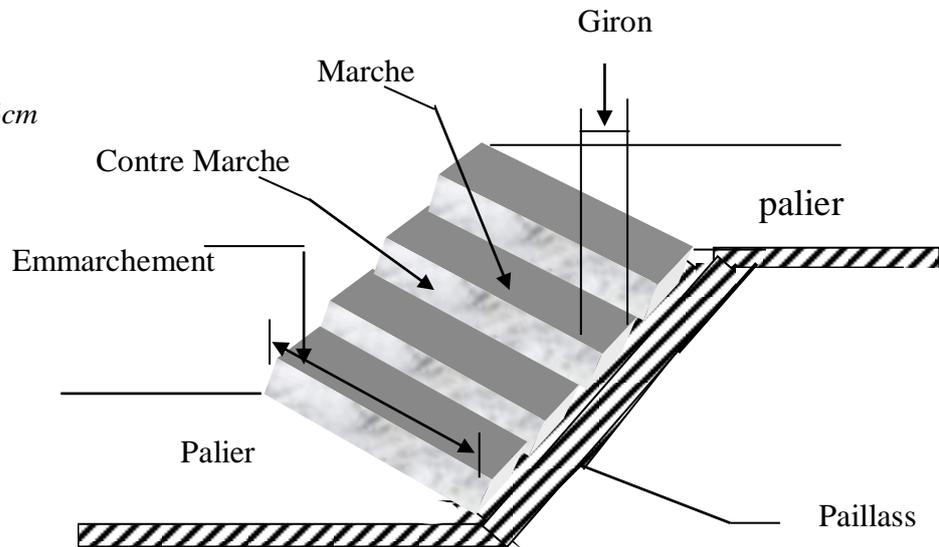
Pour étage courant et RDC:

$$Lp = \sqrt{2.70^2 + 1.53^2} = 3.10m$$

$$\frac{310}{30} \leq ep \leq \frac{310}{20}$$

$$10.33 \leq ep \leq 15.5cm$$

On..prand.....15cm

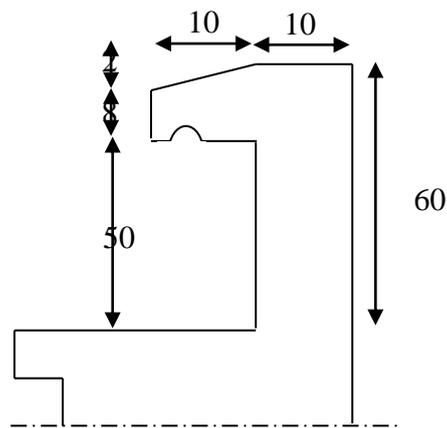


**II.2.8 l'acrotère:**

L'acrotère est une construction complémentaire du plancher

Terrasse destinée essentiellement à protéger les personnes contre la

Chute, les dimensions l'acrotère est donné sur la figure ci contre



**II.2.9 Les balcons**

L'épaisseur du balcon doit satisfaire l'inégalité suivante:

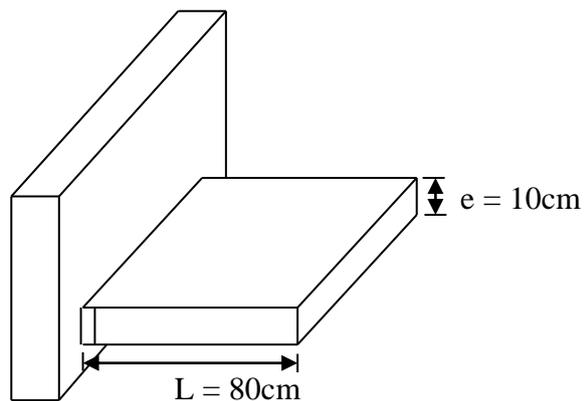
$$E = l/10$$

Avec L: partie du balcon

$$L = 80\text{cm}$$

$$E = 80/10, e = 8\text{cm}$$

On prend  $e = 10\text{cm}$



II.3 evaluation des charges et surcharges

III.3.1- L'acrotère

a) charges permanentes :

\* Poids propre :

$$P_p = S \times y \times 1$$

$$G_1 = [(0.6 \times 0.1 + 0.08 \times 0.1) + (0.02 \times 0.1) / 2] \times 250$$

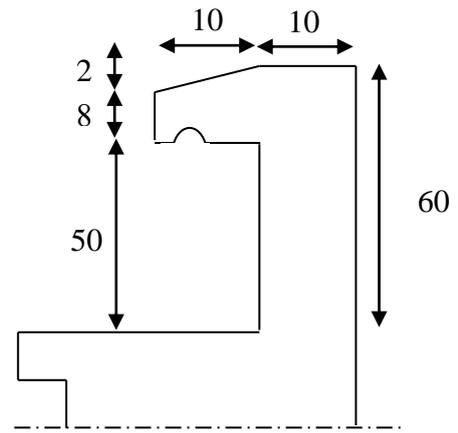
$$G_1 = 172.5 \text{ kg/m}^2$$

\* Enduit de ciment (1.5cm d'épaisseur)

$$G_2 = [(0.6 + 0.1 + 0.102 + 0.08 + 0.5) \times 0.015] \times 2000$$

$$G_2 = 41.46 \text{ kg/m}^2 \text{ Soit : } GT = G_1 + G_2 = 172.5 + 41.46 = 213.96 \text{ kg/m}^2$$

b) Charges d'exploitation : Q=100kg/m<sup>2</sup>



II.3.2 Les planchers

II.3.3 Plancher terrasse :

a) charge permanente G

- Protection étanchéité gravillon..... 0.05×2000 = 100 kg/m<sup>2</sup>
- Etanchéité multicouche .....0.02×600 = 12 kg/m<sup>2</sup>
- Couche d'isolation en liège .....0.04×400 = 16 kg/m<sup>2</sup>
- Forme de pente 1% .....0.08×2000 = 160 kg/m<sup>2</sup>
- Plancher corps creux (16+4) ..... = 265 kg/m<sup>2</sup>
- Enduit de plâtre .....0.02×1300 = 26 kg/m<sup>2</sup>

$$\Sigma G = 579 \text{ kg/m}^2$$

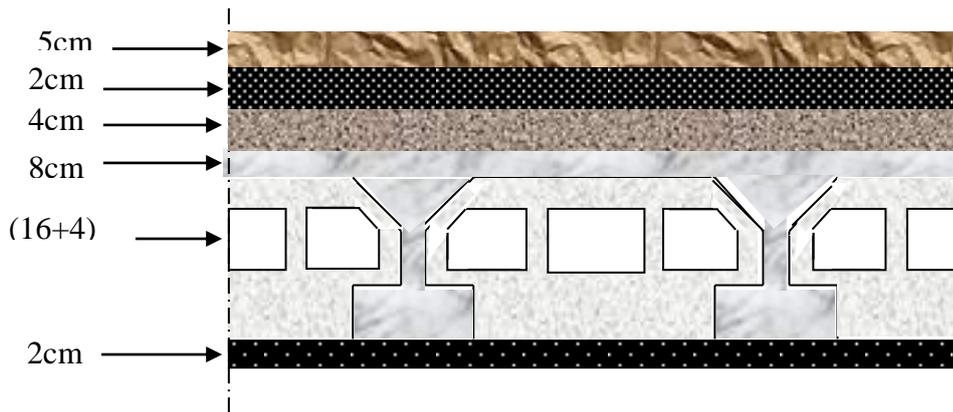
b) Surcharge d'exploitation Q :

Pour les charges d'exploitations on a :

$$Q_2 = 55 \text{ Kg/m}^2 \text{ pour Zone II charge de neige}$$

$$Q_1 = 100 \text{ kg/m}^2 \text{ pour terrasse inaccessible.}$$

$$Q = \max (Q_1, Q_2) = 100 \text{ kg/m}$$



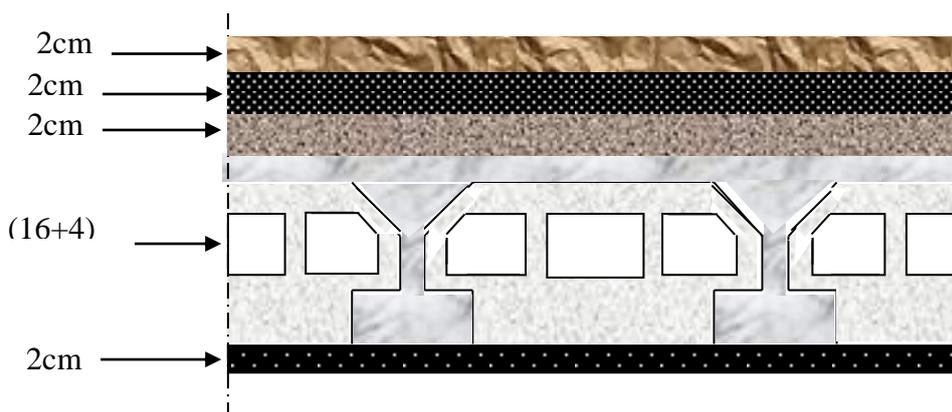
**II.3.4 Plancher courante :**

**a) Charge permanente G :**

- Carrelage .....0.02×2200 = 44 kg/m<sup>2</sup>
- Mortier de pose .....0.02×2000 = 40 kg/m<sup>2</sup>
- Lit de sable .....0.02×1800 = 36 kg/m<sup>2</sup>
- Plancher de corps creux (16+4) ..... = 265 kg/m<sup>2</sup>
- Enduit de plâtre .....0.02×1300 = 26 kg/m<sup>2</sup>
- Cloison légers.....= 78 kg/m<sup>2</sup>

$$\Sigma G = 489\text{kg/m}^2$$

**b) Charge d’exploitation Q : Q = 150 kg/m<sup>2</sup>**



**II.3.5 Les escaliers :**

**a) palier :** (étage de RDC et courant)

**\*Charge permanentes G :**

-carrelage	(2cm) .....	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
-Mortier de pose	(2cm).....	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
-Dalle pleine en béton armé (15cm).....		$0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$
-Enduit de ciment	(1.5cm).....	$0.015 \times 2000 = 30 \text{ kg/m}^2$
		<b><math>\Sigma G = 489 \text{ kg/m}^2</math></b>

**\* Charge d'exploitation Q : Q = 250kg/m<sup>2</sup>**

**b) Paillasse :**

Etage du RDC et étage courant

**Charge permanentes G :\***

-Carrelage	(2cm).....	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
-Mortier de pose	(2cm).....	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
-Paillasse en béton armé	(15 cm).....	$0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$
-Enduit de ciment	(1.5cm).....	$0.015 \times 2000 = 30 \text{ kg/m}^2$
-Poids de marche	.....	$0.17 \times 2200 / 2 = 187 \text{ kg/m}^2$
-Garde corps métallique	.....	$= 40 \text{ kg/m}^2$
		<b><math>\Sigma G = 716 \text{ kg/m}^2</math></b>

**\*Charge d'exploitation Q : Q = 250kg/m<sup>2</sup>**

**c) Loggia :**

Les Loggia est la suite des planchers courants de (16+4) les charges aux quelles ils sont soumis sont :

**Charge permanente G : \***

-Carrelage	(2cm).....	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
-Mortier de pose	(2cm).....	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$

-Dalle pleine (15cm).....  $0.15 \times 2500 = 375 \text{kg/m}^2$

-Enduit de ciment (1.5cm)..... $0.015 \times 2000 = 30 \text{kg/m}^2$

$$\Sigma G = 489 \text{kg/m}^2$$

**\*Charge permanente Q :**  $Q = 350 \text{kg/m}^2$

**II.3.6 Les balcons :**

Le balcon est une console courant, elle travaille en flexion simple, Pour le calcul, on prend une bande d'un mètre de longueur (1 m)

**a) Balcon Terrasse (non accessible) :**

**\* Charge permanente G :**

-Protection gravillon (5cm).....  $0.05 \times 2000 = 100 \text{ kg/m}^2$

-Protection étanchéité multicouche (2cm)..... $0.02 \times 600 = 12 \text{ kg/m}^2$

-Couche d'isolation en liège (4cm)..... $0.04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$

-Forme de pente 1% (8cm)..... $0.08 \times 2000 = 160 \text{kg/m}^2$

-Dalle pleine (12cm)..... $0.12 \times 2500 = 300 \text{kg/m}^2$

-Enduit de ciment (1.5cm)..... $0.015 \times 1300 = 30 \text{ kg/m}^2$

$$\Sigma G = 618 \text{kg/m}^2$$

**Charge d'exploitation Q :**  $Q = 100 \text{kg/m}^2$ \*

**b) Balcon étage (accessible) :**

**\*Charge permanente G :**

-Carrelage (2cm)..... $0.02 \times 2200 = 44 \text{kg/m}^2$

-Mortier de pose (2cm)..... $0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$

-Lit de sable (2cm).....  $0.02 \times 1800 = 36 \text{kg/m}^2$

-Dalle plein en béton armé (10 cm)..... $0.10 \times 2500 = 250 \text{kg/m}^2$

-Enduit de ciment (1.5cm)..... $0.015 \times 2000 = 30 \text{kg/m}^2$

$$\Sigma G = 400 \text{kg/m}^2$$

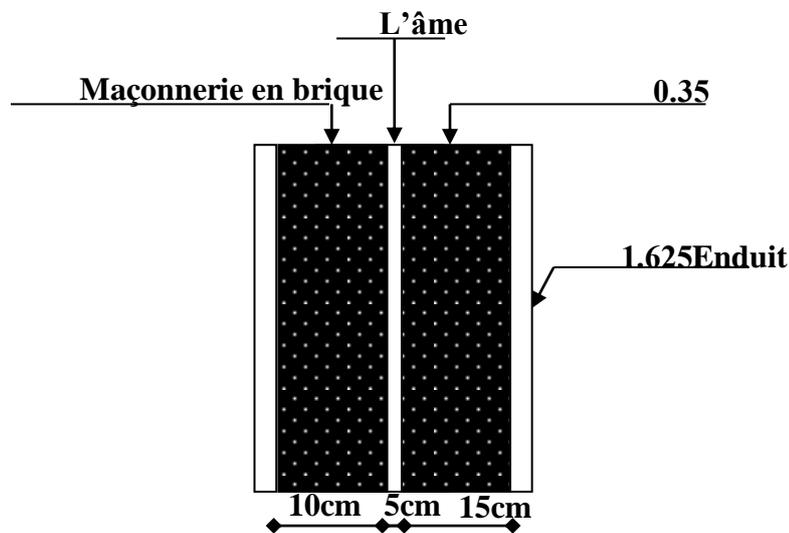
**Charge d'exploitation Q :**  $Q = 350 \text{kg/m}^2$ \*

III-2-2 Les murs :

a) Mur extérieur (15cm)

\*Charge permanente G :

- Maçonnerie en brique creuses (15cm)..... $0.15 \times 1400 = 210 \text{ kg/m}^2$
  - Maçonnerie en brique creuses (10cm).....  $0.10 \times 1400 = 140 \text{ kg/m}^2$
  - Enduit de ciment (1.5cm)..... $0.015 \times 1300 = 20 \text{ kg/m}^2$
  - Enduit de ciment (1.5cm).....  $0.015 \times 2000 = 30 \text{ kg/m}^2$
- $G = 400 \text{ kg/m}^2$



b) Mur intérieure (10 cm) :

\*Charges permanentes G :

- Maçonnerie en brique creux (10cm)..... $0.10 \times 1400 = 140 \text{ kg/m}^2$
  - Enduit de Plâtre (2cm..... $0.02 \times 1300 \times 2 = 52 \text{ kg/m}^2$
- $\Sigma G = 192 \text{ kg/m}^2$

**Récapitulatif :**

Elements		Les charges permanentes :(G) kg/m <sup>2</sup>	Les charges d'exploitation :(Q) kg/m <sup>2</sup>
Plancher terrasse		579.00	100
Plancher courant		489.00	150
Balcon	étage	400.00	350
	terrasse	618.00	100
Acrotère		213.96	100
Loggia		489	350
Maçonnerie	Mur intérieur	192.00	-
	Mur extérieur	400.00	-
Escalier	Paillasse	716.00	250
	Palier	489.00	250

**II.4 Descente des charges :**

La descente des charges permanente et les sur charges d'exploitation consisté

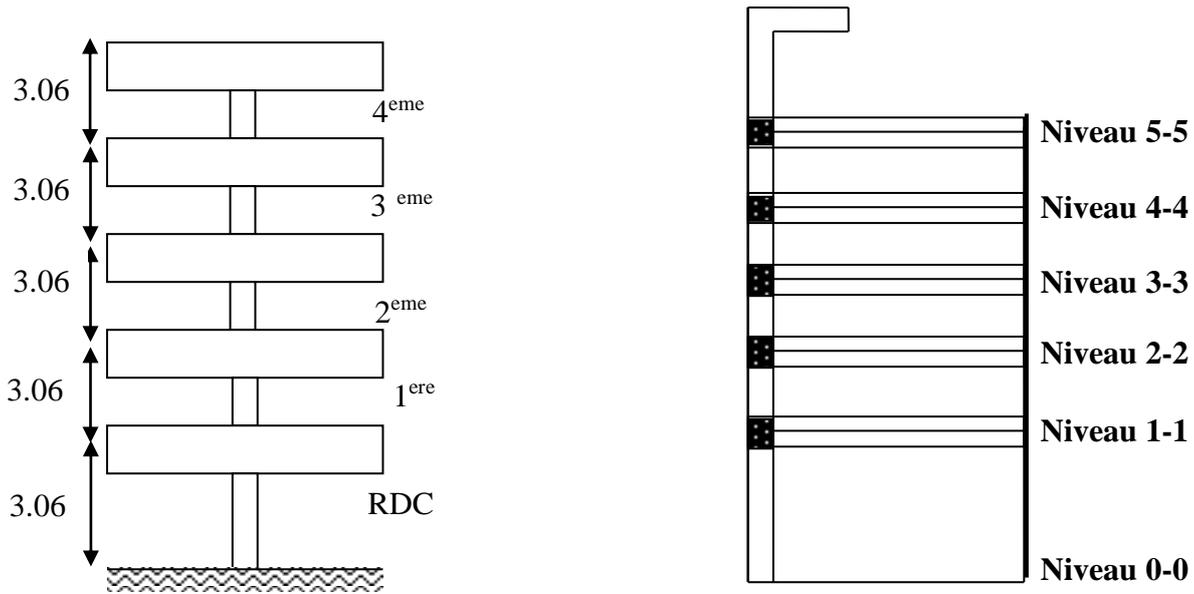
À calculer pour chaque élément porteur de la construction « Poteau » les charges qui les supportant an niveau de chaque étage jusqu ou fondation pour ce la il faut

Considérer la nature et importance des forces agissantes sur le bâtiment tel que :

- La Charge d'exploitation (Q)
- La Charge permanente (G)
- sur charge climatique (neige)

**II.4.1 Hypothèse de calcul :**

- Les poteaux sur tout la hauteur du bâtiment une section de 35x35 cm<sup>2</sup>
- Les poutres transversales et longitudinales ont respectivement pour section des sections de (35x40) cm<sup>2</sup> et (30x35) cm<sup>2</sup>
- on Vérifie la section transversale de trois poteaux les plus charges suivants :
  - 1-Poteaux d'angle.
  - 2-Poteaux intérieur.
  - 3-Poteaux de rive.

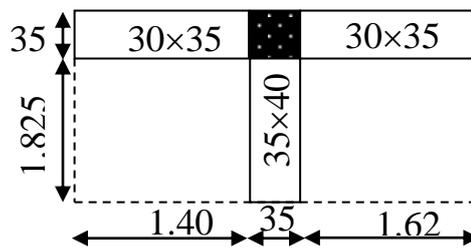


**1) Poteau de rive :**

$$S_1 = 1.825 \times 1.40 = 2.555 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 1.625 \times 1.825 = 2.96$$

$$S_T = S_1 + S_2 = 2.555 + 2.96 = 5.515 \text{ m}^2.$$



NIVEAU	Eléments	G (kg)	Q (kg)
5-5	Acrotère 213.96(3.37)	721.04	
	<b>Total</b>	<b>721.04</b>	
4-4	<b>Venant N°5</b>	<b>721.04</b>	
	Planchers terrasse 579(5.515)	3193.185	
	Poutre principale (0.4×0.35×2.17)2500	759.5	
	Poutre secondaire (0.35×0.3×3.02)2500	792.75	
	poteaux (0.35×0.35×2.66)2500	814.62	
	Mur extérieur (3.02×2.66)400	3213.28	
	Mur intérieur (1.82×2.71)192	946.98	
	Charge exploitation 100(5.515)	-	551.5
	<b>Total</b>	<b>10441.355</b>	<b>551.5</b>
3-3	<b>Venant N° 4</b>	<b>10441.355</b>	
	Plancher courant (489x5.515)	2696,835	
	Poutre principale	759.5	
	Poutre secondaire	792.75	
	poteaux	814.62	
	Mur extérieur	3213.28	
	Mur intérieur	946.98	
	Charge exploitation (150x5.515)	-	827.25
<b>Total</b>	<b>19665.32</b>	<b>1378.75</b>	
2-2	<b>Venant N° 3</b>	<b>19665.32</b>	
	Plancher courant (489x5.515)	2696,835	
	Poutre principale	759.5	
	Poutre secondaire	792.75	
	poteaux	814.62	
	Mur extérieur	3213.28	
	Mur intérieur	946.98	
	Charge exploitation (150x5.515)	-	827.25
<b>Total</b>	<b>28889.285</b>	<b>2206.00</b>	
1-1	<b>Venant N° 2</b>	<b>28889.285</b>	
	Plancher courant (489x5.515)	2696,835	
	Poutre principale	759.5	
	Poutre secondaire	792.75	
	poteaux	814.62	
	Mur extérieur	3213.28	
0-0	Mur intérieur	946.98	

	Charge exploitation (150x5.515)	-	<b>827.25</b>
	<b>Total</b>	<b>38113.25</b>	<b>3033,25</b>
	<b>Venant N° 1</b>	<b>38113.25</b>	
	Poutre secondaire	792.750-0	
	Poutre principale	759.5	
	poteaux	814.62	
	Mur extérieur	3213.28	
	Mur intérieur	946.98	
	Charge exploitation (150x5.515)	-	<b>827.25</b>
	<b>Total</b>	<b>47337.21</b>	<b>3860.5</b>

**2) Poteau intermediaire:**

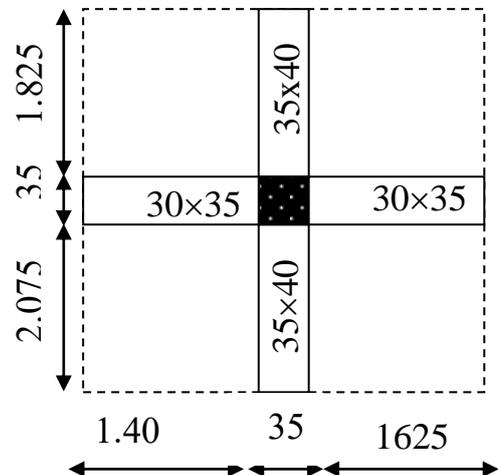
$$S_1 = 1.825 \times 1.40 = 2.555\text{m}^2$$

$$S_2 = 2.075 \times 1.40 = 2.898\text{m}^2$$

$$S_3 = 1.825 \times 1.625 = 2.965\text{m}^2$$

$$S_4 = 2.075 \times 1.625 = 3.363\text{m}^2$$

$$ST = 11.781\text{m}^2$$

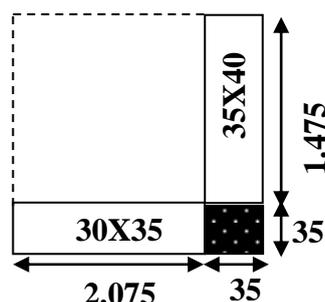


NIVEAU	Eléments	G (kg)	Q(kg)	
4-4	Planchers terrasse (579x11.781)	6821.20		
	Poutre principale (0.40x0.35x4.245)2500	1485.75		
	Poutre secondaire (0.30x0.35x3.025)2500	794.03		
	Poteaux (0.35x0.35x2.66)2500	814.62		
	Mur intérieur (3.89x2.66+3.03x2.71)192	3563.27		
	Charge exploitation (100x11.780)	-		1178.00
	<b>Total</b>	13478.87	1178.00	
3-3	<b>Venant N° 4</b>	13478.87		
	Plancher courant (489x11.780)	5760.42		
	Poutre principale	1485.75		
	Poutre secondaire	794.03		
	poteaux	814.62		
	Mur intérieur	3563.27		
	Charge exploitation (150x11.780)	-		1767.00
	<b>Total</b>	<b>25896,96</b>	<b>2945.00</b>	
2-2	<b>Venant N° 3</b>	<b>25896,96</b>		
	Plancher courant	5760.42		
	Poutre principale	1485.75		
	Poutre secondaire	794.03		
	poteaux	814.62		
	Mur intérieur	3563.27		
	Charge exploitation	-		1767.00
	<b>Total</b>	<b>38315,05</b>	<b>4712.00</b>	
1-1	<b>Venant N° 2</b>	<b>38315,05</b>		
	Plancher courant	5760.42		
	Poutre principale	1485.75		
	Poutre secondaire	794.03		
	poteaux	814.62		
0-0	Mur intérieur	3563.27		
	Charge exploitation	-		1767.00
	<b>Total</b>	<b>50733,14</b>		<b>6479.00</b>

	<b>Venant N° 1</b>	<b>50733,14</b>	
	Plancher courant	5760.42	
	Poutre principale	1485.75	
	Poutre secondaire	794.03	
	poteaux	814.62	
	Mur intérieur	3563.27	
	Charge exploitation	-	1767.00
	<b>Total</b>	<b>63151,23</b>	<b>8246.00</b>

) Poteau d'angle :3

$$S = 1.475 \times 2.075 = 3.06 \text{ m}^2$$



NIVEAU	Eléments	G (kg)	Q (kg)
5-5	Acrotère( 213.96x4.25)	<b>909.33</b>	
	<b>Total</b>	<b>909.33</b>	
4-4	<b>Venant N° 5</b>	<b>909.33</b>	
	Planchers terrasse (579x3.06)	1771.74	
	Poutre principale (0.40x0.35x <b>2.425</b> )2500	848.75	
	Poutre secondaire (0.30x0.35x1.475)2500	387.19	
	Poteaux (0.35x0.35x2.66)2500	814.62	
	Mur extérieur 3.55x2.66 x400	3777.2	
	Charge exploitation 100x3.06	-	<b>306</b>
	<b>Total</b>	<b>8508.83</b>	<b>306</b>
3-3	<b>Venant N° 4</b>	<b>8508.83</b>	
	Plancher courant (489x3.06)	1496.34	
	Poutre principale	848.75	
	Poutre secondaire	387.19	
	poteaux	814.62	
	Mur extérieur	3777.2	
	Charge exploitation (150x3.06)	-	<b>459</b>
	<b>Total</b>	<b>15832.93</b>	<b>765</b>

<b>2-2</b>	<b>Venant N° 3</b>	<b>15832.93</b>	
	Plancher courant (489x3.06)	1496.34	
	Poutre principale	848.75	
	Poutre secondaire	387.19	
	poteaux	814.62	
	Mur extérieur	3777.2	
	Charge exploitation (150x3.06)	-	<b>459</b>
	<b>Total</b>	<b>23157.03</b>	<b>1224</b>
<b>1-1</b>	<b>Venant N° 2</b>	<b>23157.03</b>	
	Plancher courant (489x3.06)	1496.34	
	Poutre principale	848.75	
	Poutre secondaire	387.19	
	poteaux	814.62	
	Mur extérieur	3777.2	
	Charge exploitation (150x3.06)	-	<b>459</b>
	<b>Total</b>	<b>30481.13</b>	<b>1683</b>
<b>0-0</b>	<b>Venant N° 1</b>	<b>30481.13</b>	
	Plancher courant (489x3.06)	1496.34	
	Poutre principale	848.75	
	Poutre secondaire	387.19	
	poteaux	814.62	
	Mur extérieur	3777.2	
	Charge exploitation (150x3.06)	-	<b>459</b>
	<b>Total</b>	<b>37805.23</b>	<b>2142</b>

**II.4.2 Combinaison des actions**

Les charges permanentes **G** et les charges d’exploitations **Q** sollicitant portraits poteaux chaise ainsi que leur combinaison à l’état limite ultime (**E.L.U**) sont récapitulées dans le tableau

<b>Poteau</b>	<b>G (kg)</b>	<b>Q (kg)</b>	<b>Nu = 1.35G+1.5Q</b>
<b>Poteau d’angle</b>	37 805.23	2142	54 250.06
<b>Poteau de rive</b>	47337.21	3860.5	69 695.98
<b>Poteau intermediaire</b>	63151.23	8246	97 623.16

**III-3-3 Dimensionnement des poteaux.**

L'effort normal agissant sur le poteau intérieur c'est la valeur maximale est :

$$G = 63151.23 \text{ kg} \quad \text{et} \quad Q = 8246 \text{ kg} \quad \text{et} \quad Nu = 97623.16 \text{ kg}$$

$$Nu \leq \frac{Br \cdot fc_{28}}{0.9 \cdot \gamma \cdot b}$$

La section des armatures est négligeable de vente celle du béton d’où :

$$\frac{A \cdot fe}{\gamma \cdot s} = 0 \Rightarrow Nu \leq \alpha \frac{Br \cdot fc_{28}}{0.9 \gamma \cdot b} \Rightarrow Br \geq \frac{0.9 \gamma \cdot b}{\alpha \cdot fc_{28}}$$

$$Br = (\alpha - 2)(b - 2) \text{ Pour une section rectangulaire}$$

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i \cdot \min} \text{ avec } i \cdot \min \text{ } (ix, iy)$$

$$L_f = 0.7 \cdot L_0 = 0.7 \times 2.86 = 2.002m$$

$$L_f = 2.002m$$

$$ix = \frac{a\sqrt{3}}{6}; iy = \frac{b\sqrt{3}}{6}$$

$$ix = \frac{35\sqrt{3}}{6} = iy = 10.10cm$$

$$i \cdot \min = 10.10cm$$

$$\lambda = 2.002 \times 100 / 10.10 = 19.82 < 50$$

$$Nu = 0.97MN$$

Combinaison d'action fondamentale  $\gamma_b = 1.5$

$\gamma_b = 1.15$  Cas général

Il n y a pas lieu de vérifier l'état limite instabilité déformée du poteau

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(19.82/35)^2} = 0.80$$

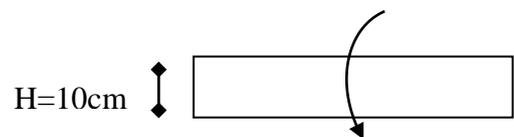
$$Br = (a - 2)(b - 2)$$

$$Br = (Nu \times 0.9 \times \gamma_b) / (\alpha \cdot f_{c28}) = \frac{0.97 \times 0.9 \times 1.5}{0.8 \times 25} \times 10^4 = 654.7cm^2$$

(Ok), Donc : Br. = (33x33) = 1089cm<sup>2</sup> > 654.7cm<sup>2</sup>

Les grandes sections des poteaux (35x35) cm<sup>2</sup>

Soit..... a = b = 35cm



# **Chapitre IV**

## **Calcul**

### **Des éléments**

### **secondaires**

**III.1 Acrotère**

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse qui assure essentiellement la fonction d'étanchéité et protection des personnes contre la chute

**III.1.1 Sollicitation de calcul:**

L'acrotère est schématisé une console de hauteur  $H = 0.60m$  encastré au plancher terrasse; elle est soumise à son poids propre  $G$  et force horizontale  $F = \max (F_p.F_q)$  appliquée à extrémité libre telle que:

$$F_p = 4A.C_p.W_p$$

$$F_q = 100kg/ml \text{ (force conventionnelle fixée pour le CBA93)}$$

Où;  $A = 0.15$  désigne le coefficient d'accélération de la zone de groupe d'usage (Zone II groupe d'usage2)

$C_p = 0.8$  le facteur de force horizontale.

$$W_p = G_p = 172.50kg/ml \text{ (poids propre)}$$

$$F = \max (F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 172.50 = 82.8, F_q = 100), F = 100 \text{ kg}$$

Les efforts de calcul:

**-E.L.U**

$$M_u = 1.5 \times F \times H = 1.5 \times 100 \times 0.6 = 90 \text{ kg m}$$

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 213.96 = 288.85 \text{ kg}$$

**-E.L.S**

$$N_s = G = 213.96 \text{ kg}$$

**calculé à l'ELU:**

Le centre de gravité de pression de l'effort normal se trouve à l'extérieure de noyau central

E.L.U

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{288.85} = 0.31m \\ e_1 &= \frac{h}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.017m \end{aligned} \right\} e_1 < e_0$$

La section est partiellement comprimée le moment fléchissant appliqué à centre de gravité.

$$Ma = Mu + Nu \left( d - \frac{h}{2} \right), \text{ avec } d = 0.9 \times 0.1 = 0.09m (\text{la hauteur utile})$$

$$Ma = 90 + 288.85 \left( 0.09 - \frac{0.10}{2} \right) = 101.55kg \cdot m$$

La section as des armatures tendue est calculée comme suite:

**A) Ferrailage :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17Mpa$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{90 \times 10^{-5}}{1 \times 0.09^2 \times 14.17} = 0.0078$$

$$\mu_{bu} = 0.0078 \leq \mu_a = 0.392 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimées} (A_x = 0)$$

$$\alpha_u = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0078} \right) = 0.0097$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha_u)d = (1 - 0.4 \times 0.0097) \cdot 9 = 8.96cm$$

$$u_{bu} = 0.0078 < 0.186 \dots \dots \dots \text{pivot (A)} \left\{ \begin{array}{l} \epsilon_s = 10\text{‰} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348Mpa \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z_u \cdot \sigma_s} = \frac{90 \times 10^{-1}}{0.0896 \times 348} = 0.28cm^2$$

**B) Condition de non-fragilité:**  $A_{min} \geq 0.23 \left[ b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right] = 0.23 \times 100 \times 9 \frac{2.1}{400} = 1.08cm^2$

$$D'ou : A_s \geq \max( A_s; A_{min} ) = \max( 0.28cm^2; 1.08cm^2 ) = 1.08cm^2$$

Soit:.....A eff = 4HA10 = 3.14cm<sup>2</sup>

**c) Armatures de réparation:**

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4}, A_{rep} = \frac{3.14}{4} = 0.78cm^2$$

Soit:.....Aeff = 3HA10 = 2.35cm<sup>2</sup>

**Justification à l'E.L. S:** Ms = 60 kg.m

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = \frac{Ms}{Ns} = \frac{60}{213.96} = 0.28 \\ e_1 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 0.017 \end{array} \right\} e_1 < e_0$$

Donc:

La section est partiellement comprimée:

$$M = Ms + Ns (d - h/2) = 60 + 213.96 (0.09 - 0.1/2) = 68.55kg$$

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

$$y_1^2 + 2n \frac{As + Ax}{b} \cdot y_1 - 2n \frac{Ax \cdot d' + As \cdot d}{b} = 0. \text{ avec } n = \frac{Es}{Ed} = 15 (\text{CBA93})$$

$$y_1^2 + \frac{2 \times 15 \times 3.14}{100} y_1 - \frac{2 \times 15 \times 3.14 \times 9}{100} = 0$$

$$y_1^2 + 0.942 y_1 - 8.478 = 0 \Rightarrow y = 2.48 \text{ cm}$$

**\*Moment quadratique:**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + n \cdot Ax (y_1 - d)^2 + n \cdot As (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 2.48^3}{3} + 0 + 15 \times 3.14 (9 - 2.48)^2 = 2510.67 \text{ cm}^4$$

**\* Contrainte maximale dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms}{I} y_1 < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{60 \times 10}{2510.67} \times 2.48 = 0.60 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

**\*Contrainte maximale de l'acier:**

n = 1.6: la fissuration est préjudiciable pour les aciers (HA)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266.67; 201.63\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{60 \times 10}{2510.67} \times 15 (9 - 2.48) = 23.37 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{ok})$$

**Vérification de cisaillement:**

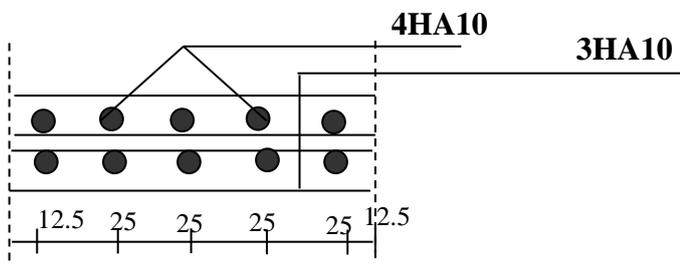
$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 d} = \frac{1.5 \times Fp}{b_0 d} = \frac{1.5 \times 82.8}{1 \times 0.09} 10^{-5} = 0.0138 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.15 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}\} = \min \{3.75; 4\}$$

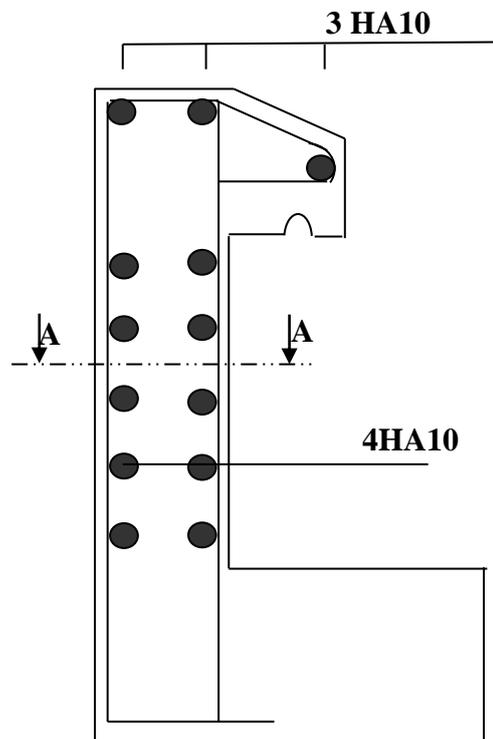
$$\bar{\tau}_u = 3.75 \text{ Mpa}$$

donc :  $\bar{\tau}_u > \tau_u \dots\dots\dots (\text{ok})$

**Dessin de ferrailage**



Coupe horizontale A-A



Coupe Verticale B-B

**III.2 Les balcons:**

Les balcons seront étudiés comme une console relativement par une charge répartie (G, Q) et une charge concentrée de poids propre du mur de balcon .le calcul se fait pour une bande de 0.60m de largeur et 1m de hauteur à la flexion simple.

**Balcon accessible:**

-La charge permanente du balcon courant **G** = 432kg/m<sup>2</sup>

-La charge d'exploitation courant **Q** = 350kg/m<sup>2</sup>

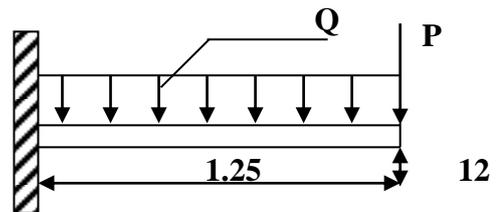
**Poids propres du Mur de balcon (10 cm)**

-Parpaing creux (10cm)..... 1400×0.1 = 140kg/m<sup>2</sup>

-Enduite intérieure (1.5cm).....2000×0.015= 30 kg/m<sup>2</sup>

-Enduit extérieure (1.5cm) .....2000×0.015 = 30 kg/m<sup>2</sup>

$G = 200\text{kg/m}^2$



**Pour un bond 1m**

$G=432\text{kg/ml}$

$Q=350\text{kg/ml}$

Pour une hauteur de 0.6 m

$P = G \text{ murs} = 200 \times 0.6 \times 1\text{m} = 120\text{kg}$

**Ferraillage à L'E.L.U**

**A) Combinaison de charge:**

$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (432+200) + 1.5 (350) = 1270.2\text{kg/ml}$

$P_u = 1.35P = 1.35 \times 120 = 162 \text{ kg}$

**B) Calcul de moment d'encastrement:**

$$Mu = \frac{Qu.l^2}{2} + Pu.L = \frac{1270.2 \times (0.8)^2}{2} + 270 \times (0.8) = 406.46 + 216 = 622.46 \text{ kg.m} \quad d = 0.9 \times 12 = 10.8 \text{ cm}$$

on prend:.....d = 10cm

$$fbu = \frac{0.85 \times fc_{28}}{\theta.\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b.d^2.fbu} = \frac{622.46}{1 \times (0.1)^2 \times 14.17} \times 10^{-5} = 0.044$$

$$\mu_{bu} = 0.044 \leq Uu = 0.392 \Rightarrow \text{pas.d'armature.comprémés}(Ax = 0)$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.044}) = 0.06$$

$$Zu = (1 - 0.4\alpha_u)d = (1 - 0.4 \times 0.06) \cdot 10 = 9.76 \text{ cm}$$

$$u_{bu} = 0.044 < 0.187 \dots \dots \dots \text{pivot}(A) \left\{ \begin{array}{l} \epsilon_s = 10 \text{‰} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$As = \frac{Mu}{Zu.\sigma_s} = \frac{622.46 \times 10^{-1}}{9.76 \times 10^{-2} \times 348} = 1.83 \text{ cm}^2$$

**B) Condition de non-fragilité:**

$$A_{min} = 0.23b.d \frac{ft_{28}}{Fe} = 0.23 \times 100 \times 10 \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$As \geq A_{min} \dots \dots \dots \text{ok}$$

**Justification à l'E.L.S:**

$$Q_{ser} = G + Q = 432 + 350 = 782 \text{ kg/m}^2$$

$$Ps = 200 \text{ kg}$$

$$M_{ser} = \frac{Q_{ser} \times l^2}{2} + Ps \times L = \frac{782(0.8)^2}{2} + 200 \times 0.8$$

$$M_{ser} = 410.24 \text{ kg.m}$$

**a) La contrainte de béton et armature:**

$$\bar{\sigma}_{bs} = 0.6fc_{28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{ser} = \min \left\{ \frac{2}{3} . Fe; 110 \sqrt{\eta . ft_{28}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{ser} = \min \left\{ \frac{2}{3} . 400 = 266.66; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} = 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{ser} = 201.63 \text{ Mpa. (fissuration préjudiciable)}$$

**b) Position de l'axe neutre:**

$$y_1 = a_1 \cdot d = \frac{15\bar{\sigma}_{bs}}{15\bar{\sigma}_{bs} + \bar{\sigma}_{ser}} \cdot d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \cdot 10 = 5.27 \text{ cm}$$

le bras de levier :  $Z_1 = d - \frac{y_1}{3} = 10 - \frac{0.052}{3} = 0.082$

$$M_1 = b \cdot y_1 \cdot \frac{\sigma_{bc}}{2} \left( d - \frac{y_1}{3} \right) = 1 \times 0.052 \times \frac{15}{2} \left( 10 - \frac{0.052}{3} \right) \times 10^5 = 3224 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$M_{ser} = 410.24 \text{ kg} \cdot \text{m} < M_1 = 3224 \text{ kg} \cdot \text{m} \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées} (A_s' = 0)$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_1 \cdot \bar{\sigma}_{ser}} = \frac{410.24 \times 10^{-1}}{0.082 \times 201.63} = 2.48 \text{ cm}^2$$

**c) Condition de non-fragilité:**

$$A_{\min} \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 10 \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$A_s = \max(A_s, A_{ser}; A_{\min}) \Leftrightarrow (1.83, 2.48, 1.20) \text{ cm}^2$

$A_s = 2.48 \text{ cm}^2$

On prend: ..... 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>

**d) Armatures de répartition:**

$A_{rep} = A_s / 4 = 3.14 / 4 = 0.78 \text{ cm}^2$

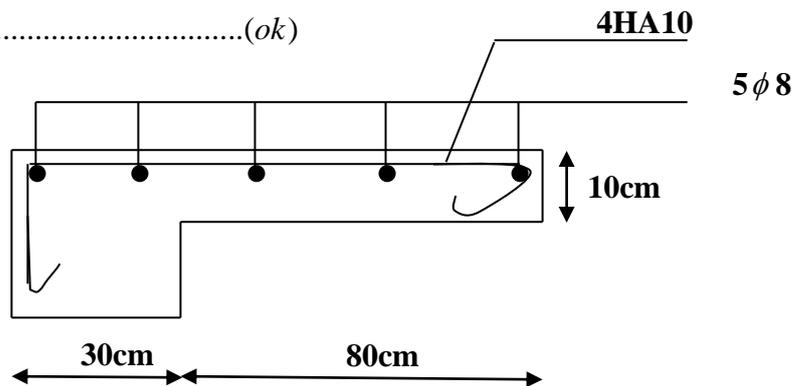
En prends ..... A<sub>eff</sub> = 5φ8 = 2.51 cm<sup>2</sup>

**e) Vérification de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{qu \cdot L + Pu}{b_0 \cdot d} = \frac{1270.2 \times 1.25 + 270}{1 \times 0.10} \cdot 10^{-5} = 0.18 \text{ Mpa}$$

$\bar{\tau}_u = \min \{0.15 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}\} = \min \{3.75; 4 \text{ Mpa}\} = 3.75 \text{ Mpa}$

donc :  $\bar{\tau}_u > \tau_u$  ..... (ok)



**Balcon inaccessible:**

La charge permanent du balcon courent  $G = 618 \text{ kg/m}^2$  la charge d'exploitation courent  
 $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

**Poids propre des murs des balcons terrasse**

-Parpaing creux (10cm) .....  $1400 \times 0.1 = 140 \text{ kg/m}^2$   
 -Enduit intérieure (1.5cm).....  $2000 \times 0.015 = 30 \text{ kg/m}^2$   
 -Enduit extérieur (1.5cm).....  $2000 \times 0.015 = 30 \text{ kg/m}^2$   
 **$G_T = 200 \text{ kg/m}^2$**

Pour une bonde de 0.8 m

$$G = 618 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

Pour une hauteur  $h=0.6 \text{ m}$ :  $G \text{ murs} = 200 \times 0.6 = 120 \text{ kg/ml}$

La charge concentrée pour une bonde de 0.8m:  $p = 0.8 \times G \text{ murs} = 96 \text{ kg}$

**Ferraillage à l'E.L.U****A) combinaison de charge :**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (618+200) + 1.5 (100) = 1254.3 \text{ kg/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 96 = 129.6 \text{ kg}$$

**b) Calcul de moment d'encastrement:**

$$M_u = \frac{Q_u \cdot L^2}{2} + P_u \cdot L = \frac{1254.6(0.8)^2}{2} + 129.6 \times 0.8 = 505.15 \text{ kg.m}$$

C) Calcul de ferrailage:

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c_{28}}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{505.15 \times 10^{-5}}{1 \times (0.1)^2 \times 14.17} = 0.035$$

$$\mu_{bu} = 0.035 \leq U_u = 0.392 \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées} (A_x = 0)$$

$$\alpha_u = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right) = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035} \right) = 0.044$$

$$Z_u = (1 - 0.4 \alpha_u) d = (1 - 0.4 \times 0.044) 10 = 9.82 \text{ cm}$$

$$a_u < 0.186 \text{ pivot. (A)} \left\{ \begin{array}{l} \epsilon_s = 10 \text{‰} \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_s} = \frac{505.15 \times 10^{-1}}{0.0982 \times 348} = 1.48 \text{ cm}^2$$

d) Condition de non-fragilité

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t_{28}}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 10 \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} \dots\dots\dots \text{ok}$$

Justification à l'ELS:

$$Q_{ser} = G+Q = 618+100 = 718 \text{ kg/m}^2$$

$$P_s = 200 \text{ kg}$$

$$M_{ser} = \frac{Q_{ser} \times L^2}{2} + P_s \times L = \frac{718 \times (0.8)^2}{2} + 200 \times 0.8 = 389.76 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

a) Les contraintes des armatures et béton:

$$\bar{\sigma}_{bs} = 0.6 f_{c_{28}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{ser} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400; M_0 \sqrt{\eta \cdot f_{t_{28}}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{ser} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot 400 = 266.66; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} = 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{ser} = 201.63 \text{ Mpa (fissuration préjudiciable)}$$

**b) Position de l'axe neutre:**

$$y_1 = a_1 \cdot d = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \sigma_s} d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} 10 = 5.27 \text{ cm}$$

Le bras de levier:

$$Z_1 = d - \frac{y_1}{3} = 0.10 - \frac{0.052}{3} = 0.082 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_1 = b \cdot y_1 \frac{\bar{\sigma}_{bc}}{2} \left( d - \frac{y_1}{3} \right) = 1 \times 0.052 \frac{15}{2} \left( 0.1 - \frac{0.052}{3} \right) \cdot 10^5$$

$$M_{ser} = 389.76 \text{ kg.m} < M_1 = 3224 \text{ kg.m}$$

$$A_{ser} \geq \frac{M_{ser}}{Z_1 \cdot \bar{\sigma}_{ser}} = \frac{389.76 \times 10^{-1}}{0.082 \times 201.63} = 2.35 \text{ cm}^2$$

**c) Condition de non-fragilité:**

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{F_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 10 \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s; A_{ser}; A_{min}) \Leftrightarrow (1.48; 1.20; 2.35) \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

On prend : ..... 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>

**e) Armatures de réparation:**

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

On prend : ..... 5φ8 = 2.51 cm<sup>2</sup>

**f) Vérification de cisaillement:**

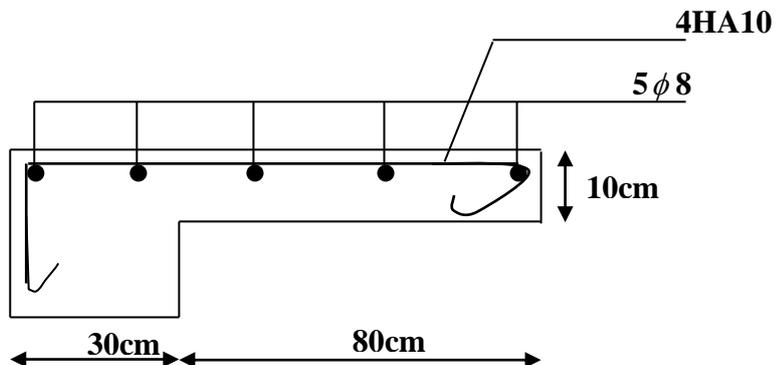
$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{Q_u \cdot L + P_u}{b_0 \cdot d} = \frac{1254.3 \times 0.8 + 129.6}{1 \times 0.10} \cdot 10^{-5} = 0.11 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.15 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}\} = \min \{3.75; 4 \text{ Mpa}\} = 3.75 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 3.75 \text{ Mpa.}$$

donc :  $\bar{\tau}_u > \tau_u$  ..... (ok)

**Schéma de ferrailage:**



**III.1.3 Les escaliers:**

Les escaliers desservant les différents niveaux des bâtiments sont constitués d'une palissade et de paliers, dont un est partiellement en console. La palissade et les paliers sont en béton armé coulés sur place, les marches et les contremarches sont en béton maigre au-dessus des marches un revêtement de carrelage en céramique est posé sur un mortier de ciment.

Le dimensionnement des marches et des contremarches doit vérifier la condition suivante:

**Condition BLONDEL:**

L'épaisseur de la palissade et le palier doit par

$$\frac{L}{30} \leq 2 \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{3.10}{30} \leq e \leq \frac{3.10}{20} \Rightarrow e = 15.5cm$$

On prend.....e = 15cm

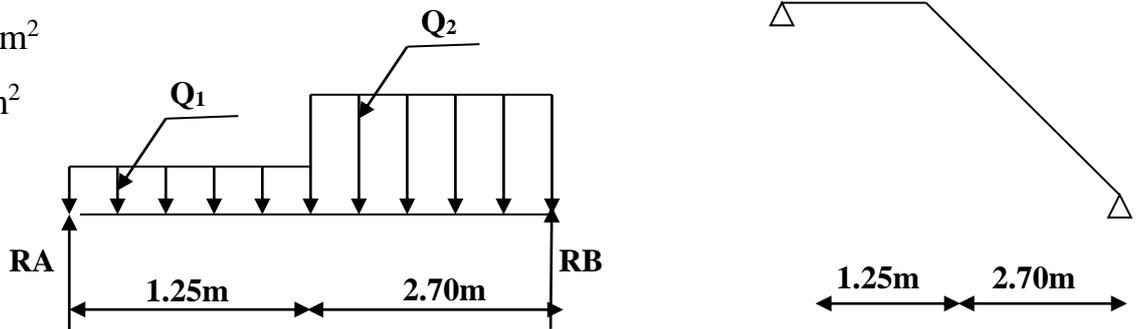
Les charges permanentes et les surcharges d'exploitation ainsi que leur combinaison **Qu** à l'E.L.U et **Qs** sont consignées dans le tableau ci-dessous:

	<b>G (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Q (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Qu=1.35G+1.5Q</b>	<b>Qs = G+Q</b>
<b>Palier</b>	<b>489</b>	<b>250</b>	<b>1035.15</b>	<b>739</b>
<b>palissade</b>	<b>716</b>	<b>250</b>	<b>1341.6</b>	<b>966</b>

**sollicitation du calcul à l'E.L.U:**

$Q_1 = 1035.15kg/m^2$

$Q_2 = 1341.6kg/m^2$



**Sollicitation du calcul**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow RA + RB - Q_1 (1.25) - Q_2 (2.70) = 0$$

$$\Rightarrow RA + RB = 1293.93 + 3622.32 = 4916.25kg$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow RB \times 3.95 - 3622.32 \times 2.6 - 1293.93 \times 0.625 = 0$$

$$RB = \frac{9418.03 + 808.70}{3.95} = 2589.04kg$$

$$RA = 2327.20 \text{ kg}$$

**Le moment fléchi M(x) et l'effort tranchants T(x)**

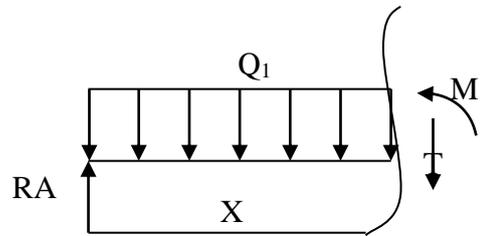
\*Pour  $0 < x < 1.25$

$$T_x + 1035.15x - 2327.20 = 0$$

$$T_x = -1035.15x + 2327.20 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 2327.20kg \\ T(1.25) = 1033.26kg \end{cases}$$

$$M_x = -1035.15 \frac{x^2}{2} + 2327.20 \cdot x$$

$$M_x \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.25) = 2100.28kg.m \end{cases}$$



\*Pour  $1.25 < x < 3.95$

$$T_x + Q_1(1.25) + Q_2(x - 1.25) - RA = 0$$

$$T_x = -1035.15 \times 1.25 - 1341.6(x - 1.25) + 2327.20 \Rightarrow \begin{cases} T(1.25) = 1033.26kg \\ T(3.95) = -2589.05kg \end{cases}$$

$$M_x = RA \cdot x - Q_1 \times 1.25(x - 0.625) - Q_2 \frac{(x - 1.25)^2}{2}$$

$$M_x = 2327.20 \cdot x - 1035.15 \times 1.25(x - 0.625) - 1341.6 \frac{(x - 1.25)^2}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(1.25) = 2100.28kg.m \\ M(3.95) = 0 \end{cases}$$

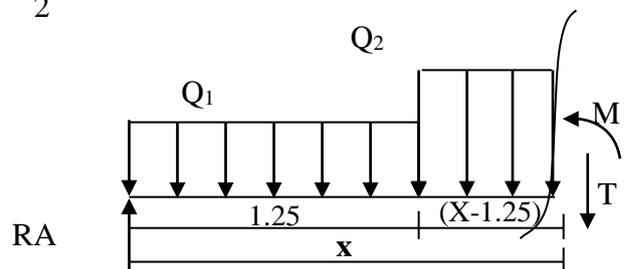
\*pour  $1.25 < x < 3.95$

$$T(x) = 0 \Rightarrow -1.25Q_1 - xQ_2 + 1.25Q_2 + RA = 0$$

$$x = 2.02m$$

$$M(2.02) =$$

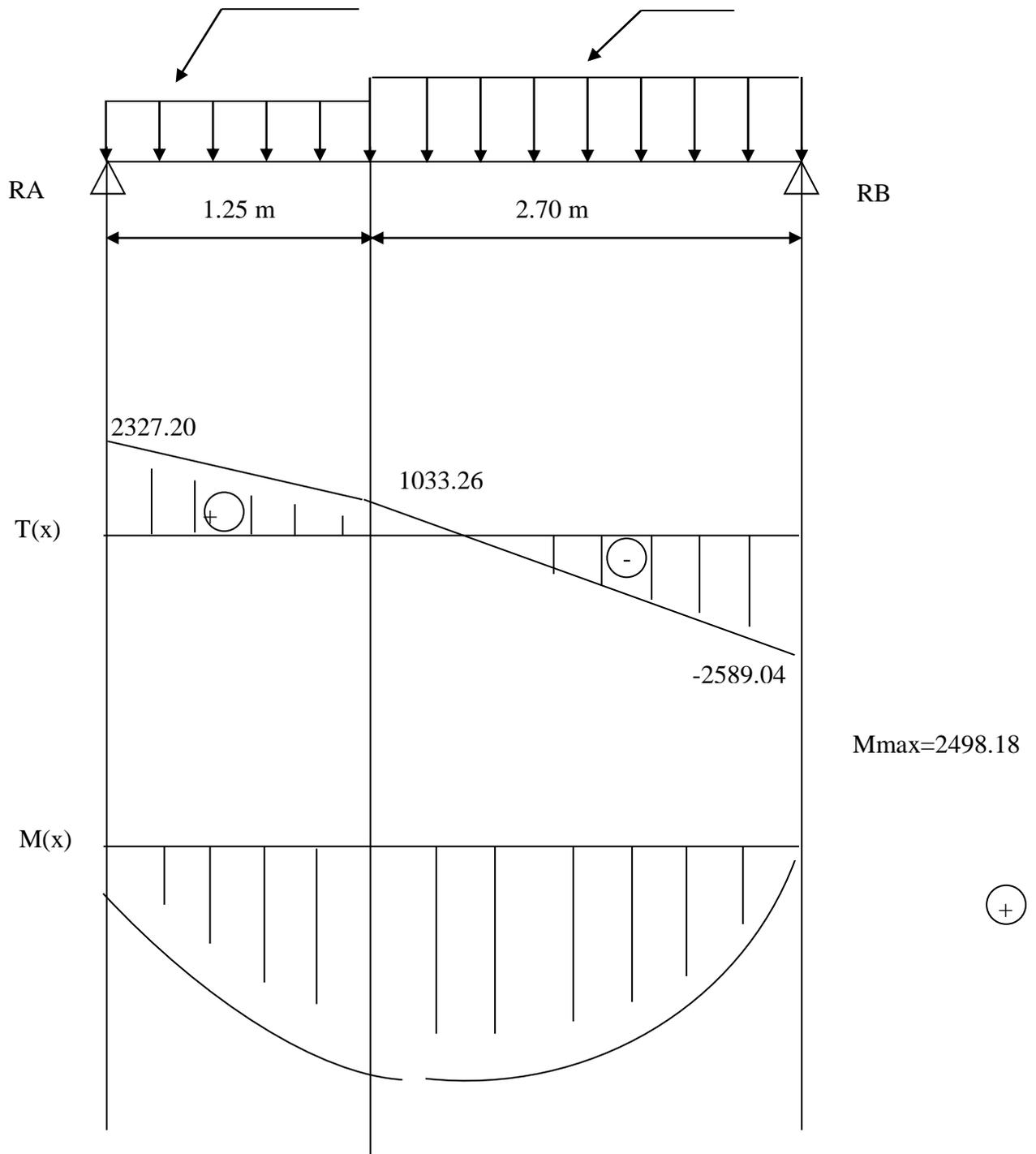
$$M \text{ max} = 2498.18kg.m$$



$$Q_1 = 1035.15kg/m$$

$$Q_2 = 1341.6kg/m$$

Le diagramme de  $M(x)$  et  $T(x)$ :



**Ferrailage de pailleasse et de palier:****a) pailleasse:****1) En travée:**

$$M_{t_{\max}} = 2498.18 \text{ kg.m}$$

$$B = 100\text{cm} \quad d = 0.9 \times 12 = 10.80\text{cm}$$

On prend  $d = 10 \text{ cm}$

$$M_u = 0.85 \times 2498.18 = 2123.45 \text{ kg.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c_{28}}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2123.45 \times 10^{-5}}{0.3 \times 0.28^2 \times 14.17} = 0.10$$

$$\alpha_u = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.10} \right) = 0.14$$

$$\alpha_u = 0.20 \geq 0.186 \rightarrow \text{pivot } B\varepsilon = 35 \frac{0}{0} \Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha_u)d = 26.43 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_u \times \sigma_s} = \frac{2123.45}{0.26 \times 348} 10^{-1} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{eff} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

**\* Armatures de répartition:**

$$A_{rep} = A_u/4 = 7.70/4 = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{rep} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

**\* Condition de non-fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t_{28}}}{F_e} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

**2) Sur appuis:**

$$M_a = 0.4M_{\max} = 0.4 \times 2498.18 = 999.27 \text{ kg m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{999.27 \times 10^{-5}}{1 \times 0.12 \times 14.17} = 0.070$$

$$\alpha.u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.070}) = 0.10$$

$$a_u \leq 0.186 pivot A \varepsilon = 10 \frac{0}{00}; \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 Mpa$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha.u).d = (1 - 0.4 \times 0.10) = 9.6 cm$$

$$A_u = \frac{999.27 \times 10^{-1}}{348 \times 0.096} = 2.99 cm^2$$

Soit : .....  $A_{eff} = 3HA12 = 3.39 cm^2$

**\* Armatures de réparation:**

$$A_{rep} = A_u/4 = 3.14/4 = 0.78 cm^2$$

$$A_{rep} = 4HA8 = 2.01 cm^2$$

**\* Condition de non-fragilité:**

$$A_{min} = 0.23.b.d^2 \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10 \frac{2.1}{400} = 1.20 cm^2$$

**En travée**  $A_u = 7.70 cm^2 > A_{min} = 1.20 cm^2$  .....ok

**Sur appui**  $A_u = 4.71 cm^2 > A_{min} = 1.20 cm^2$  .....ok

**\* Vérification au cisaillement:**

$$T_{max} = 2589.05 kg$$

$$T_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{2589.05 \times 10^{-5}}{1 \times 0.10} = 0.25$$

$$\tau = \min \{0.25 f_{c28}; 4 Mpa\} = 4 Mpa$$

$$\tau.u = 0.25 Mpa < 4 Mpa$$
 .....ok

**b) Poutre palier:**

Pré dimensionnement d'après RPA99 page 50

$$b \geq 20 cm : h \geq 30; \frac{h}{b} \leq 4..donc.on.prend :$$

$$b = 30 cm$$

$$h = 35 cm$$

**À L.E.L.U:**

$$\text{Poids de la poutre} = 0.3 \times 0.35 \times 2500 \times 1 = 262.5 kg/ml$$

$$\text{Réaction de palier: } R_A = 2327.20 kg/ml$$

$$Q_u = 1.35 (P_p + RA) + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35 (262.5 + 2327.20) + 1.5(250) = 3871.09 \text{ kg/ml}$$

**\*Moment isostatique:**

$$M_0 = Q_u \frac{L^2}{8} = 3871.09 \frac{2.85^2}{8} = 3930.36 \text{ kg.m}$$

Considérant que la poutre est partiellement encastré qui donné:

En travée:  $M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 3930.36 = 3340.80 \text{ kg.m}$

En appuis:  $M_a = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 3930.36 = 1572.14 \text{ kg.m}$

**Ferraillage:**

**\*en travée**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{3340.80 \times 10^{-5}}{0.3 \times 0.33^2 \times 14.17} = 0.072$$

$$\alpha_u = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.072} \right) = 0.09$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha_u)d = (1 - 0.4 \times 0.09)0.33 = 31.81 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{3340.80 \times 10^{-1}}{348 \times 0.3181} = 3.01 \text{ cm}^2$$

Soit.  $A_{eff} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

**\* Sur appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1572.14 \times 10^{-5}}{0.3 \times 0.33^2 \times 14.17} = 0.033$$

$$\alpha_u = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.033} \right) = 0.041$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha_u)d = (1 - 0.4 \times 0.041)0.33 = 32.45 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{1572.14 \times 10^{-1}}{348 \times 0.3245} = 1.39 \text{ cm}^2$$

Soit.  $A_{eff} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

**\*Armatures transversal**

$$\phi_t < \min (h/35 ; b/10 ; \phi_L) = \min (10 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

$\phi_t < 10 \text{ mm} \dots \dots \dots$  soit  $\phi_t = 6 \text{ mm (RL)}$

**\* Espacement**

$$St < \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$St = 20\text{cm} \text{ correspondent à } 5 \text{ cadres/ml}$$

**\* Condition de non-fragilites:**

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{F_{t28}}{F_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 33 \frac{2.1}{400} = 1.19\text{cm}^2$$

**\*en appuis**  $A_u = 1.39\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.19\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{ok}$

**\*en travée**  $A_u = 3.01\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.19\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{ok}$

**\* Effort tranchant**

$$\tau_u = Q_u \times \frac{L}{2} = 3871.09 \times \frac{2.85}{2} = 5516.30\text{kg}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.6\text{Mpa.}$$

donc :  $\bar{\tau}_u > \tau_u \dots\dots\dots(\text{ok})$

**\* Vérification de flèche**

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 33} = 0.0004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots\dots\dots\text{ok}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{l}{22.5} \Rightarrow \frac{35}{285} = 0.12 \geq 0.044 \dots\dots\dots\text{ok}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{0.85M_0}{20M_0} \Rightarrow 0.12 \geq 0.042 \dots\dots\dots\text{ok}$$

**Section minimale d'armatures d'âme**

$$\frac{A_t}{B_0 St} \geq \frac{0.4}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 B_0 St}{f_e} = \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.6\text{cm}$$

enprend..... $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

**Vérification de la torsion**

$$M_t \max = \frac{Ma \cdot L}{2} = \frac{1572.14 \times 2.85}{2} = 2240.29\text{kgm}(\text{moment de torsion})$$

$$e = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = (30 - 5)(35 - 5) = 870\text{cm}^2(\text{section effective})$$

$$T_u = \frac{M_t \max}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{2240.29}{2 \times 870 \times 5} = 0.25\text{Mpa} \leq \tau' = 2.6\text{Mpa} \dots\dots\dots\text{ok}$$

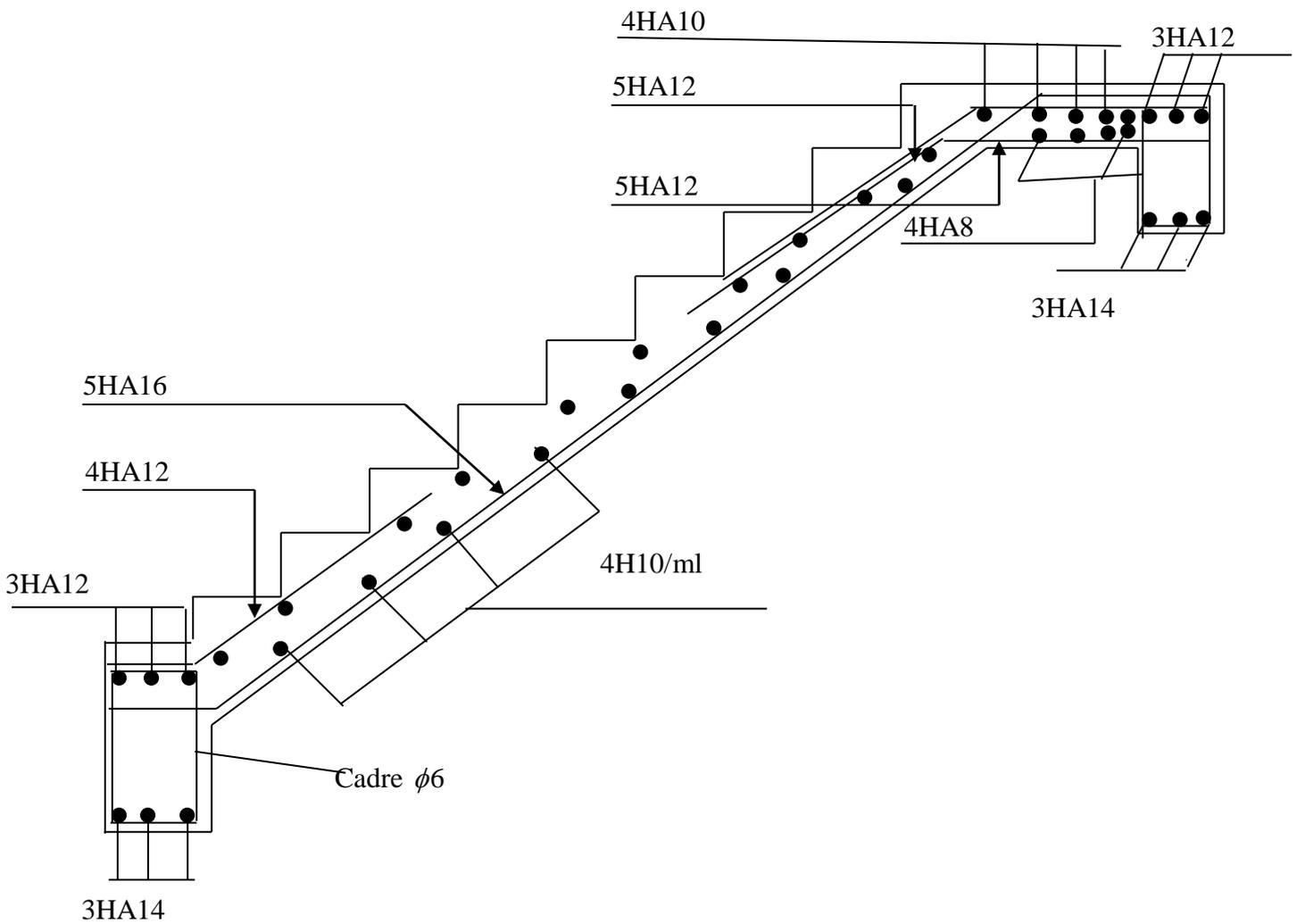
Armature longitudinal

$$Al = \left( \frac{uMt \max \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot fe} \right)$$

$$u = [(b - e) + (h - e)]2 = 110cm$$

$$Al = \left( \frac{110 \times 2240.29 \times 1.15 \times 10}{2 \times 870 \times 400} \right) = 4.07cm^2$$

Les armatures de flexion suffisent:  $As = 3HA14 = 4.62cm^2$



# **Chapitre V**

## **Etude sismiques**

### **IV.1 Introduction:**

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par les Ondes sismiques émises lors d'un déplacement du sol (rupture) le long d'une faille active à Partir d'un point appelé foyer ou hypocentre.

Le point en surface (champs libre) situé à la verticale de l'hypocentre est appelé L'épicentre du tremblement de terre. La distance entre Ce point et l'endroit d'enregistrement de L'accélérographe est appelée distance épacentrale.

La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle des déformations épuisée. Une faille est ainsi réactivée par le séisme coupe les terrains, sans égard pour les Morphologies superficielles. Dans une région éprouvée par un grand séisme vont se succéder Pendant un certain temps des séismes plus petits, les répliques. Ces répliques achèvent Souvent la destruction des constructions endommagées par la secousse principale.

Le processus de rupture peut durer de quelques secondes (pour les séismes de courte Durée) à quelques dizaines de secondes (pour les séismes de longue durée) .Dans les Conditions réelles, les mouvements sismiques (accélération, vitesse et Déplacement) sont des Mouvements qui se propagent au hasard dans les trois directions de l'espace. Les structures Sont donc soumises à un mouvement de translation à trois composantes, qui s'exercent dans Deux directions horizontales perpendiculaires et dans la direction verticale et à un mouvement De rotation correspond à une torsion autour d'un axe vertical et à deux mouvements de bascule Autour des axes horizontaux. Le mouvement vertical est généralement plus faible que le Mouvement horizontal (Entre 1/2 à 1/3), sauf dans la zone épacentrale où la composante Verticale de mouvement peut être plus forte. Pour l'essentiel, on supposera que le séisme peut Se produire à la verticale du bâtiment et que l'action sismique est constituée par un Mouvement d'ensemble qui affecte la fondation de la construction: autrement dit que le Terrain se meut comme un bloc sous la structure. On entend ici par fondation l'ensemble des Point's d'appuis supposés rigidement liés les uns aux autres.

#### **IV.1.2 Choix de la méthode de calcul:**

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus Défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, Afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le Confort des occupants.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposé es Parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées:

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

**Méthode dynamique modale spectrale:**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les CAS, et en particulier, dans le CAS où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

**Méthode statique équivalente:****Principe de la méthode:**

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

N.B: cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

**a. Conditions d'application de la méthode statique équivalente:**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions qui sont motionnées dans le RPA 99 / version 2003.

c. Calcul de l'effort tranchant total par la méthode statique équivalente

Dans cette partie nous allons calculer, l'effort tranchant total à la base de notre bâtiment.

Cet effort doit être ensuite comparé à celui calculé par la méthode spectrale,

**b. Modélisation:**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan

Avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en

**IV. 1.3. Calcul de la force sismique totale La force sismique totale V:**

, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003

. .W Avec

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) des RPA99/Version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de Site, du facteur de correction d'amortissement ( $\zeta$ ) et de la période fondamentale De la structure (T).

**R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est Donnée par le tableau (4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de Contreventement.

**Q** : facteur de qualité de la structure, est fonction de la redondance et de la Géométrie des éléments qui la constituent, de la régularité en plan et en élévation Et de la qualité du contrôle de la construction.

**W**: poids total de la structure

**Coefficient d'accélération de zone A Le coefficient d'accélération de zone A**

est donné par le tableau 4.1 des RPA 99/Version.2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Pour un ouvrage du groupe 2 en Zone Ion a:  $A= 0,08$ .

**Pourcentage d'amortissement critique  $\xi$** 

La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps, Dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs de la Structure, du type de structure et de l'importance des remplissages  $\xi$ .  $\xi=10\%$  (R.P.A.tab 4-2).

**Coefficient de comportement global de la structure R**

Les valeurs du coefficient du comportement R sont données par la réglementation en Fonction du type de structure, des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, C'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique. Selon le tableau 4.3 des RPA99/version 2003, pour un système portiques contreventés par des voiles  $R=4$

### Facteur d'amplification dynamique moyen D

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du Facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ), et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

Dans cette étude, notre bâtiment se trouve dans la zone IIa, avec une hauteur

**$h = 15.30\text{m} < 65\text{m} \dots \dots \dots$  La condition est vérifiée.**

✓ **Régularité en plan** : (art 3.5.1.a RPA99/2003 ; P30)

$$\frac{L1+L2}{L} \leq 0.25 \longrightarrow \frac{3.60+4.50}{11.20} \leq 0.25 \longrightarrow 0.72 > 0.25 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

Donc le bâtiment classé non régulière en plant

✓ **Régularité en élévation** (art 3.5.1.b RPA99/2003 ; P31)

Du bâtiment est assurée car il n'y a aucun changement brusque de configuration verticale, ce qui le classe comme régulier en élévation.

En conséquence, la méthode statique équivalente ne peut pas être utilisée. Il est nécessaire de calculer la force sismique totale appliquée à la base de la structure en utilisant la méthode statique équivalente afin de la comparer avec celle obtenue par la méthode dynamique.

Ainsi, il est indispensable d'évaluer l'effort tranchant à la base de la structure en utilisant la méthode statique équivalente.

➤ **Calcul la force sismique** : (art 4.2.3 RPA99/2003 ; P34)

Dans cette approche, l'action sismique est quantifiée par le maximum de l'effort tranchant exercé à la base de la structure, représentant ainsi l'intensité effective de l'activité sismique :

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

**Avec :**

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient 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 :**

Le coefficient d'accélération de zone est déterminé selon le tableau [4.1] des RPA 99/Version.2003

En fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Pour un bâtiment du groupe d'usage 2 situé en zone sismique, le coefficient d'accélération de zone  $A = 0.15$ .

• **Pourcentage d'amortissement critique :**

La réaction des structures aux forces sismiques qui varient dans le temps dépend notamment des propriétés d'amortissement des matériaux utilisés dans la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages présents.

✓ **Facture d'amplification dynamique moyen :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$\xi\%$  : Pourcentage d'amortissement critique :

$\xi = 7\% \rightarrow$  contreventement mixte (voile – portique)

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \qquad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,882 \geq 0,7$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7]. On a pour un site 2  $\rightarrow T_2 = 0,4$  sec.

$T$  : la période fondamentale de la structure  $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$

$$T = 0,09h_N/\sqrt{D}$$

**Remarque :** on prend la plus petite des deux valeurs données respectivement par les deux formules.

**D :** la dimension du bâtiment mesurée.

**h<sub>N</sub> :** Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 15.30m$$

**C<sub>T</sub> :** Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] pour les contreventements assurés partiellement ou totalement par des voiles en béton armé → **C<sub>T</sub> = 0,05.**

$$\text{Donc : } T_1 = 0,05 \times 15,30^{3/4} = 0.38\text{sec.}$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$\implies D = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.4}{0.38}\right)^{2/3} = 2.28$$

**Facture de qualité :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

**P<sub>q</sub> :** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfaite ou non. Sa valeur est donnée suivant le RPA dans le tableau [4.4]

**Tableau V.1.** Valeur de P<sub>q</sub> sans X-X

Critère de quantité q	P <sub>q</sub>		
	Observé	Non observé	Valeur
1- Condition minimale sur les files de Contreventement	X		0
2- Redondance en plan	X		0

3- Régularité en plan	X		0
4- Régularité en élévation	X		0
5- Contrôle de la qualité des matériaux		X	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	X		0
			$\sum P_q = 0,05$

Donc :  $Q_x = 1,05$ .

**Tableau V. 2.** Valeur de  $P_q$  sans Y-Y

Critère de quantité q	$P_q$		
	Observé	Non observé	Valeur
1- Condition minimale sur les files de Contreventement	X		0
2- Redondance en plan		X	0.05
3- Régularité en plan	X		0
4- Régularité en élévation	X		0
5- Contrôle de la qualité des matériaux		X	0.05
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	X		0
			$\sum P_q = 0,1$

Donc :  $Q_Y = 1.1$

✓ **Coefficient de comportement global de la structure :**

Pour une structure en béton armé mixte (voile + portiques), On a :  $R = 3.5$

✓ **Poids total de la structure :**

W : poids total de la structure égale à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad i = 1, 2, 3, \dots, n$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes.

$\beta$  : coefficient de pondération qui dépend de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau [4.5]

$W = 2341581.46$  Kg (valeur donnée par logiciel ROBOT avec voile)

**Donc :**

La force sismique sans X :

$$V_x = \frac{0,15 \times 2,28 \times 1,05}{3,5} \times 12941,12 \quad \Rightarrow \quad V_x = 1327.75 \text{KN}$$

La force sismique sans Y :

$$V_y = \frac{0,15 \times 2,28 \times 1,1}{3,5} \times 12941,12 \quad \Rightarrow \quad V_y = 1390.98 \text{KN}$$

$$V_x = 1327.75 \text{KN}; \quad V_y = 1390.98 \text{KN}$$

**Méthode d'analyse modale spectrale :**

❖ **Introduction :**

L'étude dynamique vise à déterminer les caractéristiques vibratoires qui peuvent se produire dans une structure donnée afin d'estimer la charge sismique de calcul la plus défavorable.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, notamment lorsque la méthode statique équivalente n'est pas autorisée.

❖ **Principe :**

Dans cette méthode, le principe consiste à déterminer, pour chaque mode de vibration, les efforts maximums induits dans la structure par les forces sismiques, représentées par un

Spectre de réponse de calcul. Ces efforts sont ensuite combinés pour obtenir la réponse globale de la structure.

❖ **Résultats trouvées par logiciel ROBOT V2019 :**

Le logiciel de calcul utilisé pour cette analyse est le progiciel (ensemble de logiciels) ROBOT Structural Analysis Professional 2019.

❖ **ROBOT :**

Un logiciel de CAO/DAO conçu pour modéliser, analyser et dimensionner différents types de structures. Il permet de créer des modèles de structures, de les calculer, de vérifier les résultats obtenus et de dimensionner les éléments spécifiques de la structure. Enfin, ROBOT a également généré la documentation nécessaire pour la structure calculée et dimensionnée.

Les principales caractéristiques du logiciel ROBOT sont les suivantes :

- La conception de la structure se fait entièrement de manière graphique dans un éditeur dédié.
- Il est possible d'importer la géométrie de la structure définie à partir d'un autre logiciel de CAO/DAO.
- Les résultats des calculs tels que les efforts internes, les déplacements, les contraintes, etc., peuvent être présentés de manière graphique sur la structure étudiée ou sous forme de tableaux.
- Le logiciel offre une large gamme de solveurs dynamiques, ce qui permet d'effectuer à la fois des analyses statiques et dynamiques de la structure.

❖ **Disposition des voiles de contreventement :**

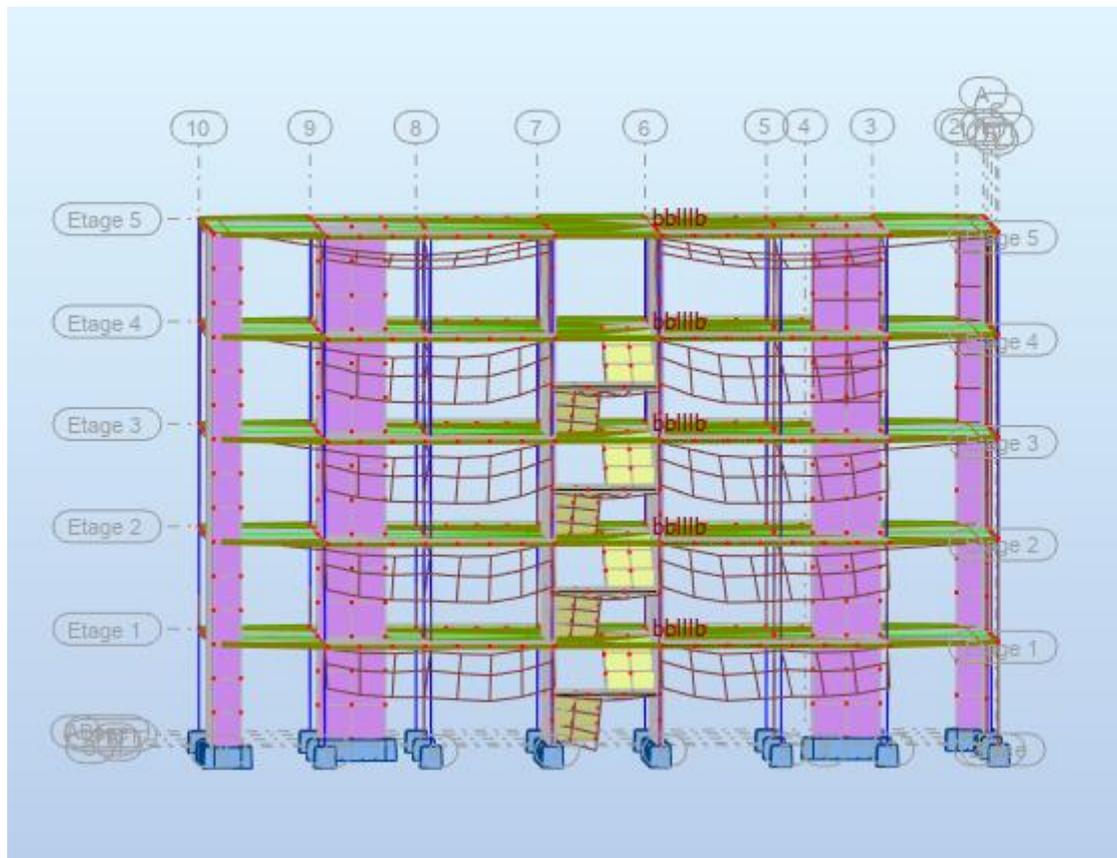
Lors de la sélection de la disposition initiale des voiles dans le bâtiment, il est important de prendre en compte le plan d'architecture ainsi que le nombre maximal de voiles dans chaque direction

**Constatacion**

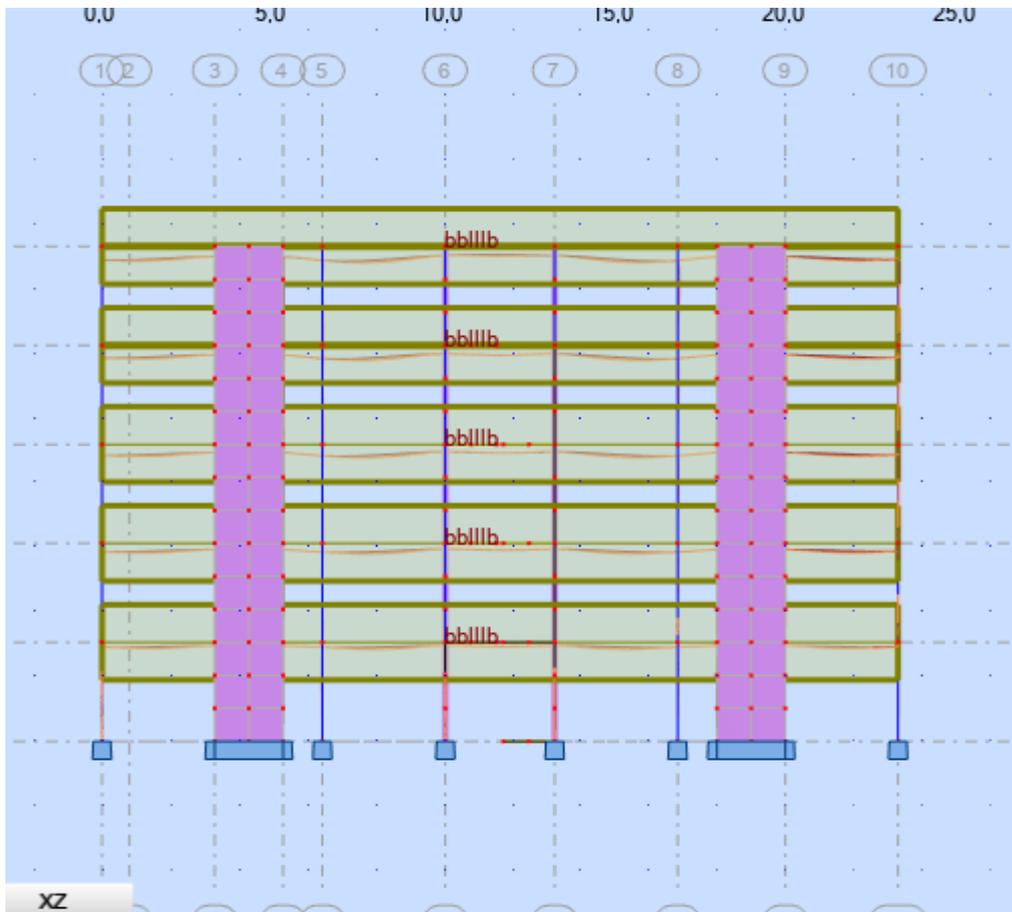
1°/ Ce modèle présente une période fondamentale  $T = 0,72 \text{ s.}$  2°/ 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation

3°/ Le 4<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.

4°/ La participation massique dépasse le seuil de 90% au 10<sup>ème</sup> mode (Selon le RPA99).



**Figure IV.2.** 1<sup>er</sup> mode - Vue déformée



**Figure IV.3 . 2<sup>ème</sup> mode - Vue déformée V2019**

**Interprétation :**

1°/ La période fondamentale  $T=0,45s$  est supérieure à celle calculée par les Formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$$T(RPA) = T = C_T \times h^{3/4} = 0,38s.$$

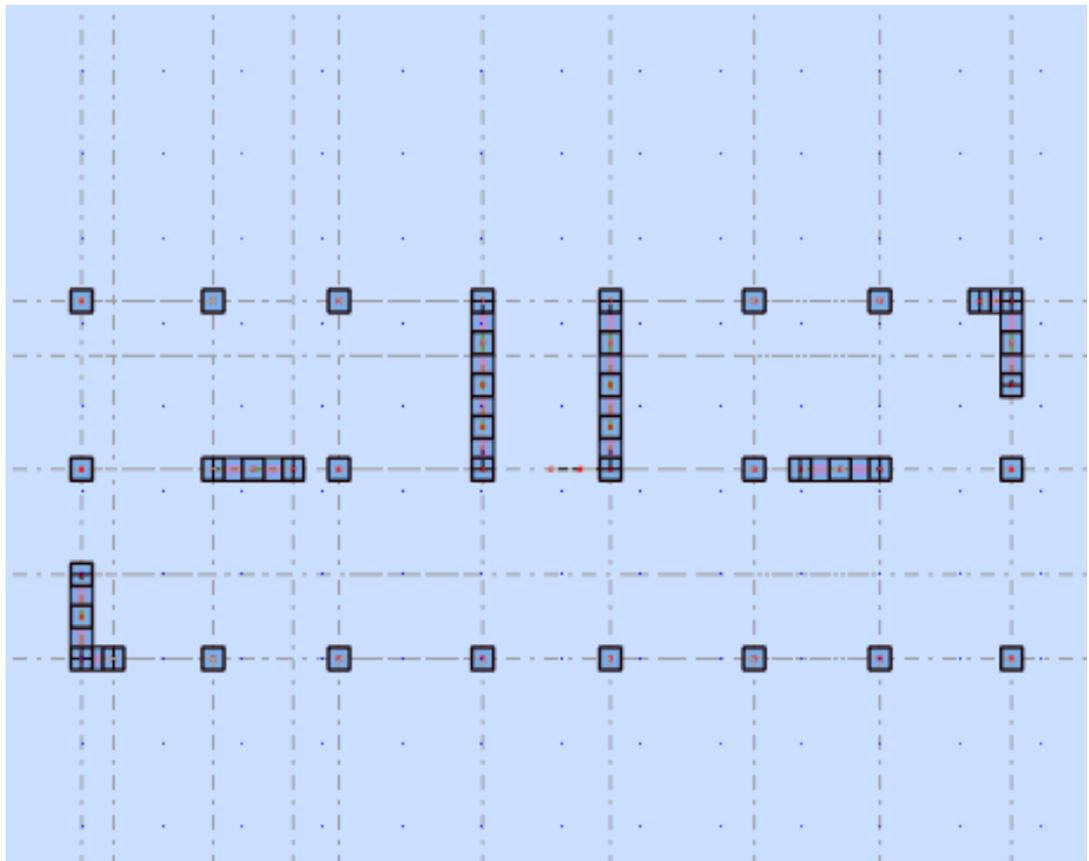
$$T = 0,72s > 1,30 \times 0,38 = 0,49s$$

- **Remarque:**

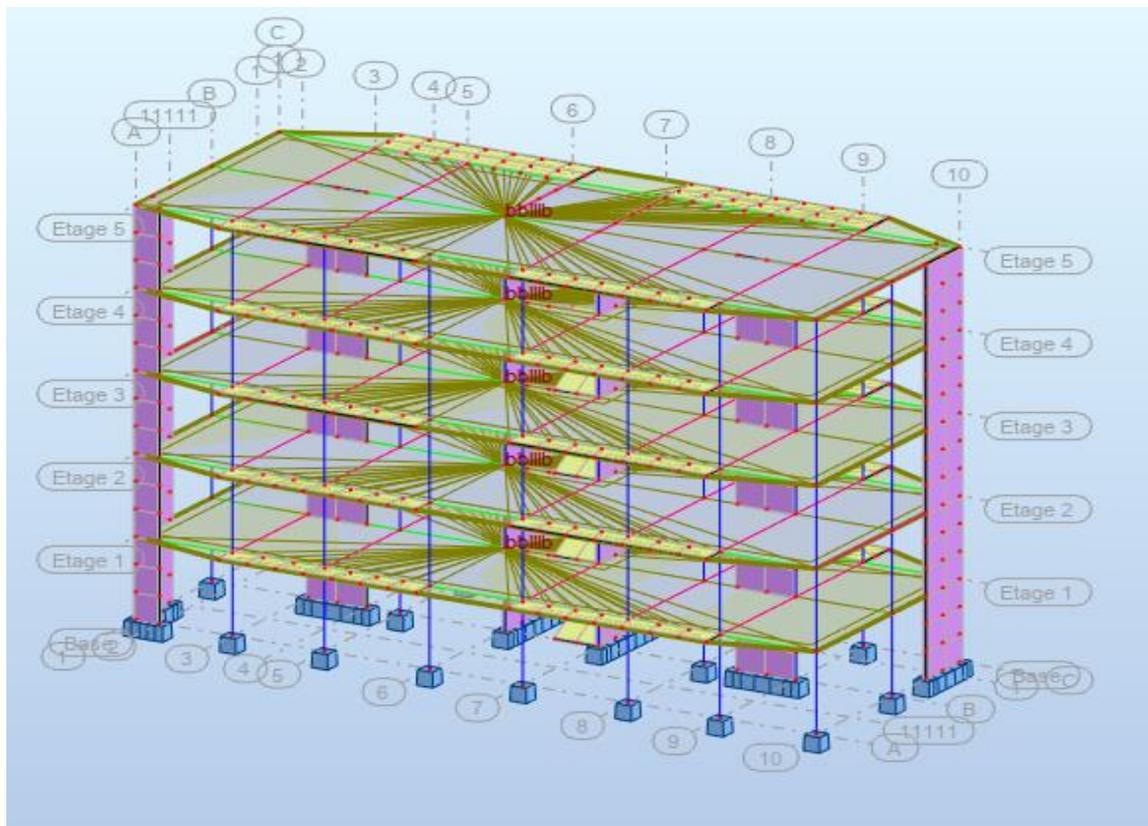
En remarque qu'il est nécessaire de réduire la période, ce qui rend essentiel de renforcer la rigidité de notre structure en ajoutant des voiles, tout en tenant compte des conditions spécifiées dans l'article 3.4 du RPA (Règlement de Construction Parasismique), annexe A.4.

❖ **Modélisation avec voiles :**

- Caractéristique géométrique des Voiles :  $e = 20cm$



**Figure IV.5 :** Disposition des voiles V2019



**Figure IV.6.** Vue générale avec voiles v2019

- Après l'analyser par ROBOT, en obtint les résultats présentés dans le tableau IV.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	2,22	0,45	73,62	0,07	0,0	73,62	0,07	0,0	1294112,40	1294112,40	0,0
4/ 2	2,72	0,37	73,76	0,15	0,0	0,14	0,09	0,0	1294112,40	1294112,40	0,0
4/ 3	3,25	0,31	73,83	69,67	0,0	0,06	69,52	0,0	1294112,40	1294112,40	0,0
4/ 4	7,65	0,13	89,21	69,69	0,0	15,39	0,01	0,0	1294112,40	1294112,40	0,0
4/ 5	10,87	0,09	89,21	69,69	0,0	0,00	0,00	0,0	1294112,40	1294112,40	0,0
4/ 6	14,34	0,07	89,24	90,00	0,0	0,02	20,31	0,0	1294112,40	1294112,40	0,0
4/ 7	16,03	0,06	95,12	90,01	0,0	5,89	0,01	0,0	1294112,40	1294112,40	0,0
4/ 8	22,62	0,04	95,12	90,02	0,0	0,00	0,00	0,0	1294112,40	1294112,40	0,0
4/ 9	22,64	0,04	95,12	90,02	0,0	0,00	0,00	0,0	1294112,40	1294112,40	0,0
4/ 10	23,48	0,04	95,12	90,02	0,0	0,00	0,00	0,0	1294112,40	1294112,40	0,0
4/ 11	24,74	0,04	95,28	90,02	0,0	0,15	0,00	0,0	1294112,40	1294112,40	0,0
4/ 12	24,79	0,04	95,77	90,02	0,0	0,49	0,00	0,0	1294112,40	1294112,40	0,0
4/ 13	24,83	0,04	97,39	90,02	0,0	1,62	0,00	0,0	1294112,40	1294112,40	0,0
4/ 14	26,62	0,04	97,39	90,02	0,0	0,00	0,00	0,0	1294112,40	1294112,40	0,0
4/ 15	26,64	0,04	97,39	90,02	0,0	0,00	0,00	0,0	1294112,40	1294112,40	0,0
4/ 16	27,83	0,04	97,40	90,02	0,0	0,01	0,00	0,0	1294112,40	1294112,40	0,0

**Tableau V.4.** Résultat de l'analyse dynamique par logiciel ROBOT version 2019

### Constatation

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale :

$$T = \mathbf{0,38\ s.}$$

2°/ 1<sup>er</sup> et 3<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation

3°/ Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion

#### ❖ *Interprétation :*

La période fondamentale  $T=0,38\ s$  est inférieure à celle calculée par les Formules empiriques données par le RPA99 (formules 4-6 de l'article 4-2-4)

$$T(\text{RPA}) = T = 0,09h_N/\sqrt{D} = 0,91\text{s.}$$

$$T = \mathbf{0,38\text{s}} < 1,30 \times 0,38 = \mathbf{0,49\text{s}}$$

#### ★ **Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/Version 2003 :**

#### ❖ **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon l'article 4-3-6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base ( $V_{dy}$ ), calculée en combinant les valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente ( $V$ ), conformément aux directives du règlement.

**Tableau V.5.** Vérification de la résultante des forces.

	V (KN)	0.8V (KN)	$V_{dy}$ (KN)	$V_{dy}>0.8$ V
Sens xx	1327.75	1062.75	1067,32	Vérifiée
Sens yy	1390.98	1112.78	1124,87	Vérifiée

**Vérification des déplacements :**

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta K - \delta K-1$$

Avec:

$$\delta K = R \times \delta_{ek}$$

: Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

: Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)  $R$  : coefficient de comportement ( $R=3.5$ ).

Tous les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**Tableau IV.6.** Vérification des déplacements. (Sens x-x)

Niv	Sens xx					Observation
	(cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta$ (cm)	1,0%(h <sub>k</sub> )	
1	0,4	0,4	0	0.4	3,06	Vérifié
2	1,0	0,7	0.4	0.3	3,06	Vérifié
3	1,8	0,7	0,7	0	3,06	Vérifié
4	2,4	0,7	0,7	0	3,06	Vérifié
5	3,1	0,6	0,7	0.1	3,06	Vérifié

**Tableau IV.7.** Vérification des déplacements. (Sens y-y)

Niv	Sens y-y					Observation
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta$ (cm)	1,0% (h <sub>k</sub> )	
1	0,1	0,1	0	0.1	3,06	Vérifié
2	0,4	0,3	0.1	0.2	3,06	Vérifié
3	0,8	0,4	0.3	0.1	3,06	Vérifié
4	1,2	0,4	0.4	0	3,06	Vérifié
5	1,6	0,4	0.4	0	3,06	Vérifié

❖ Vérification de l'effort normal réduit :

Il est nécessaire de vérifier l'effort normal réduit afin de prévenir ou de limiter le Risque de rupture fragile provoqué par les sollicitations sismiques globales. La formule utilisée pour cette vérification est la suivante :

$$P = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{art 7.4.3.1 RPA99/2003; P63})$$

**Tableau IV.8.** Vérification de l'effort normal réduit.

Niv	N <sub>d</sub> (KN)	Type de Poteau	B (cm <sup>2</sup> )	P	Remarque
1	239,84	35*35	1225	0,007	Vérifiée

❖ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :** (art 5.9 RPA99/2003 ; P51)

Si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) dus aux charges verticales après déplacement peuvent être négligés dans le cas des bâtiments :

$$A_K - \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

P<sub>k</sub> : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V<sub>K</sub>: effort tranchant d'étage au niveau "k"

$$V_K = \sum F_i$$

Δ<sub>K</sub>: déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1", h<sub>K</sub>:

hauteur de l'étage "k".

Si  $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(\theta_k - 1)$ .

Si  $\theta_k \geq 0,2$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**Tableau.IV.9.** l'effet de P- $\Delta$ , sens X-X 15149,91

Etage	Pk (KN)	Dalta k(m)	hk (m)	Vk (KN)	Tita	V/Limite	Vérification
1	14195,68	0,40000	3,06	1051,64	5,3838	0,10	CV
2	11276,30	0,70000	3,06	984,73	7,9910		
3	8351,51	0,70000	3,06	845,73	6,8875		
4	5426,30	0,70000	3,06	645,36	5,8579		
5	2515,17	0,60000	3,06	253,17	5,8896		

**Tableau.IV.10.** l'effet de P- $\Delta$ , sens Y-Y

Etage	Pk (KN)	Dalta k(m)	hk (m)	Vk (KN)	Tita	V/Limite	Vérification
1	1124,87	0,10000	3,06	1051,64	0,1067	0,10	CV
2	1051,81	0,30000	3,06	984,73	0,3194		
3	901,32	0,40000	3,06	845,73	0,4248		
4	704,47	0,40000	3,06	645,36	0,4346		
5	407,94	0,40000	3,06	253,17	0,6368		

Étant donné que la condition  $\theta \leq 0,10$  est satisfaite, cela signifie que l'effet P- $\Delta$  n'a aucune influence sur la structure, ce qui permet de négliger les effets du deuxième ordre.

❖ **Justification de l'interaction voiles-portiques :**

❖ **Sous charges verticales :**

Selon l'article 3.4.a des RPA99/2003, les exigences pour les systèmes mixtes sont les suivantes :

Les voiles doivent absorber au moins 20% des charges sollicitantes.

Les résultats correspondants sont résumés dans le tableau IV.12

**Tableau IV.11.** Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niv	Charge reprise			Pourcentage reprise	
	F <sub>z</sub> (KN)	F <sub>z</sub> (Pot)	F <sub>z</sub> (Voiles)	Pot(%)	Voiles (%)
1 <sup>er</sup> Niv	1067,32	239,84	827,49	22.47	77.73
2 <sup>ème</sup> Niv	999,62	281,78	717,84	28.18	71.82
3 <sup>ème</sup> Niv	862,85	297,61	565,24	34.49	65.51
4 <sup>ème</sup> Niv	653,27	248,82	404,45	38.08	61.92
5 <sup>ème</sup> Niv	366,58	280,72	85,86	76.57	23.43

Il est observé que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux.

❖ **Vérification d'ensemble :** (art 5.5 RPA 99/2003 ; P50)

Le moment de renversement, résultant de l'action sismique, doit être calculé par rapport au niveau de contact entre le sol et la fondation. Le moment stabilisateur sera calculé en prenant en compte le poids total, comprenant le poids de la structure, le poids des fondations et éventuellement le poids du remblai.

✚ **Vérification de renversement :**

Moment de renversement  $\rightarrow$   $M_r = \sum F_i \times Z_i$

Moment stabilisant  $\rightarrow$   $M_s = \sum W_i \times b_i$

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq 1.5$$

**Tableau IV.12.** Les valeurs de W, b<sub>i</sub> et F ; Sans X-X

Étage	V <sub>x</sub> (KN)	F <sub>x</sub> (KN)	Z (m)	M <sub>r</sub> (KN.m)	W (KN)	X <sub>g</sub> (b <sub>i</sub> ) (m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	Rapport	Vérification
1	1067,32	67,70	3,06	207,16	264792.96	11.65	3084837.984	1489.08	CV
2	999,62	136,77	6,12	837,03				3685.45	CV
3	862,85	209,58	9,18	1923,94				1603.39	CV
4	653,27	286,69	12,24	3509,09				879.99	CV
5	366,58	366,58	15,30	5608,67				550.012	CV

**Tableau IV.13.** Les valeurs de  $W$ ,  $b_i$  et  $F$  ; Sans Y-Y

Etage	$V_x$ (KN)	$F_x$ (KN)	$Z$ (m)	$M_r$ (KN.m)	$W$ (KN)	$X_g$ ( $b_i$ ) (m)	$M_s$ (KN.m)	Rapport	Vérification
1	1067,32	67,70	3,06	207,16	264792.96	11.65	3084837.984	1489.08	CV
2	999,62	136,77	6,12	837,03				3685.45	CV
3	862,85	209,58	9,18	1923,94				1603.39	CV
4	653,27	286,69	12,24	3509,09				879.99	CV
5	366,58	366,58	15,30	5608,67				550.012	CV

**✚ Conclusion :**

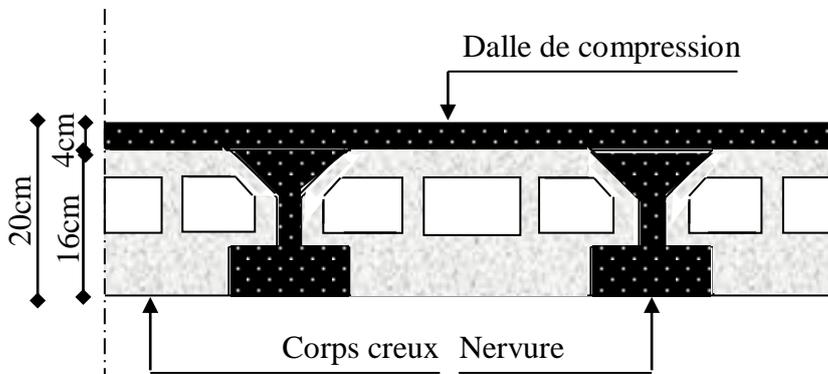
Après avoir effectué plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, en tenant compte à la fois des critères de résistance et des contraintes économiques, nous avons réussi à satisfaire toutes les conditions requises par le RPA99/2003. Cela nous permet de conserver notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux

# Chapitre VI

## Etude Des planchers

**VI.1 Etudes des planchers:**

Les planchers à corps creux de type (16+4) constitués d'hourdis de 16cm épaisseur et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur



Plancher à corps creux, il est formé d'un ensemble de nervures + les éléments (corps creux) + table de compression donc un plancher de corps creux se compose de:

- Nervures (poutrelle) disposé d'un sens longitudinal (petite portée).
- Poutres secondaires et principales.
- Table de compression une dalle en béton armé 4cm d'épaisseur.

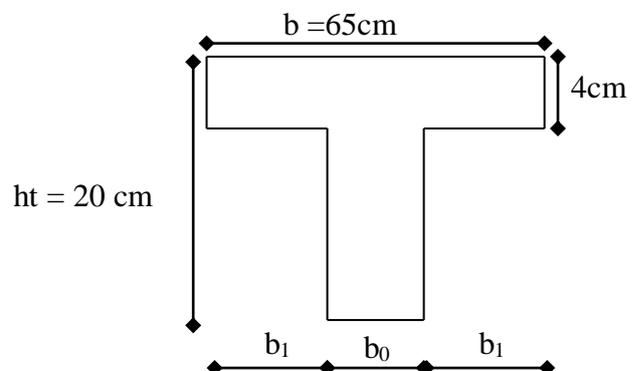
**Calcul des poutrelles:**

Pour le calcul d'une poutre de section en **T** qui a pour caractéristique géométrique  $ht = 20\text{cm}$  (la hauteur totale de la section) ; (Hourdie + table de compression).

$b = 65\text{cm}$  (valeur standard 65cm aligner)

$b_0 = 12\text{cm}$  (la longueur de l'âme de la poutrelle).

$b_1 = 26.5\text{ cm}$



Plancher	G (kg/m <sup>2</sup> )	Q (kg/m <sup>2</sup> )	Qu=1.35G+1.5Q (kg/m <sup>2</sup> )	Qs=1.35G+1.5Q (kg/m <sup>2</sup> )
Terrasse	579	100	931.65	679
Courant	489	150	885.15	639

**VI .1.1 Charges et sur charges:**

**a) Méthode de calcul de poutrelles (nervures):**

La méthode utilisée (la méthode de forfaitaire)

**b) Condition d’application de la méthode forfaitaire:**

Cette méthode est applicable pour le calcul des éléments fléchis des poutres; poutrelle et dalle portante dans un seul sens (cas des planchers à corps creux à surcharge modérée)

Elle est utilisée ici puisque elle remplit les conditions suivantes:

- 1) La fissuration est préjudiciable
- 2) La charge d’exploitation doit être  $Q < \max (2 G; 500\text{kg/m}^2)$

G: charge permanente  $\Rightarrow = 100 < 2G \dots\dots\dots \text{ok}$

- 3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8et1.25

$$0.8 \leq L_i/L_{i+1} < 1.25$$

- 4) Les moments d’inertie des sections transversale sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.

**c) Principe de la méthode forfaitaire:**

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées  $M_t$  et des moments sur appuis  $M_e$  (pour l’appui droit) et  $M_w$  (pour l’appui gauche) à des fonctions fixées forfaitairement de la valeur maximal du moment fléchissant  $M_0$  isostatique dans la travée de comparaison c'est-à-dire dans la travée indépendant de même portée libre qui la travée considéré et soumise aux même charges.

**d) Exposé de la méthode**

$\alpha$  : Le rapport de charge et des surcharges d'exploitation à la Somme des charges

permanentes et des charges d'exploitation  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Les valeurs de  $M_t$  et  $M_w$  et  $m_e$  doivent vérifier les conditions suivants:

\*  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$  .

\*  $M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0$  le cas d'une travée de rive.

\*  $M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0$  le cas d'une travée intermédiaire

La valeur absolue de chaque moment un appui intermédiaire n'est pas inférieure à:

**0.6M<sub>0</sub>** dans le cas d'une poutre de travée.

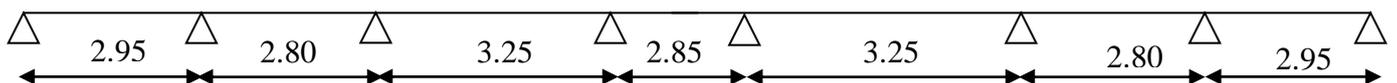
**0.5M<sub>0</sub>** dans le cas des appuis voisine des appuis de rive d'une poutre à plus deux travées.

**0.4M<sub>0</sub>** dans le cas des autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées.

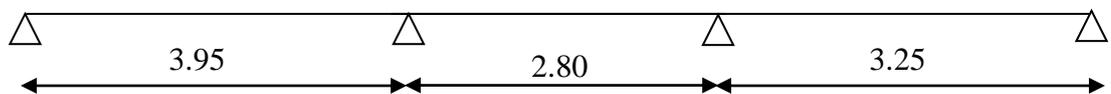
Il y a deux types des poutrelles

**il y a deux types des poutrelles**

**1<sup>er</sup> type:**

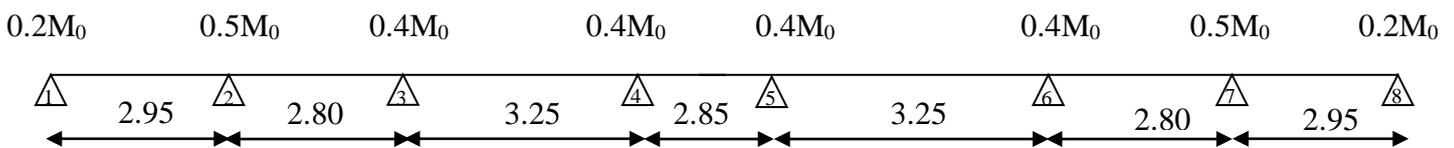


**2<sup>eme</sup> type:**



**VI-1-2 Calcul des moments fléchissant:**

**1<sup>er</sup> type**



**A) pour le plancher terrasse:**

$$G = 579 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

**Vérification des conditions de la méthode forfaitaire**

$$*100 < 2G = 2 \times 579 = 1158 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$*100 < 500 \text{ kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{ok}$$

\* Les moments d'inertie sont les mêmes dans les travées en continuité.....ok

\* Les rapports des deux portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 < L_i / L_{i+1} < 1.25 \dots\dots\dots \text{ok}$$

Donc on applique la méthode forfaitaire

**Combinaison pour le plancher terrasse L'E.L.U**

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 579 + 1.5 \times 100 = 931.65 \text{ kg/m}^2$$

On prend que (0.65) qui revient aux nervures

$$Q_u = 0.65 Q_u$$

$$Q_u = 0.65 \times 931.65 = 605.57 \text{ kg/ml}$$

$$\alpha = \frac{100}{579 + 100} = 0.15$$

**Travée (1-2)**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{605.57 \times 2.95^2}{8} = 658.74 \text{ kg.m}$$

$$M_w = 0.2M_0 = 131.74 \text{ kg.m}$$

$$M_e = 0.5M_0 = 329.37 \text{ kg.m}$$

$$1) M_t \geq 1.05M_0 - \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} = 0.70M_0; \text{ avec } (1 + 0.3\alpha)M_0 \leq 1.05M_0$$

$$2) M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.62M_0 \Rightarrow \text{travée de rive}$$

$$\text{Donc: } M_t = 0.70M_0 = 0.70 \times 658.74 = 461.11 \text{ kg.m}$$

Tableau de plancher terrasse:

Travée	M <sub>0</sub> (kg.m)	Me (kg.m)	Mw (kg.m)	Mt (kg.m)
1-2	658,75	329,37	131,75	461,12
2-3	593,46	237,38	296,73	356,08
3-4	799,54	319,82	319,82	519,70
4-5	614,84	245,94	245,94	399,65
5-6	799,54	319,82	319,82	519,70
6-7	593,46	296,73	237,38	356,08
7- 8	658,75	131,75	329,37	461,12

**B) Pour le plancher courant**

G = 489 kg/m<sup>2</sup>

Q = 150 kg/m<sup>2</sup>

**Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

\* 100 < 2G = 2 x 489 = 978 kg/m<sup>2</sup>.....ok

\* 150 < 500 kg/m<sup>2</sup>.....ok

\* Les moments d'inertie sont les mêmes dans les travées en continuité.....ok

\* Les rapports des deux portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

0.8 < L<sub>i</sub>/L<sub>i+1</sub> < 1.25.....ok

Donc on applique la méthode forfaitaire

**Combinaison pour le plancher courant L'E.L.U**

Q<sub>u</sub> = 1.35G + 1.5Q = 1.35x 489 + 1.5x 150 = 885.15 kg/m<sup>2</sup>

On prend que (0.65) qui revient aux nervures

Q<sub>u</sub> = 0.65 Q<sub>u</sub>

Q<sub>u</sub> = 0.65 x 885.15 = 575.34 kg/m<sup>2</sup>

$$\alpha = \frac{150}{489 + 150} = 0.23$$

$$M_0 = qu \frac{L^2}{8} \text{ (Moment isostatique)}$$

Travée (1-2)

$$M_0 = \frac{qu.L^2}{8} = \frac{575.34 \times 2.95^2}{8} = 625.86 \text{ kg.m}$$

$$M_w = 0.2M_0 = 125.17 \text{ kg.m}$$

$$M_e = 0.5M_0 = 312.93 \text{ kg.m}$$

$$1) M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} = 0.71M_0; \text{ avec } (1 + 0.3\alpha)M_0 \geq 1.05M_0$$

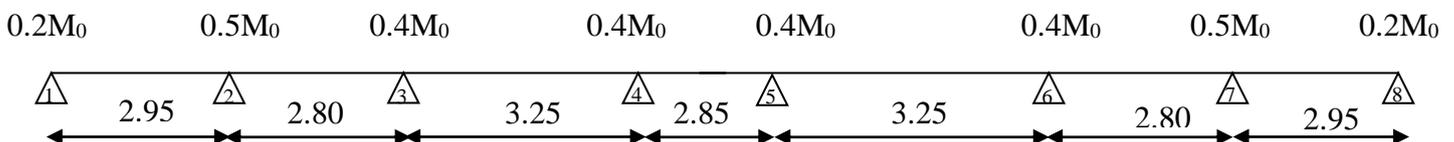
$$2) M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}M_0 = 0.63M_0 \Rightarrow \text{travée de rive}$$

$$\text{Donc: } M_t = 0.72M_0 = 0.72 \times 625.86 = 444.36 \text{ kg.m}$$

Tableau de plancher courant:

Travée	M <sub>0</sub> (kg.m)	M <sub>e</sub> (kg.m)	M <sub>w</sub> (kg.m)	M <sub>t</sub> (kg.m)
1-2	625,86	312,93	125,17	449,99
2-3	563,83	225,53	281,92	349,01
3-4	759,63	303,85	303,85	508,19
4-5	584,15	233,66	233,66	390,80
5-6	759,63	303,85	303,85	508,19
6-7	563,83	281,92	225,53	349,01
7-8	625,86	125,17	312,93	449,99

Calcul l'effort tranchant:



a) Pour le plancher terrasse

Travée (1-2)

$$\alpha = \frac{100}{579+100} = 0.15$$

$$T_e = \frac{qu.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_w = -\frac{qu.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = \frac{605.57 \times 2.95}{2} + \frac{131.75 - 329.37}{2.95} = 826.22 \text{ kg}$$

$$T_w = -\frac{605.57 \times 3.65}{2} + \frac{131.75 - 329.37}{2.95} = -960.21 \text{ kg}$$

Plancher terrasse		
Travée	Te (kg)	Tw (kg)
1-2	826,22	-960,21
2-3	868,99	-826,60
3-4	984,05	-984,05
4-5	862,94	-862,94
5-6	984,05	-984,05
6-7	826,60	-868,99
7-8	960,21	-826,22

b) Pour le plancher courant

Travée (1-2)

$$\alpha = \frac{150}{489+150} = 0.23$$

$$T_e = \frac{qu.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_w = -\frac{qu.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

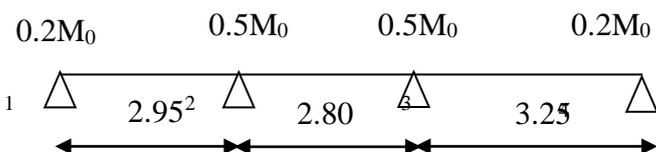
$$T_e = \frac{575.34 \times 2.95}{2} + \frac{125.17 - 312.34}{2.95} = 784.98 \text{ kg}$$

$$T_w = -\frac{575.34 \times 2.95}{2} + \frac{125.17 - 312.34}{2.95} = -912.27 \text{ kg}$$

Plancher Courant		
Travée	Te (kg)	Tw (kg)
1-2	784,98	-912,27
2-3	825,61	-785,34
3-4	934,93	-934,93
4-5	819,86	-819,86
5-6	934,93	-934,93
6-7	785,34	-825,61
7-8	912,27	-784,98

Calcul des moments fléchissant:

2<sup>eme</sup> type



a) Pour le plancher terrasse

Travée (1-2)

$$\alpha = \frac{100}{579 + 100} = 0.15$$

$$M_0 = \frac{qu.L^2}{8} = \frac{605.57 \times 2.95^2}{8} = 658.74 \text{kg.m}$$

$$M_w = 0.2M_0 = 131.74 \text{kg.m}$$

$$M_e = 0.5M_0 = 329.37 \text{kg.m}$$

$$1) M_t \geq 1.05M_0 - \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} = 0.70M_0; \text{ avec } (1 + 0.3\alpha)M_0 \leq 1.05M_0$$

$$2) M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.62M_0 \Rightarrow \text{travée de rive}$$

Donc:  $M_t = 0.70M_0 = 0.70 \times 658.74 =$

$$3) M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_0 \Rightarrow \text{Travée de intermédiaire}$$

Tableau de plancher terrasse:

Travée	M <sub>0</sub> (kg.m)	M <sub>e</sub> (kg.m)	M <sub>w</sub> (kg.m)	M <sub>t</sub> (kg.m)
1-2	658,75	329,37	131,75	461,12
2-3	593,46	296,73	296,73	326,40
3-4	799,54	159,90	399,77	559,67

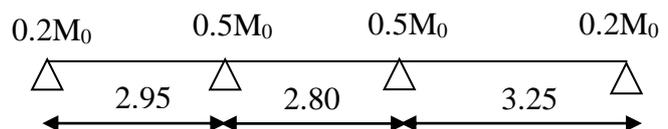
b) Pour le plancher courant

Travée (1-2)

$$\alpha = \frac{150}{489 + 150} = 0.23$$

$$M_0 = \frac{qu.L^2}{8} = \frac{575.34 \times 2.95^2}{8} = 625.86 \text{kg.m}$$

$$M_w = 0.2M_0 = 125.17 \text{ kg.m}$$



$$M_e = 0.5M_0 = 312.93 \text{kg.m}$$

$$1) M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{0.2M_0 + 0.5M_0}{2} = 0.71M_0; \text{ avec } (1 + 0.3\alpha)M_0 \geq 1.05M_0$$

$$2) M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}M_0 = 0.63M_0 \Rightarrow \text{travée de rive}$$

$$\text{Donc: } M_t = 0.72M_0 = 0.72 \times 625.86 = 444.36 \text{kg.m}$$

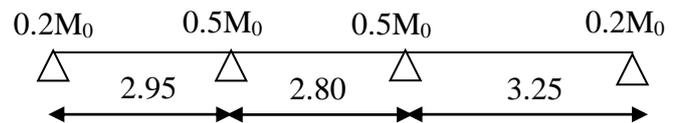
$$3) M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2}M_0 \Rightarrow \text{Travée de intermédiaire}$$

Tableau de plancher courant:

Travée	M <sub>0</sub> (kg.m)	M <sub>e</sub> (kg.m)	M <sub>w</sub> (kg.m)	M <sub>t</sub> (kg.m)
1-2	625,86	312,93	125,17	449,99
2-3	563,83	281,91	281,91	321.38
3-4	759,63	379.81	151.92	546.93

Calcul l'effort tranchant:

Pour le plancher terrasse



Travée (1-2)

$$\alpha = \frac{100}{579 + 100} = 0.15$$

$$T_e = \frac{qu.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_w = -\frac{qu.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = \frac{605.57 \times 2.95}{2} + \frac{131.75 - 329.37}{2.95} = 826.22 \text{kg}$$

$$T_w = -\frac{605.57 \times 2.95}{2} + \frac{131.75 - 329.37}{2.95} = -960.21 \text{kg}$$

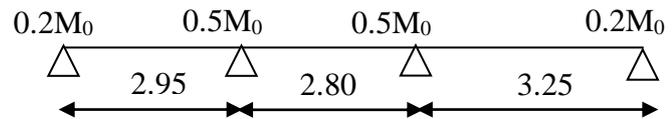
tableau de plancher terrasse

Plancher terrasse		
Travée	Te (kg)	Tw (kg)
1-2	826,22	-960,21
2-3	847.80	-847.80
3-4	1027.85	-910.24

Pour le plancher courant:

Travée (1-2)

$$\alpha = \frac{150}{489 + 150} = 0.23$$



$$Te = \frac{qu.L}{2} + \frac{Mw - Me}{L}$$

$$Tw = -\frac{qu.L}{2} + \frac{Mw - Me}{L}$$

$$Te = \frac{575.34 \times 2.95}{2} + \frac{125.17 - 312.93}{2.95} = 826..22kg$$

$$Tw = -\frac{575.74 \times 2.95}{2} + \frac{125.17 - 312.93}{2.95} = -912.86kg$$

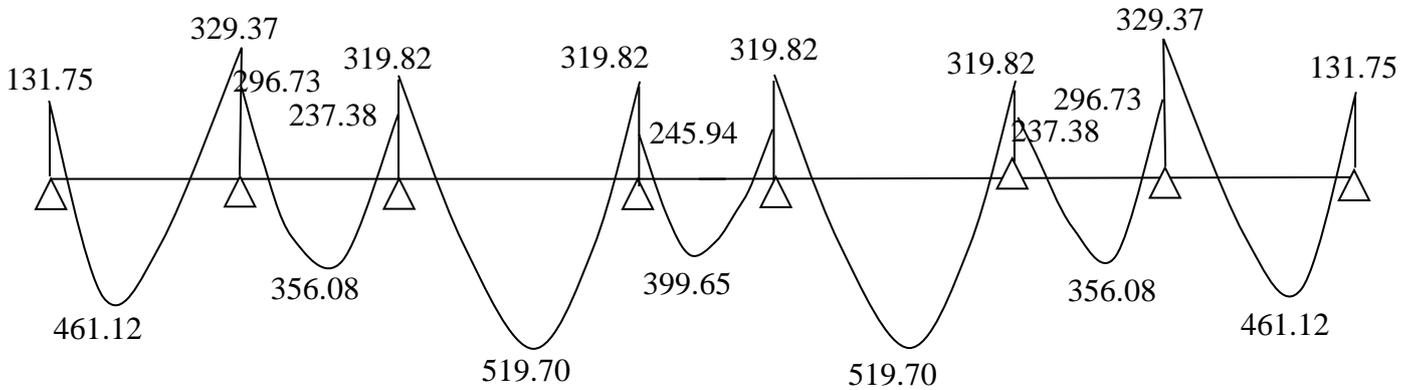
tableau de plancher courant:

Plancher courant		
Travée	Te (kg)	Tw (kg)
1-2	784.97	-912.86
2-3	806.03	-806.03
3-4	865.45	-1005.69

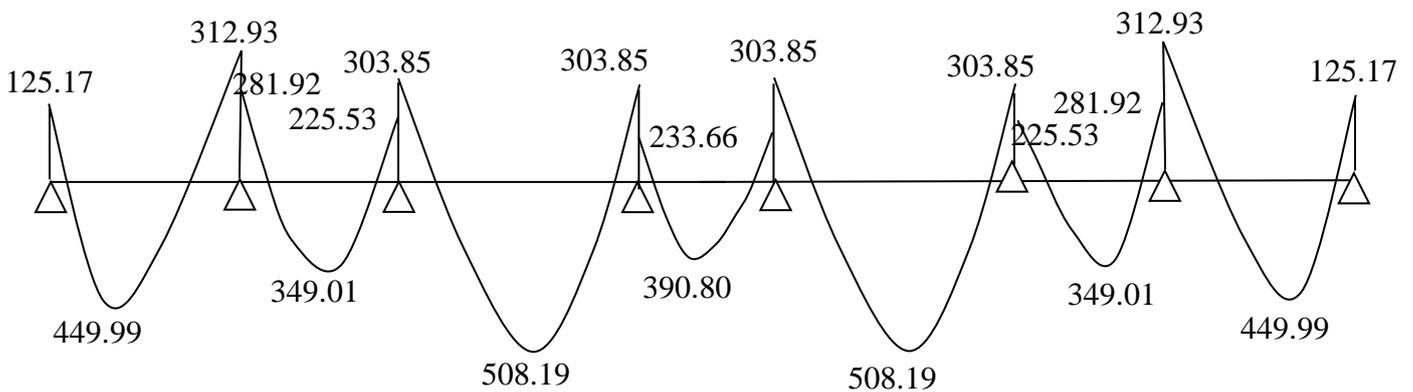
Diagramme des moments fléchissant:

1<sup>er</sup> type

a) Plancher terrasse

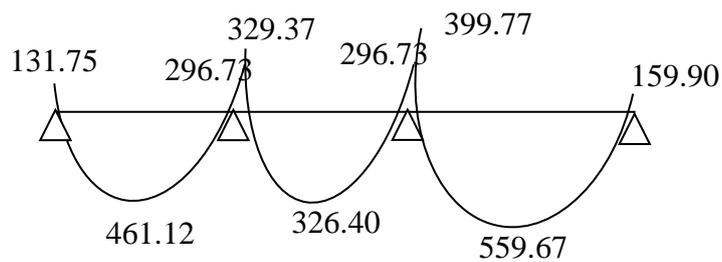


b) Plancher courant



2<sup>eme</sup> type

a) Plancher terrasse :



b) Plancher courant :

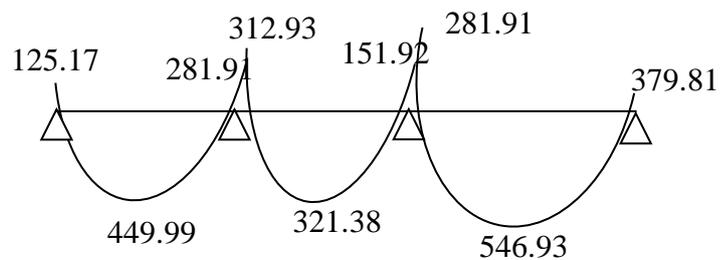
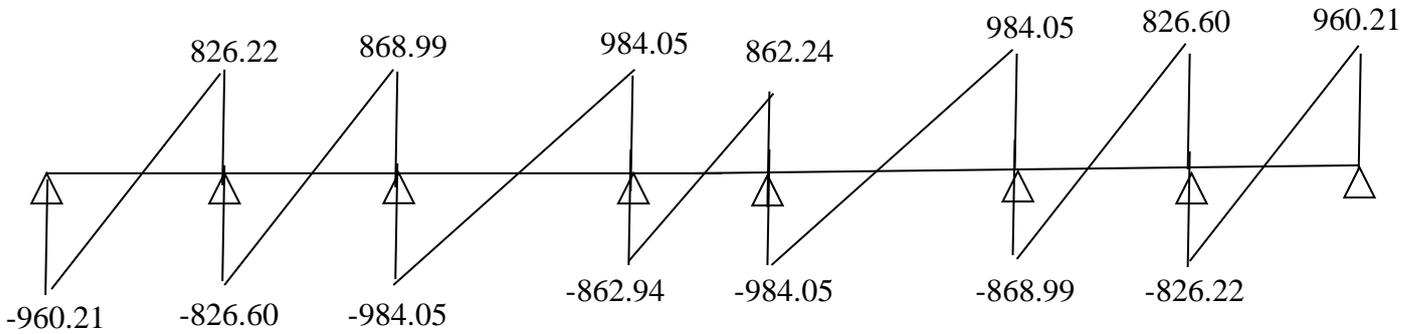


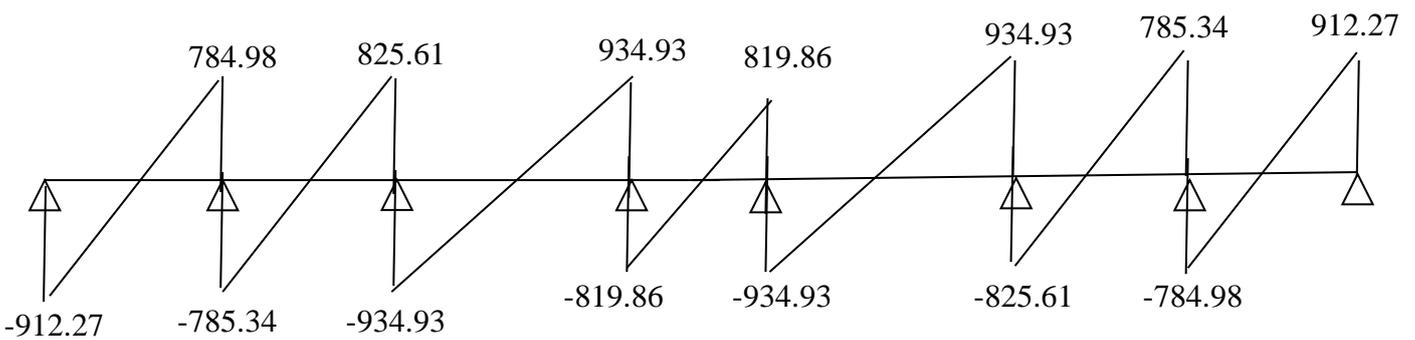
Diagramme des efforts tranchant:

1<sup>er</sup> type

a) Plancher terrasse:

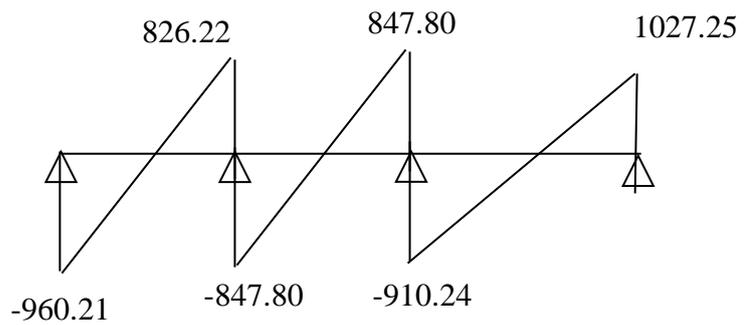


b) Plancher courant:

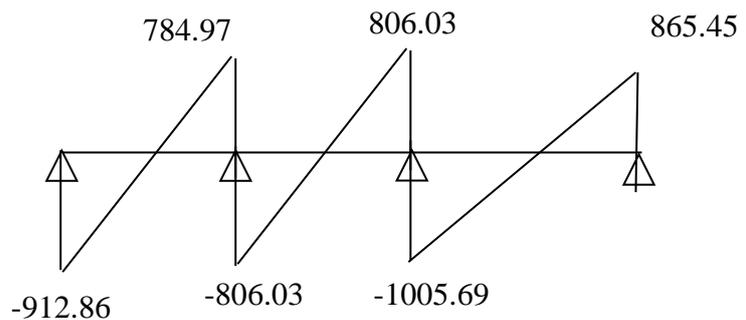


2<sup>eme</sup> type

a) Plancher terrasse:



b) Plancher courant:



VI.1.2 Calcul de ferrailage:

a) Armatures longitudinales

$$\begin{cases} Mt \text{ max} = 559.67 \text{ kg.m} \\ Ma \text{ max} = 399.77 \text{ kg.m} \\ T \text{ max} = 1027.85 \text{ kg.m} \end{cases}$$

\* En travée:

$$Mu = Mt \text{ max} = 559.67 \text{ kg.m}$$

$$fbu = \frac{0.85 \times fc_{28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_b \cdot u = \frac{Mt \text{ max}}{b \cdot d^2 \cdot fbu} = \frac{559.67 \times 10^{-5}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.018$$

$$\mu_b \cdot u < \mu_c = 0.392 \text{ (pas d'armatures comprimées. } A'x = 0)$$

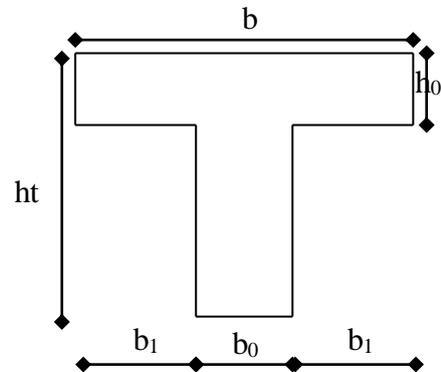
$$\alpha_u = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_b u} \right) = 0.022$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 18(1 - 0.4 \times 0.022) = 17.84 \text{ cm}$$

$$\mu_b \cdot u < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \epsilon_s = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$As = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{559.67 \times 10^{-1}}{0.1784 \times 348} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Donc: on prend .....  $As = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$



b) Vérification de non-fragilité:

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \frac{ft_{28}}{fe} = 0.23 \times 65 \times 18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (ok)$$

\* Sur appuis:

**Sur appuis:**

$$Mu = Ma \max = 399.77 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{399.77 \times 10^{-5}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.013$$

$$\mu_{bu} < \mu = 0.392 \text{ (pas d'armatures comprimées. } A' x = 0)$$

$$\alpha_u = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.032$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) = 18(1 - 0.4 \times 0.032) = 17.76 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot.A} \Rightarrow \epsilon_s = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{399.77 \times 10^{-1}}{0.1776 \times 348} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Donc: on prend..... $A_s = 1\text{HA}14 = 1.54 \text{ cm}^2$

**Vérification de non-fragilité:**

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} \geq 0.26 \text{ cm}^2$ .....(ok)

**Armature transversale:**

Diamètre:

$$\phi_t < \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; Q \right\} \Rightarrow \left\{ \frac{200}{35}; \frac{120}{10} \right\} \Rightarrow \{5.71; 12; 10\}$$

Donc:  $\phi = 6 \text{ mm}$  (At. =  $0.57 \text{ cm}^2$ )

**Escapement:**

$$St \leq \text{Min} (0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \text{min} (16.2; 40 \text{ cm})$$

On prend: ..... $St = 15 \text{ cm}$

**Vérification de section:**

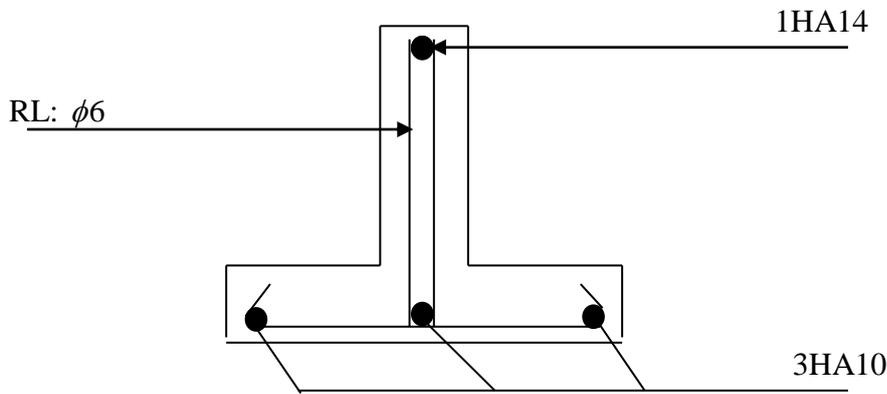
$$A_t = \frac{0.4 \cdot b_0 \cdot St}{f_e} \Rightarrow A_t = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2$$

**Vérification de cisaillement:**

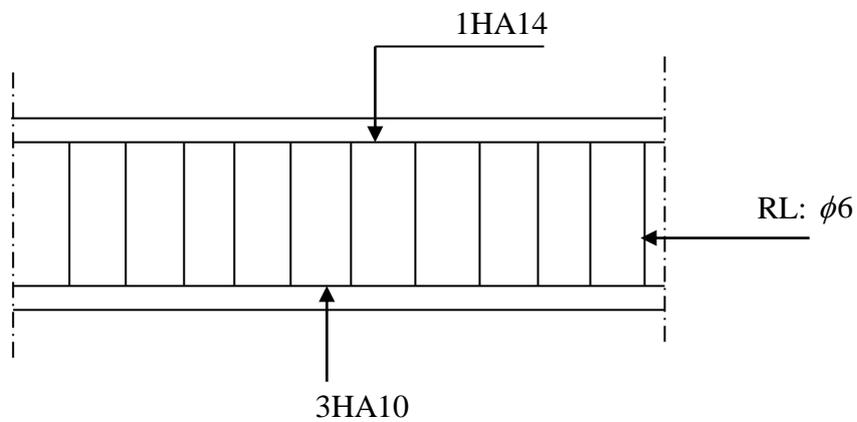
$$\tau = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \tau' = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) = 3.33Mpa$$

$$\tau = \frac{1027.85 \times 10^{-5}}{0.12 \times 0.18} = 0.47Mpa$$

$\tau < \tau'$ .....(ok)



**Dalle de compression:** Le ferrailage de la dalle compression est réalisé avec un treillis sondé de type Ts L 520 de  $\phi 6mm$  à maille carrée de 15 cm de cote.



# **Chapitre VII**

## **Etude**

### **Des portiques**

### VII.1 Introduction

La méthode de « CAQUOT » est applicable à des poutres à inertie constante; avec des charges uniformes ou concentrées et la fissuration est supposée non revêtements.

#### VII .1.2 Principe de la méthode

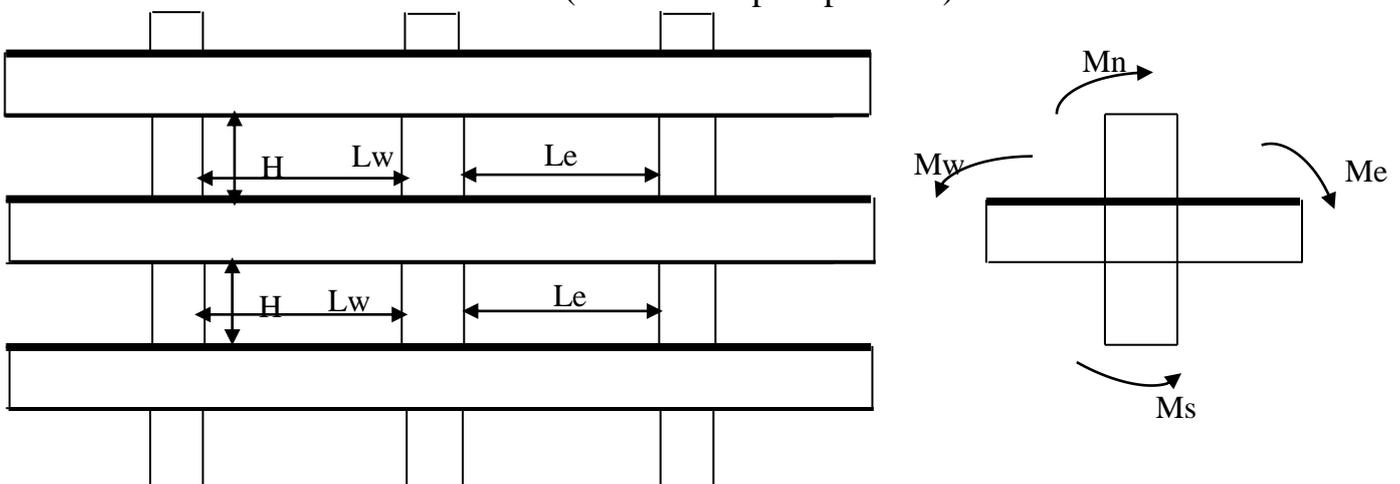
Le Principe consiste à choisir des nœuds et déterminer les moments à gauche à droit en haut et en bas; en tenant compte des charges des travées encadrant le nœud et de la résistance offerte par le tronçon inférieur et supérieur qui aboutissent à ce nœud.

Les moments de continuité agissant dans se rencontrent en formant un noeud ; Peuvent être évalués en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui considéré (travée de gauche indice W. travée de droite indice E) ; et de la résistance offerte par les tronçons inférieurs et supérieurs des poteaux au nœud considéré.

#### VII .1 .3 Exposé de la méthode

On détache de chaque coté des appuis des travées fictives dont les longueurs (désignées par les indices W et E) sont précisés par les travées intermédiaires et les travées de rive et en détache de même au dessus de chaque appuis des tronçons fictifs de poteaux de hauteur  $h_s$  (sud);  $h_n$  (nord); Cette méthode consiste à choisir un noeud avec les branchés

(Poteaux et poutres) qui aboutissent ces branches de longueur réel  $h_n$ ;  $h_s$   $L$ ;  $L_e$  supposées simplement articulées à leurs extrémités ainsi ; les quatre moments  $M_n$ ;  $M_s$ ;  $M_e$ ;  $M_w$  autour de ce noeud dans las structures réelle sont égales aux moments correspondants ; autour de même noeud dans la structure fictive (schéma ci après poteaux)



**Calcul des traçons des travées fictives:**

**\*Poteaux:**

$$\left. \begin{array}{l} 0.9 h_n : \text{si le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher} \\ h'_n \\ 0.8 h_n : \text{pour les autres cas} \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 h_s : \text{pour les autres cas} \\ h'_s \\ h_s \Rightarrow \text{ces les poteaux articulent sur leurs fondations.} \end{array} \right\}$$

Travée intermédiaire:  
 $L'e = 0.8 le$

$L'w = 0.8 lw$

**C) Les moment fictifs:**

$$M'e = \frac{qe \cdot (L'e)^2}{8.5} + L'e \cdot \sum Kei \cdot Q_{ei}$$

$$M'w = \frac{qw \cdot (L'w)^2}{8.5} + \sum Kei \cdot Q_{wi}$$

$$K = \frac{x \cdot (x-1)(x-2)}{2.125} \text{ avec } x = \frac{A}{L}$$

$q_w ; q_e$  les charges uniformément réparties sur les travées ( W et E)

$q_{ei}, q_{wi}$  : les charges concentrées applique sur les travée (W et E)

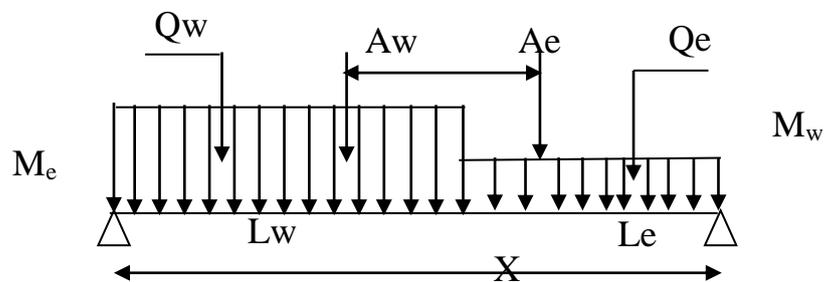
distances (  $a_w$  et  $a_e$  ) des mur de l'appuis considérées

**D) Calcul de raideurs:**

$$K_w = \frac{I_w}{L'w}; K_e = \frac{I_e}{L'e}; K_s = \frac{I_s}{L's}; K_n = \frac{I_n}{L'n}$$

$I_w$  : moment d'inertie des travées et droites

$I_n ; I_s$  : moment d'inertie des poteaux supérieurs et inférieurs.



**\*travée de rive:**

On utilise les notions suivantes

- Nœud de rives (nœud – 01)

$$L'e = 0.8Le$$

$$L'w = 0.8Lw$$

- Nœud voisin des nœuds de rive (nœud- 2)

$$L' = x \cdot L \begin{cases} L'e = x \cdot Le \\ L'w = x \cdot Lw \end{cases}$$

Avec  $x$  : coefficient  $0.8 < x < 1$

$$x_1 = 0.8 \text{ pour } K_{s1} + K_{n1} < 1.5K_1$$

$$x_2 = \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7.5 \cdot K_{e1}} \text{ Pour } K_{s1} + K_{n1} \leq 1.5K_2$$

$$x_3 = 0.8 \text{ pour } K_{s3} + K_{n3} < 1.5K_{w3}$$

$$x_4 = 1 - \frac{K_{s4} + K_{s4}}{7.5 \cdot K_{w4}} \text{ Pour } K_{s4} + K_{n4} \leq 1.5K_{w4}$$

**calcul de moments  $M'e$  ;  $Mw$  ;  $Ms$  ;  $Mn$  :**

$$M'e = \frac{qe \cdot (L'e)^2}{8.5} + L'e \cdot \sum Kei \cdot pe$$

$$M'w = \frac{qw \cdot (L'w)^2}{8.5} + L'w \sum Kei \cdot pw$$

Les moments dans ces sections dangereuses sont en valeur absolue.

- Sur l'appui des travées de gauche:

$$M_w = M'_w \cdot \left[ 1 - \frac{k_w}{d} \right] + M'_e \cdot \frac{k_w}{d}$$

- Sur l'appui des travées de droite:

$$M_e = M'_e \cdot \left[ 1 - \frac{k_e}{d} \right] + M'_w \cdot \frac{k_e}{d}$$

- Sur l'inférieur des poutres dans les poteaux inférieurs:

$$M'_s = \frac{k_s}{d} \cdot (M'_e - M'_w)$$

- Sur supérieur du plancher des poteaux supérieurs:

$$M'_n = \frac{k_n}{d} \cdot (M'_e - M'_w)$$

**Remarque:**

Pour les traverses, les moments  $M_e$  et  $M_w$  sont négatifs.

Pour les poteaux, la zone tendue du tronçon supérieur et du coté correspondant à la plus grandes des deux valeurs absolues  $|M'_e|$  et  $|M'_w|$  la face tendue du tronçon inférieur et de coté opposé.

$$M_1 = M_0 - \frac{M_{ei-1} + M_{wi}}{2}$$

$M_0$  : moment isostatique suivant le cas chargement

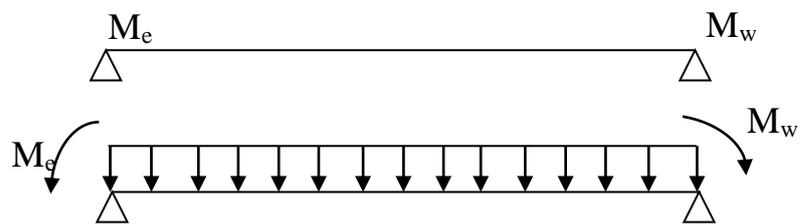
$$M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8} \text{ ou } M_1 = \frac{(Tu)^2}{2 \cdot q} - M_w$$

**B) Calcul des efforts tranchants dans les poutres:**

$$Tx = q \cdot x - q \cdot \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$x = 0 \Rightarrow T_w = q \cdot \frac{L}{2} + \frac{M_{ei} - M_{wi}}{L}$$

$$x = L \Rightarrow T_e = q \cdot \frac{L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$



**C) Calcul des efforts maximaux dans les poteaux:**

-ces efforts sont déterminés à partir des efforts tranchants dans les poutres; ainsi dans le cas des charges verticales.

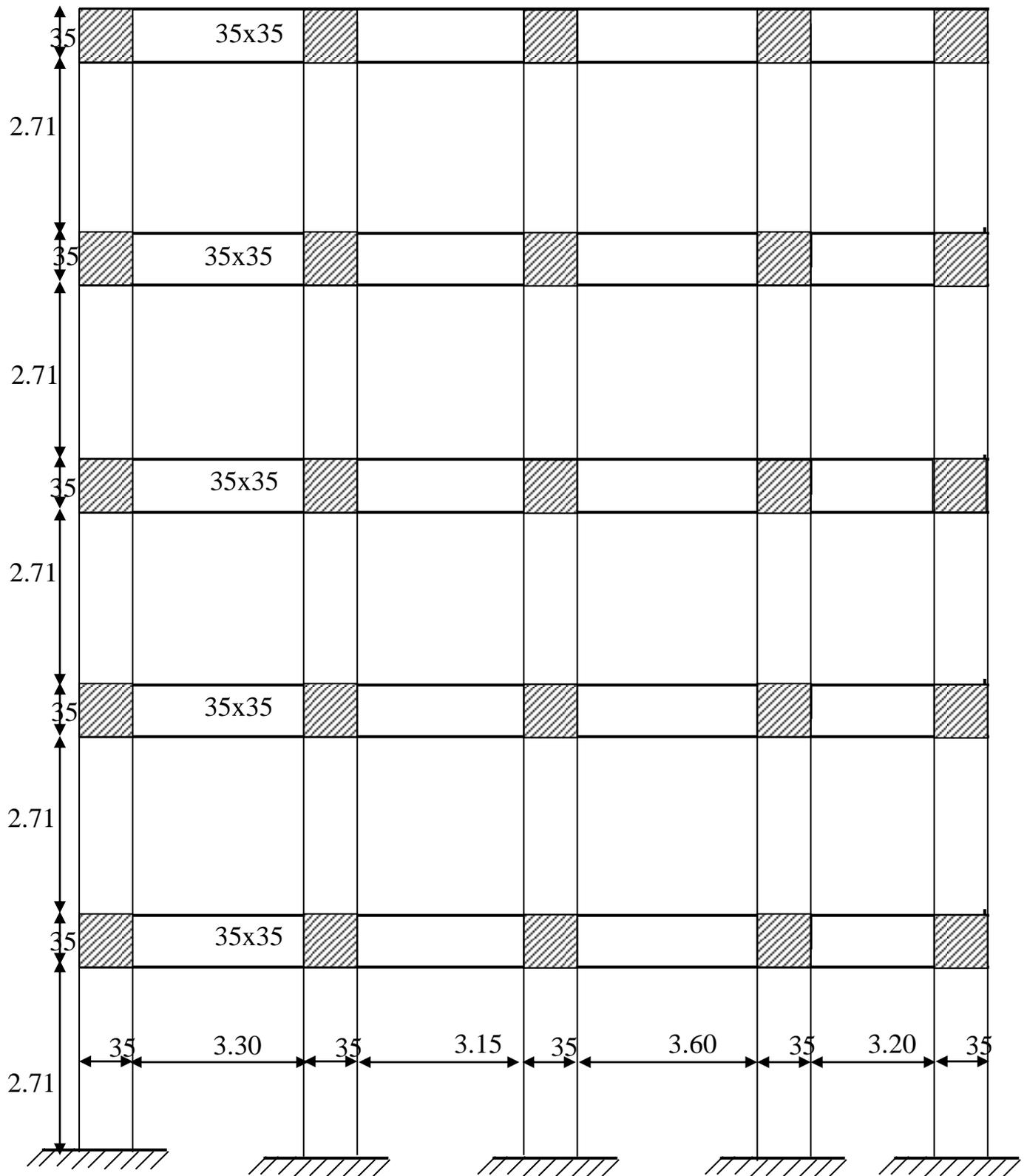
Les réactions au niveau des appuis et donnent des efforts de compression dans les poteaux.

$$N_{i+1} = T_{ei+1} - T_{wi+1}$$

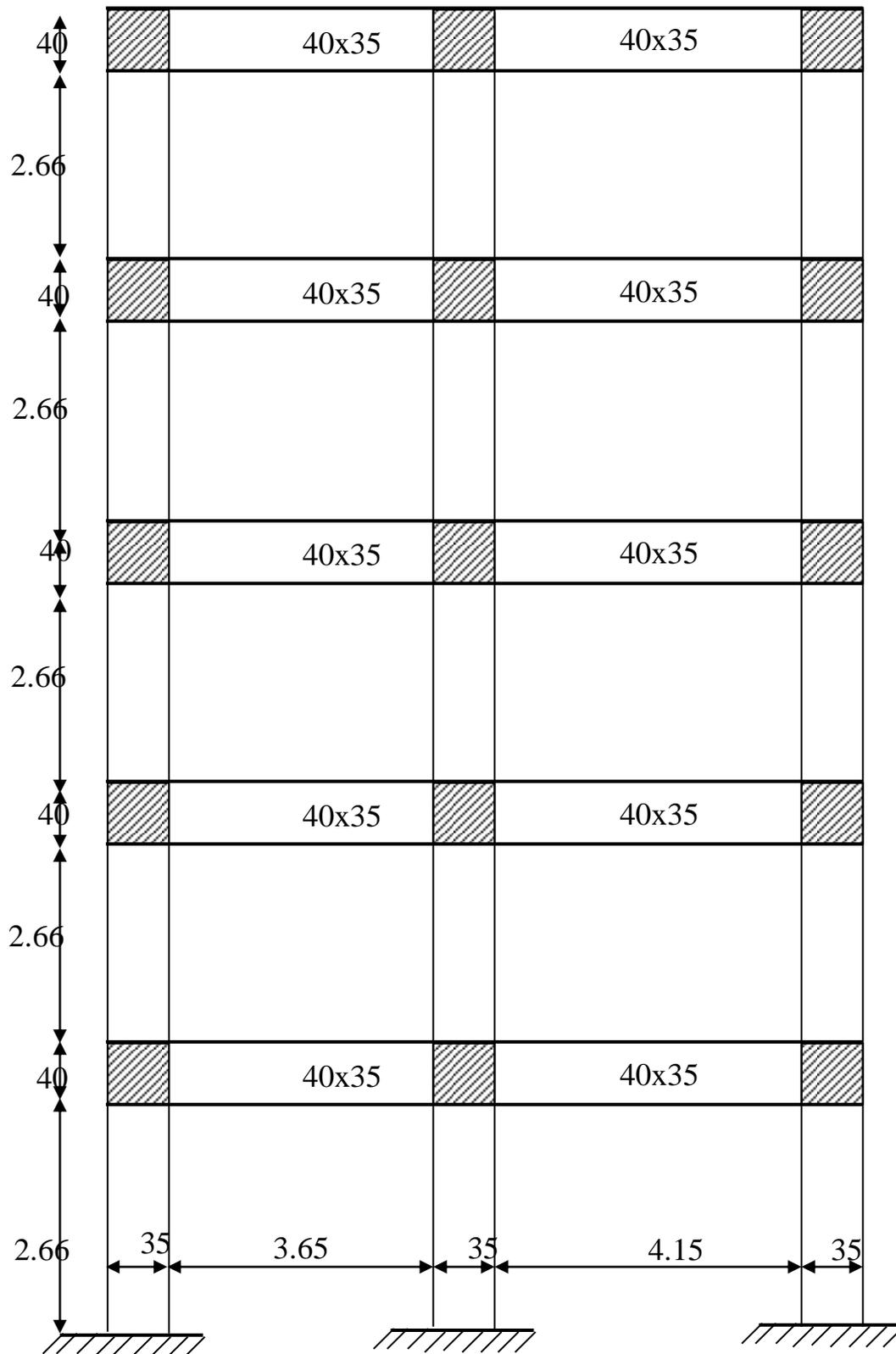
$$N_i = T_{ei} - T_{wi}$$

Avec  $N_i$  effort normal à l'appui (i):

Portique longitudinale B-B



Portique transversales A-A



**a) - La charge dans le portique longitudinale B – B:**

**a) Plancher terrasse :**

- Poids de plancher  $(579 \times 0.65) = 376.35 \text{ kg/ml}$
- Poids de la poutre  $(0.30 \times 0.35 \times 2500) \times 1 = 262.5 \text{ kg/ml}$

$$G = 638.85 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 100 \times 0.65 = 65 \text{ kg/ml}$$

**b) - Plancher courant:**

- Poids de plancher  $(489 \times 0.65) = 317.85 \text{ kg/ml}$
- Poids de la poutre  $(0.30 \times 0.35 \times 2500) \times 1 = 262.5 \text{ kg/ml}$
- Poids de Mur intérieur  $(2.71 \times 192) = 520.32 \text{ kg/ml}$

$$G = 1100.67 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 150 \times 65 = 97.5 \text{ kg/ml}$$

**Plancher terrasse**

$G = 638.85 \text{ kg/ml}$ $Q = 65 \text{ kg /ml}$
---

**Plancher courant**

$G = 1100.67 \text{ kg/ml}$ $Q = 97.5 \text{ kg /ml}$
--

**b) - La charge dans le portique transversale 1-1:**

**a) Plancher terrasse:**

- Poids de plancher  $(579 \times 2.075) = 1201.42 \text{ kg/ml}$
- Poids de poutre  $(0.35 \times 0.40 \times 2500) \times 1 = 350 \text{ kg/ml}$

$$G = 1551.42 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 100 \times 2.075 = 207.5 \text{ kg/ml}$$

**Plancher terrasse**

$G = 1551.42 \text{ /ml}$ $Q = 207.5 \text{ kg /ml}$
---

b) - Plancher courant:

- Poids de plancher  $(489 \times 2.075) = 1014.67 \text{ kg/ml}$

- Poids de la poutre  $(0.35 \times 0.40 \times 2500) \times 1 = 350 \text{ kg/ml}$

- Poids de Mur intérieur  $(2.71 \times 192) = 520.32 \text{ kg/ml}$

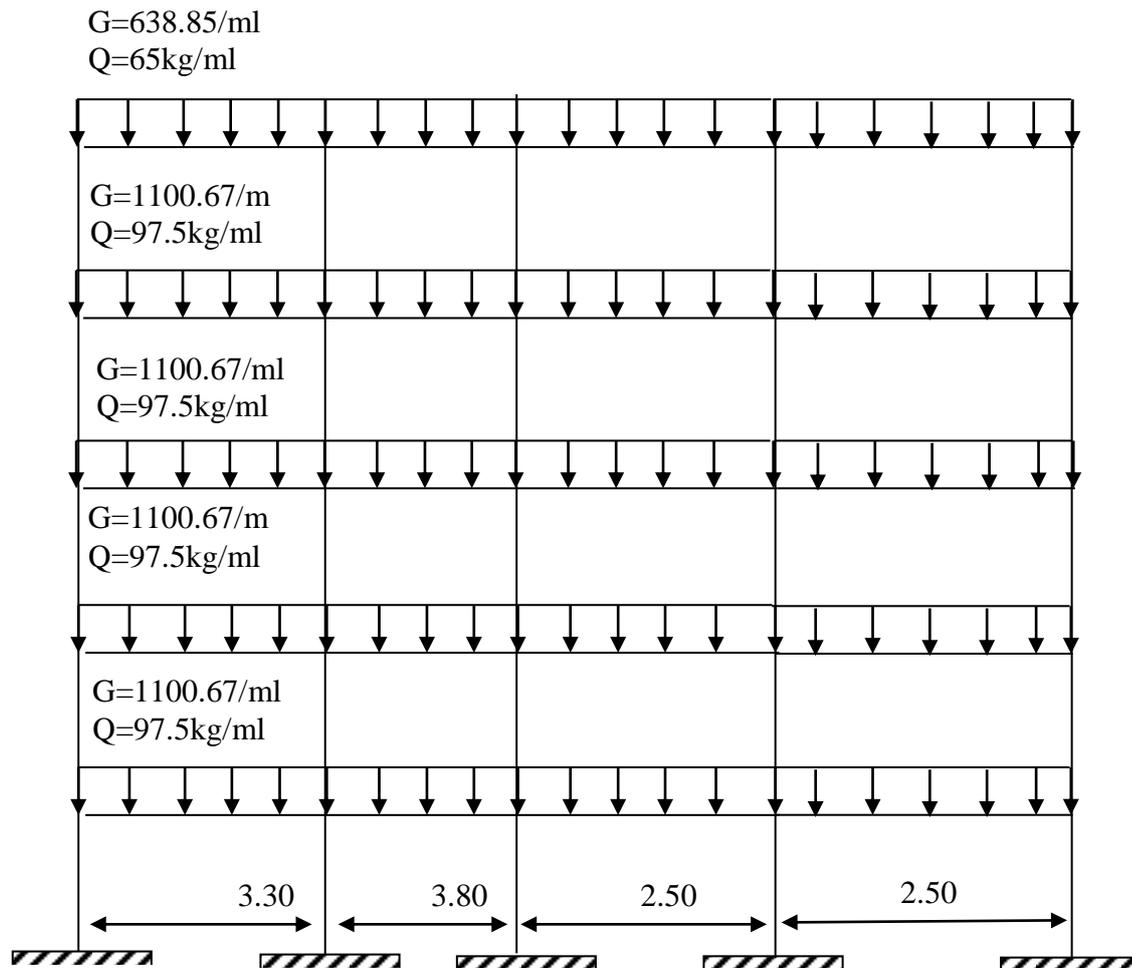
$$G = 1762.74 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 150 \times 2.075 = 311.25 \text{ kg/ml}$$

**Plancher courant**

<p><math>G = 1885/\text{ml}</math></p> <p><math>Q = 311.25 \text{ kg /ml}</math></p>
--

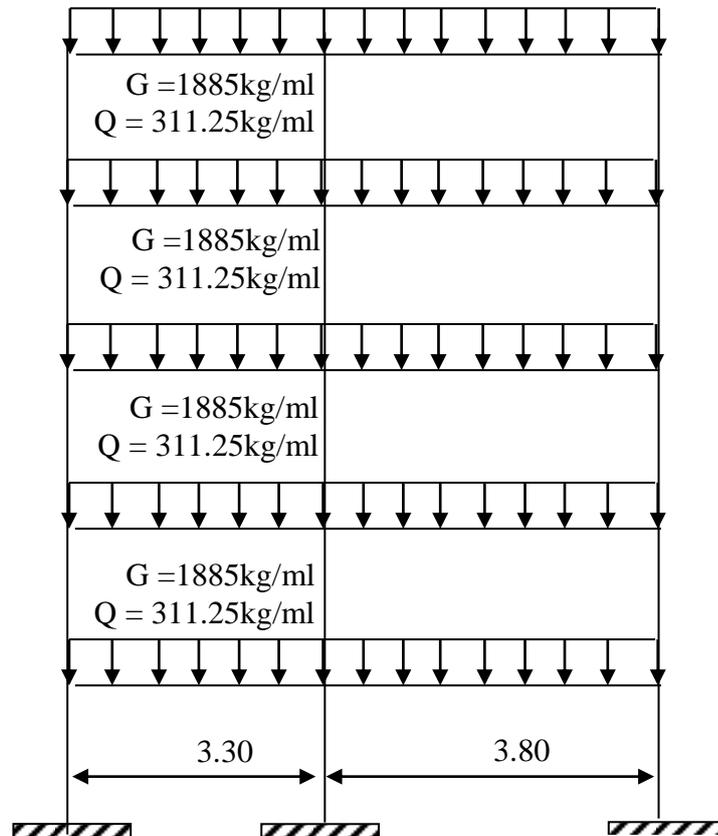
**Charge dans le portique B - B**



**Charge dans le portique 1-1**

$$G = 1551.42 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 207.5 \text{ kg/ml}$$

**Superposition des charges introduction**

Il s'agit d'effectuer les combinaisons sur des sollicitations dues au charges verticales les éléments structuraux seront dimensionnés. Les combinaisons prescrites par le CBA63.

Poutres

$$1.35G + 1.5Q$$

Avec:

G: les charges permanentes

Q: les surcharges d'exploitation

Les sollicitations données par les combinaisons sont résumées dans les tableaux suivants

**Ferraillage des poutres:**

Les poutres seront ferraillage comme étant des sections rectangulaires soumises à la flexion simple.

-Les poutres sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.

-La fissuration étant peu nuisible car les poutres sont élément son compose

**Méthode de calcul:**

La section ( $b \times h$ ) et comme que les caractéristiques  $f_{c28}$  Fe;  $F_e$ ;  $et.ob$ ;  $\sigma_s$

$$* \text{La.contrainte.de.calcul : } f_{bu} = \frac{0.82 \times f_{c28}}{\phi \cdot \gamma_b}$$

$$* \text{Le.moment.réduit..}\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$* \text{Control.si : } \mu_{bu} \leq \mu_{ab} = 0.186 \Rightarrow \text{Pivot}(A) \Rightarrow \sigma_s = f(\sigma_{st})$$

$$* \text{Calcul.de.la.section.d'acier : } A_u = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s}; Z = d(1 - 0.4\alpha) \text{ avec } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{\eta \cdot \mu_{bu}})$$

Adaptation d'une section réelle:

Différents vérifications:

**Condition de non-fragilité:**

$$A \geq 0.23 f_{c28} \frac{b \cdot d}{f_e}$$

**Condition RPA99:**

\* 0.50% en tout poutre total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre

\* 0.40% en zone courant (pourcentage total maximum des aciers longitudinaux en zone courant)

\* 0.60% en zone recouvrement (pourcentage total maximum de aciers longitudinal en zone recouvrement)

**Vérification de la flèche:**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \cdot \frac{M_b}{10M_0}; \frac{A_s}{b \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

**Calcul des armatures transversales:**

Le diamètre minimal des armatures transversales:

$$\phi \leq \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right\}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}. \text{ Avec : } V_u = V \text{ max}$$

$$\bar{\tau} = \min \{0.13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}\} = 2.60 \text{ Mpa}$$

**Calcul de l'espacement:**

$$St \leq \{0.9d; 10cm\}$$

L'espacement exigé par le RPA

$$\text{Zone nodale } St \leq \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30cm \right\}$$

$$\text{Zone intermédiaire } St \leq \frac{h}{2}$$

**Calcul de l'ancrage:**

La valeur limite d'adhérence:  $\bar{\tau}_s$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2_s \times f_{c28} \text{ Avec:}$$

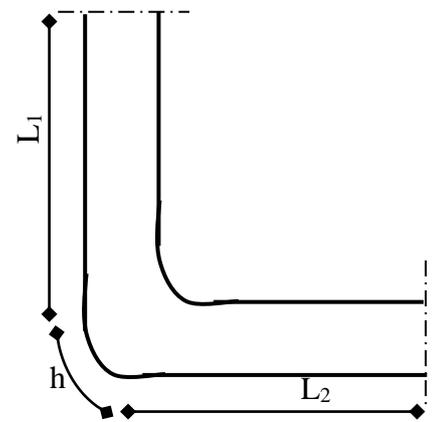
$$\psi_s = 1.5(HA) \text{ Coefficient de scellement longueur de scellement droit}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\bar{\tau}_s} \text{ d'après les recommandations } L_s \geq 4\phi$$

Pour assurer l'ancrage, il faut que  $\alpha = 90^\circ$

$$1.87L_1 + L_2 \geq L_s - 2.19\phi$$

$$1.87L_1 + L_2 \geq L_s - 2.19\phi$$

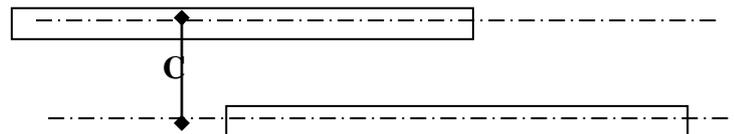


**Calcul de recouvrement:**

Les recouvrements des armatures tendues des aciers (HA; FeE400) et le plus souvent présentes scellement droit

$$C > 5\phi L_R = L_s + C$$

$$C \leq 5\phi L_R = L_s$$



C: la distance entre des deux barres:  $L_s = 40\phi$  pour FeE400

**Sollicitation de calcul:**

Sollicitation	Poutres principales		Poutres secondaires	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>Ma (kg.m)</b>	<b>4735.22</b>	<b>3457.48</b>	<b>1424.58</b>	<b>1048.16</b>
<b>Mt (kg.m)</b>	<b>4324.84</b>	<b>3126.41</b>	<b>1021.76</b>	<b>752.97</b>
<b>T (kg)</b>	<b>8847.45</b>	<b>6441.06</b>	<b>3390.64</b>	<b>2495.77</b>

**Ferraillage à L'ELU:****- Poutres principales****Armature en travée:**

$$M_t = 4324.84 \text{ kg.m} = M_u$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c_{28}}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4324.84}{0.3 \times (0.38)^2 \times 14.17} \times 10^{-5} = 0.07$$

$$\mu_{bu} = 0.07 \leq u_u = 0.392 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée (A'x = 0)}$$

$$\alpha_u = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.07} \right) = 0.09$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha_u)d = (1 - 0.4 \times 0.09) \cdot 38 = 36.63 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_s} = \frac{4324.84 \times 10^{-1}}{0.3663 \times 348} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit} \Rightarrow A_{eff} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

**Armature aux appuis:**

$$M_a = 4735.22 \text{ kg.m} = M_u$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c_{28}}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4735.22}{0.3 \times (0.38)^2 \times 14.17} \times 10^{-5} = 0.07$$

$$\mu_{bu} = 0.07 \leq u_u = 0.392 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée (A'x = 0)}$$

$$\alpha_u = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.07} \right) = 0.09$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha_u)d = (1 - 0.4 \times 0.09) \cdot 38 = 36.63 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_s} = \frac{4735.22 \times 10^{-1}}{0.3663 \times 348} = 3.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit} \Rightarrow A_{eff} = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

**Justification a L.E.L.S:**

**- En travée:** Mts = 3126.41kg.m

$$y_1^2 + \frac{2n(Asc + Ast)}{b} y_1 - \frac{2n(Ascd' + Astd)}{b} = 0 \Rightarrow Asc = 0$$

$$y_1^2 + \frac{2 \times 15 \times 4.62}{30} y_1 - \frac{2 \times 15 \times 4.62 \times 38}{30} = 0$$

$$y_1^2 + 4.62y_1 - 175.56 = 0$$

$$y_1 = 11.1cm$$

Calcul de moment quadratique:

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot Asc(y_1 - d)^2 + n(d - y_1)^2 Ast$$

$$I = \frac{30 \cdot (11.1)^3}{3} + 15 \times 4.62(38 - 11.1)^2$$

$$I = 63822.48cm^4$$

Contraint de service dans le béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{y_1 \cdot Mts_s}{I} = \frac{3126.41 \times 11.1 \times 10}{63822.48} = 5.43Mpa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15Mpa > \sigma_{bc} = 5.43Mpa.....ok$$

Contraint de service dans l'acier:

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot Mts}{I} (d - y_1) = \frac{15 \times 3126.41 \times 10}{63822.48} (38 - 11.1)$$

$$\sigma_{st} = 197.65Mpa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe = 266.66; 201.3 \right\} = 201.3Mpa \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st}.....ok$$

Soit Aeff = 3HA16 = 6.03cm<sup>2</sup>

**En appuis** = 3457.48kg.m

$$y_1^2 + \frac{2n(Asc + Ast)}{b} y_1 - \frac{2n(Ascd' + Astd)}{b} = 0 \Rightarrow Asc = 0$$

$$y_1^2 + \frac{2 \times 15 \times 6.03}{30} y_1 - \frac{2 \times 15 \times 6.03 \times 38}{30} = 0$$

$$y_1^2 + 6.03y_1 - 229.14 = 0$$

$$y_1 = 18.44cm$$

Calcul de moment quadratique

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot Asc(y_1 - d)^2 + n(d - y_1)^2 Ast$$

$$I = \frac{30 \cdot (18.44)^3}{3} + 15 \times 6.03(38 - 18.44)^2$$

$$I = 97307.79cm^4$$

Contraint de service dans le béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{y_1 \cdot Mas_s}{I} = \frac{3457.48 \times 18.44 \times 10}{97307.79} = 6.55Mpa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c_{28}} = 0.6 \times 25 = 15Mpa > \sigma_{bc} = 6.55Mpa \dots \dots \dots ok$$

Contraint de service dans l'acier:

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot Mas}{I} (d - y_1) = \frac{15 \times 3457.48 \times 10}{97307.79} (38 - 18.44)$$

$$\sigma_{st} = 104.24Mpa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e = 266.66; 201.3 \right\} = 201.3Mpa \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st} \dots \dots \dots ok$$

Soit Aeff = 3HA16 = 6.03cm<sup>2</sup>

**Vérification:**

Condition de non-fragilité:

$$A_{min} \geq 0.23b.d \frac{f_{t_{28}}}{f_e} = 0.23 \times 38 \times 30 \frac{2.1}{40} = 1.37cm^2 \dots \dots \dots (ok)$$

Condition de RPA99:

$$A_{min} \geq 5\% . b . h = \frac{0.5 \times 30 \times 40}{100} = 6cm^2 \dots \dots \dots (ok)$$

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau . u = \frac{Tu}{b_0 . d} = \frac{8847.47}{0.3 \times 0.38} . 10^{-5} = 0.77Mpa$$

$$\bar{\tau} = 2.83Mpa \dots \dots \dots (ok)$$

4-Vérification de la flèche:

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{40}{415} = 0.096 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \\ \frac{h}{L} &\geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{0.75M_0}{10M_0} \Rightarrow 0.075 < 0.096 \dots\dots\dots(ok) \\ \frac{As}{b.d} &< \frac{4.2}{fe} = \frac{6.03}{35 \times 38} = 0.0045 < \frac{4.2}{415} = 0.01 \dots\dots\dots(ok) \end{aligned} \right.$$

**Armatures transversales:**

Diamètre:

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi L \min; \frac{b}{10} \right\} = \min \{11.42; 14; 30\} \Rightarrow \phi = 8mm(RL)$$

$$\text{Selon.RPA} \left\{ \begin{aligned} \text{Zone.Nodal : } St &\leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \{10; 16.8; 30\} \Rightarrow St = 10cm \\ \text{Zone.int ermédiaire : } St &\leq \frac{h}{2} = 20cm \Rightarrow St = 20cm \end{aligned} \right.$$

Selon B.A.E.L91:  $St[\min \{0.9d; 40cm\}] = \min \{34.2cm; 40cm\} = 34.2cm$

**Justification du Béton:**

$$\tau = \frac{Vu}{b_0.d} = 0.77Mpa \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15fc_{28}}{\gamma b}; 4Mpa \right\} = 2Mpa$$

$\tau < \bar{\tau} \dots\dots\dots ok$

**Justification de la section des armatures transversales:**

$$St \leq \frac{Atfe}{0.4.b} \Rightarrow At \geq \frac{0.40 \times 30 \times 20}{235} = 1.02cm^2$$

Soit :  $\dots\dots\dots At = 4RL8 = 2.01cm^2$

**Calcul de la longueur d'ancrage:**

$$\bar{\tau}_s = 0.6\psi^2_s \cdot ft_{28} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{Mpa}$$

$$L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} = \begin{cases} \text{Pour.HA16} \Rightarrow L_s = 56.53 \text{cm} \\ \text{Pour.HA14} \Rightarrow L_s = 49.46 \text{cm} \end{cases}$$

Pour un ancrage droit (90°):

$$L_2 + 1.87L_1 + 2.19R \geq L_s$$

$$R = 5.5\phi = 11 \text{cm} (\text{condition de faonnage des barres})$$

$$L_1 = b\phi = 12 \text{cm}$$

$$L_2 \geq L_s - 1.87L_1 - 2.19R$$

$$L_2 \geq 10 \text{cm}$$

**Calcul de la longueur de recouvrement:**

$$C = \frac{\phi_1}{2} + \frac{\phi_2}{2} \begin{cases} Lr = L_s \cdot \text{Pour.C} \leq 5\phi \\ Lr = L_s + c \cdot \text{Pour.C} \geq 5\phi \end{cases}$$

On à des barres de diamètres 16mm:

$$C = \frac{1.6}{2} + \frac{1.6}{2} = 1.6 \leq 5\phi \Rightarrow Lr = L_s = 56.53 \text{cm}$$

**Poutres secondaires (30x35):**

**Ferraillage à L'ELU:**

**Armature en travée:**

$$M_t = 1021.76 \text{kg.m} = M_u$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c_{28}}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1021.76}{0.3 \times (0.33)^2 \times 14.17} \times 10^{-5} = 0.031$$

$$\mu_{bu} = 0.031 \leq u_u = 0.392 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimés} (A'x = 0)$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) = 0.04$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha_u)d = (1 - 0.4 \times 0.04) \cdot 33 = 32.47 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_s} = \frac{1021.76 \times 10^{-1}}{0.3247 \times 348} = 0.90 \text{cm}^2$$

$$\text{soit} \Rightarrow A_{eff} = 3HA12 = 3.39 \text{cm}^2$$

**Armature aux appuis:**

$$M_a = 1424.58 \text{ kg.m} = M_u$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1424.58}{0.3 \times (0.33)^2 \times 14.17} \times 10^{-5} = 0.030$$

$$\mu_{bu} = 0.030 \leq \mu_u = 0.392 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée (A'x = 0)}$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.04$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha_u)d = (1 - 0.4 \times 0.04) \cdot 33 = 32.47 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_s} = \frac{1424.58 \times 10^{-1}}{0.3247 \times 348} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } \Rightarrow A_{eff} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

**Justification a L.E.L.S:**

- **En travée:**  $M_{ts} = 1021.76 \text{ kg.m}$

Position de l'axe neutre:

$$y_1^2 + \frac{2n(Asc + Ast)}{b} y_1 - \frac{2n(Asc d' + Ast d)}{b} = 0 \Rightarrow Asc = 0$$

$$y_1^2 + \frac{2 \times 15 \times 3.39}{30} y_1 - \frac{2 \times 15 \times 3.39 \times 33}{30} = 0$$

$$y_1^2 + 3.39 y_1 - 111.87 = 0$$

$$y_1 = 9.05 \text{ cm}$$

-Calcul de moment quadratique:

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot Asc (y_1 - d)^2 + n (d - y_1)^2 Ast$$

$$I = \frac{30 \cdot (9.02)^3}{3} + 15 \times 3.39 (33 - 9.02)^2$$

$$I = 36579.51 \text{ cm}^4$$

-Contraint de service dans le béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{y_1 \cdot M_{ts}}{I} = \frac{1021.76 \times 9.02 \times 10}{36579.51} = 2.51 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{ok}$$

-Contraint de service dans l'acier:

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_{ts}}{I} (d - y_1) = \frac{15 \times 1021.76 \times 10}{36579.51} (33 - 9.02)$$

$$\sigma_{st} = 100.47 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e = 266.66; 201.3 \right\} = 201.3 \text{ Mpa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.3 \text{ Mpa} > \sigma_{st} = 100.47 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

**En appuis** = 1424.58kg.m

-Position de l'axe neuter:

$$y_1^2 + \frac{2n(Asc + Ast)}{b} y_1 - \frac{2n(Asc d' + Ast d)}{b} = 0 \Rightarrow Asc = 0$$

$$y_1^2 + \frac{2 \times 15 \times 3.39}{30} y_1 - \frac{2 \times 15 \times 3.39 \times 33}{30} = 0$$

$$y_1^2 + 3.39 y_1 - 111.87 = 0$$

$$y_1 = 9.02 \text{ cm}$$

-Calcul de moment quadratique

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot Asc (y_1 - d)^2 + n (d - y_1)^2 Ast$$

$$I = \frac{30 \cdot (9.02)^3}{3} + 15 \times 3.39 (33 - 9.02)^2$$

$$I = 36579.51 \text{ cm}^4$$

-Contraint de service dans le béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{y_1 \cdot M_{as}}{I} = \frac{1424.58 \times 9.02 \times 10}{36579.51} = 3.51 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} > \sigma_{bc} = 3.51 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

-Contraint de service dans l'acier:

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_{as}}{I} (d - y_1) = \frac{15 \times 1424.58 \times 10}{36579.51} (33 - 9.02)$$

$$\sigma_{st} = 140.08 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e = 266.66; 201.3 \right\} = 201.3 \text{ Mpa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201.3 \text{ Mpa} > \sigma_{st} = 140.08 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

**Vérification**

Condition de non-fragilité:

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 38 \times 30 \frac{2.1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{(ok)}$$

**Armatures transversales:**

Diamètre:

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi L \min; \frac{b}{10} \right\} = \min \{10;12;30\} \Rightarrow \phi t = 10mm(RL)$$

soit ..... $\phi t = 8mm(RL)$

Espacement:

$$\text{Selon.RPA} \begin{cases} \text{Zone.Nodal : } St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \{8.75;16.8;30\} \Rightarrow St = 10cm \\ \text{Zone.int ermédiaire : } St \leq \frac{h}{2} = 17.5cm \Rightarrow St = 20cm \end{cases}$$

Selon B.A.E.L91:  $St[\min \{0.9d;40cm\}] = \min \{29.7cm;40cm\} = 29.7cm$

**Justification du Béton:**

$$\tau = \frac{Vu}{b_0.d} = 0.77Mpa$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15fc_{28}}{\gamma b}; 4Mpa \right\} = 2Mpa$$

$\tau < \bar{\tau}$  .....ok

**Justification de la section des armatures transversales:**

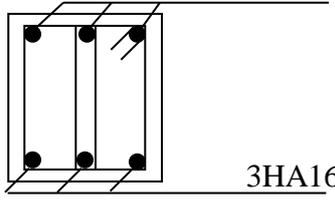
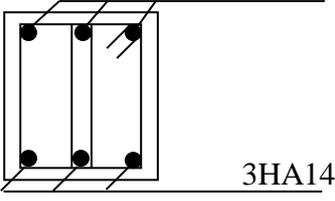
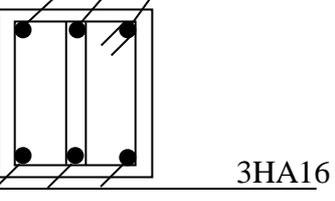
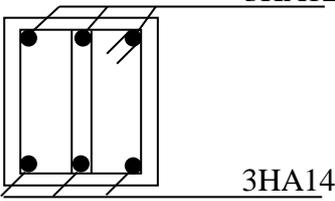
$$St \leq \frac{Atfe}{0.4.b} \Rightarrow At \geq \frac{0.40 \times 30 \times 10}{235} = 0.51cm^2$$

Soit : ..... $Aeff = 4RL6 = 1.13cm^2$

**Armatures de montage:**

$$3HA12 = 3.39 cm^2$$

Longueur de scellement droit des barres :  $Ls = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48cm^2$  donc  $Ls = 50cm$

Niv		Poutre principale(40x35)	Poutre secondaire(35x30)
<b>V</b>  <b>I</b>	<b>En travée</b>		
	<b>En appuis</b>		

**Les poteaux:**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée à cause de la sollicitation de flèche normale, l'effort tranchant et les moments fléchissent.

Le ferrailage est calculé à l'E.L.U

1-choix de N avec M cor

2-calcul de  $L_T$  : avec  $L_T = L_1 + L_2 + L_a$

Dou'  $L_1$  : l'excentricité du premier ordre :  $L_1 = \frac{M_t}{N}$

$L_2$  : l'excentricité accidentelle :  $L_a = \max \left( 2cm; \frac{L(cm)}{250} \right)$

Lf: Le largeur de Poteau

h: La hauteur total de la section dans la direction du flambement

généralement:  $\phi = 2.et.\alpha = 0.50$

**Calcul de l'élancement:**

$$\lambda = \frac{Lf}{i} \text{ Avec } i: \text{ rayon de giration de la section droit du béton seul}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \left\{ \begin{array}{l} I : \text{moment} \\ B : \text{section.du.béton} \end{array} \right.$$

**Calcul des réactions:**

$$Nu_G = \Omega N; Mu_G + Nu_G \cdot L$$

$$Mu_A = Mu_G + Nu_G \left[ d - \frac{h}{2} \right]$$

D'où:  $\Omega$ : coefficient.de.majoration

Si:  $\frac{i_1}{h} \leq 0.75 \Rightarrow \Omega = 1 + 0.15 \left[ \frac{\lambda}{35} \right]^2$   
 $\frac{i_1}{h} \geq 0.75 \Rightarrow \Omega = 1 + 0.20 \left[ \frac{\lambda}{35} \right]^2$

**Calcul de la section d'acier:**

Si N un effort de traction et centre de pression est compris entre les tractions des armatures:

$$A_1 = \frac{Mu_A}{Z.\sigma_s}; A_2 = \frac{Nu}{Z.\sigma_A}; A_R = A_1 - A_2 \dots\dots\dots \text{Si N est efforts de compression}$$

$$A_R = A_1 + A_2 \dots\dots\dots \text{Si N est un effort de traction}$$

**Section partiellement comprimée:**

La section est partiellement comprimée si le centre de pression (C) retrouve à l'extérieur du segment limite par les armatures (N), soit un effort de compression à un effort de traction.

$$Nu(d - d') - Mu_A \leq [0.81(d - d')]bd^2.fbu$$

Dans ce cas les armatures inférieures sont tendues:

$$\left[ 0.337 - 0.8 \left( \frac{d'}{h} \right) \right] b.h^2.fbu \geq Nu(d - d^2) - Mu_A \geq [0.0337 - 0.81(d - d')b^2.fbu]$$

Dans ce cas les armatures inférieures sont comprimées.

b) Leforest normal étant un effort de compression: le centre de pression (C) se trouve à l'intérieur de la section

$$Nu(d - d') - Mu_A \leq \left[ 0.337 - 0.8 \left( \frac{d'}{h} \right) \right] b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$$

Si le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité pour les armatures. Effort N est un effort de compression suivent vérifier et la section d'acier sera:

$$A = \frac{Mu_A}{Z \cdot \sigma_{st}} - \frac{Nu}{\sigma_A} \Rightarrow N.\text{effort.de.compression}$$

$$A = \frac{Mu_A}{Z_n \cdot \sigma_{st}} - \frac{Nu}{\sigma_A} \Rightarrow N.\text{effort.de.traction}$$

**Section entièrement comprimée:**

Une section entièrement est comprimée si elle à un effort normal de compression et le centre de pression (C) se trouve à l'intérieur de la section il faut vérifier.

$$Si : Nu(d - d') - Mu_A \geq (0.5h - d') b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$A_1 = \frac{Mu_A - (d - d') b \cdot h \cdot f_{bu}}{(d - d') \sigma_{st}}$$

$$Donc : \bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st} = 348Mpa$$

$$A_1 = \frac{Nu - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{\bar{\sigma}_{st}} \dots \dots \dots A_2 = 0$$

$$\psi = \frac{0.375 + \frac{Nu(d - d') - Mu_A}{b \cdot \lambda^2 \cdot f_{bu}}}{0.875 - \frac{d'}{h}}$$

**Calcul E; A1 ;A2 :**

$$E = e_0 = M/N = 2215.03/15206.44 = 0.14Mpa$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c_{28}}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2215.03}{0.35 \times (0.33)^2 \times 14.17} \times 10^{-5} = 0.041$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.052$$

$$Z_u = (1 - 0.4\alpha_u)d = (1 - 0.4 \times 0.052) \cdot 33 = 32.31 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_s} = \frac{2215.03 \times 10^{-1}}{0.3231 \times 348} = 1.96 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{15206.44}{348} = 43.69 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_1 - A_2 = 1.96 - 43.69 = -41.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 0$$

**Condition de R.P.A99:**

$$A_{\min} = \frac{0.8 \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0.8 \times 35 \times 35}{100} = 9.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 11.49 \text{ cm}^2 > A_{\min} 9.80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{ok})$$

**Enrobage des Barres:**

$C > \max\{\phi_L; C_g\}$ ; ou  $C_g = 2.5 \text{ cm}$ . désigne la grasseur de plus gros béton.

$$C \geq \max(1.4 \text{ cm}; 2.5 \text{ cm}) \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$

**Armatures transversales:**

Diamètre:  $\phi_t \geq \phi / 3 \Rightarrow 14 / 3 = 4.66 \text{ mm}$   
 $\phi_t = 6 \text{ mm (RL)}$

**Espacement:**

$$St \leq \min\{40 \text{ cm}; a + 10; 15\phi_L\} \Rightarrow St \leq \min\{40; 45; 21 \text{ cm}\}$$

Soit : .....  $St = 20 \text{ cm}$

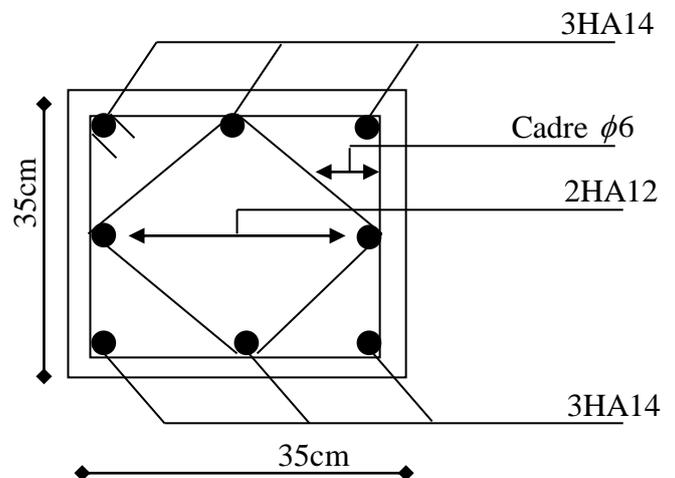
Zone.nodal :  $St \leq \min\{10\phi_L; 15 \text{ cm}\} = 10 \times 1.4 = (14 \text{ cm}; 15 \text{ cm})$

Soit : .....  $St = 10 \text{ cm}$

Zone.courant :  $St \leq 15\phi_L = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm}$

Soit : .....  $St = 20 \text{ cm}$

**Schéma de ferrailage**



Chapitre VIII

Etude

Les fondations

**Les fondations :****VIII.1 Définition :**

Les fondations d'une construction constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol au quel elle transmet les charges de la superstructure ou terrain d'assise. Les fondations doivent jouer les rôles suivants:

- Assurer l'ouvrage.
- Eviter le glissement sous terrains inclinés

L'étude des fondations d'une construction comprend une étude de sol confiée au laboratoire et qui permet de connaître toutes les caractéristiques physico chimiques et mécaniques de sol sa nature ses possibilités de chargement ainsi que son épaisseur qui doit être suffisante pour résister à l'effet poinçonnement quant à la stabilité elle permet de choisir le type de fondation qui convient (semelle isolées, semelle filante ou général, voie puis ou pieux).

**Choix de type de fondation:**

Le type de fondation est choisi en fonction de la caractéristique géométrique du sol d'assise et à partir de deux critères principaux.

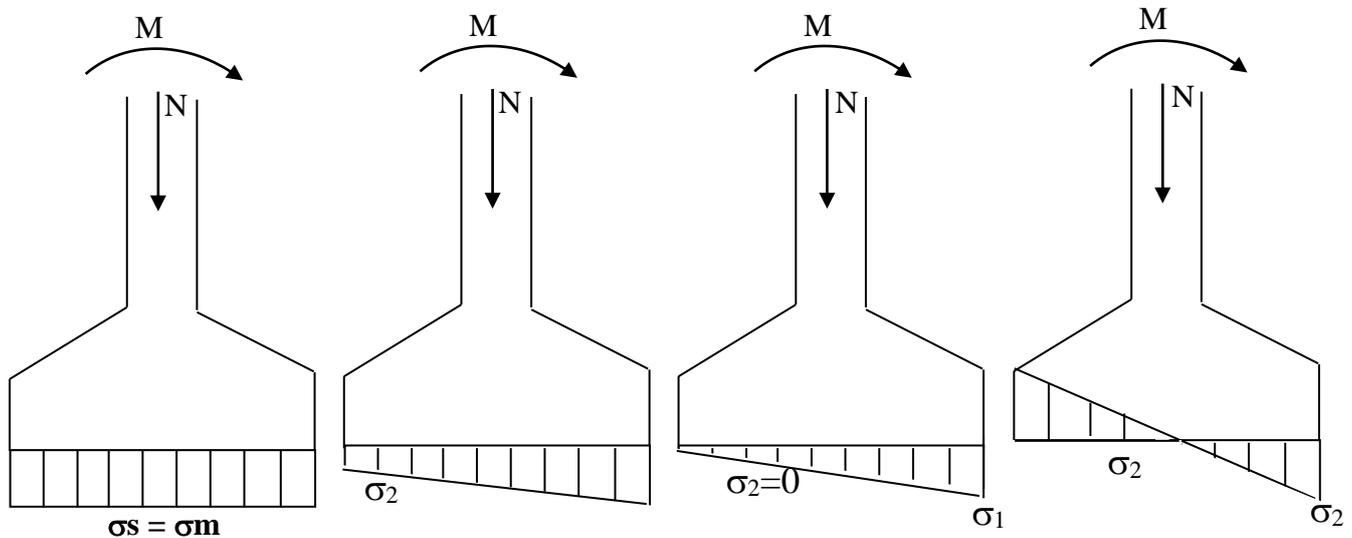
- Assurer la stabilité du bâtiment.
- Assurer le confort des usages.

Le bâtiment étant à usage d'habitation de type (R+4) encre à  $D = 1.5m$  de taux de travail

$$\bar{\sigma}_s = 2.5bars$$

Des semelles de forme carrée (la même que celle des poteaux).

Reliées par des longrines suffisantes à satisfaire le critère ci-dessous:



Repartition uniformes

Repartition trapezoidal

CAS limit

Non admis

Les cas (d) est à éviter car le sol n'admet pas de contrainte de traction

Exceptionnellement néanmoins ce cas pour être toléré ne prenant pas en considération la partie (traction) de du diagramme des contraintes et en veillant à ce que  $\sigma_1 \leq 1.33\bar{\sigma}_s$

**Dosage minimal en ciment:**

Varié avec les conditions sur le premier mètre

- Béton de propreté  $250\text{kg/m}^3$ , épaisseur  $\geq 4\text{cm}$
- Béton de semelle non armé  $250\text{kg/m}^3$ , en terrain sec
- Béton de semelle non armé  $300\text{kg/m}^3$ , en terrain humide
- Béton semelle armé  $300\text{kg/m}^3$ , en terrain sec
- Béton de semelle armé  $350\text{kg/m}^3$ , en terrain humide

**Méthode de calcul:**

La semelle supporte un effort normal centre et un moment de flexion  $r$  apporté au centre de gravité de la section du béton seul à la base du poteau .Le diagramme des contraintes sur le sol est soit trapézoïdal soit triangulaire.

$$A/cas \text{ ou } e_0 \leq \frac{a}{6}$$

Le diagramme des contraintes est schématisé ci-contre les contraintes :  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  sont

$$\sigma_1 = \frac{Nser}{a'b'} \left( 1 + \frac{6e_0}{a'} \right)$$

$$\sigma_2 = \frac{Nser}{a'b'} \left( 1 + \frac{6e_0}{a'} \right)$$

**La contrainte moyenne est égale à :**

$$\sigma_m = \frac{\sigma \cdot a'}{4} = \frac{Nser}{a'b'} \left( 1 + \frac{3e_0}{a'} \right) \leq \bar{\sigma}_s$$

b) Cas au  $e_0 < \frac{a}{6}$

N est à l'extérieur du moyenne centraine. le diagramme est triangulaire sait

$$\text{donc: } \sigma_m = \frac{2Nser}{3 \left( \frac{a'}{2} - e_0 \right)} \leq 1.33 \bar{\sigma}_s$$

**Vérification de la stabilité de semelle:**

$$\text{Sens x-x : } ex = \frac{Mx}{N} \leq \frac{b'}{4}$$

$$\text{Sens y-y : } ey = \frac{My}{N} \leq \frac{a'}{4}$$

**Vérification de la contrainte dans le sol :**

$$1^{er} \text{ Cas : } ex \leq \frac{b'}{6}; ey \leq \frac{a'}{6}$$

$$\text{Sens : } x - x : a' \geq \frac{Nser}{\sigma_s \cdot b'} \left( 1 + \frac{3ex}{b'} \right)$$

$$\text{Sens : } y - y : b' \geq \frac{Nser}{\sigma_s \cdot a'} \left( 1 + \frac{3ey}{a'} \right)$$

**Condition poinçonnement:**

$$h \geq 1.44 \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}} \text{ Avec: } \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

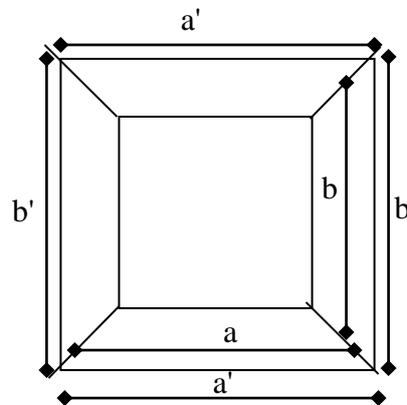
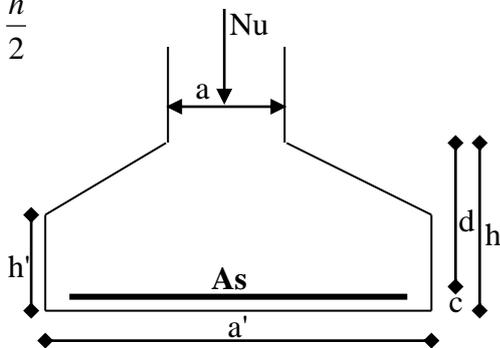
**Dimensionnement des semelles:**

La relation suit  $d \geq \frac{a'-a}{4}$

Si on choisit un enrobage C= 5cm des armatures, la hauteur total de la semelle est égal à  $h = d + c$

**Epaisseur aux extrémités est donnees par la relation suivent:**

$$h' \geq \frac{h}{3} \hat{a} \frac{h}{2}$$



**Ferraillage E.L.U :**

On distingue deux cas  $e_x \leq \frac{a'}{6}$  ;  $e_y \leq \frac{b'}{6}$

On à un diagramme trapézoïdal ou triangulaire comme réaction du sol avec ce type de diagramme on utilisera la méthode des bielles.

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{a' \cdot b' \left(1 - \frac{6ex}{b'}\right)}$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{a' \cdot b' \left(1 - \frac{6yx}{a'}\right)}$$

$$\sigma_m = (3\sigma_1 + \sigma_2) / 4$$

$$N = \sigma_m \cdot a' \cdot b'$$

Donc :

$$A_{sx} = \frac{Nu^*(a'-a)}{8d.\sigma.s}$$

$$A_{sy} = \frac{N^*(b'-b)}{8d.\sigma.s}$$

**Exemple de calcul :**

Semelle isolée sous poteau on a :

$$E \cdot L \cdot S \begin{cases} N = N_1 + N_2 = 11071.31 + 3362.67 = 14433.98kg \\ My = 238.59kg.m \\ Mx = 17.78kg.m \end{cases}$$

$$E \cdot L \cdot U \begin{cases} N = N_1 + N_2 = 4581.65 + 15206.44 = 19788.09kg \\ My = 336.13kg.m \\ Mx = 24.22kg.m \end{cases}$$

**Détermination des dimensions de la semelle:**

Le dimensionnement de semelle se fait limite de service

$$\bar{\sigma}_s = 2.bars.pour.encrage.de.1.5m$$

$$\frac{\sigma.a'}{4} = \sigma_m \leq \sigma'.s$$

On prend à et b' dans le même rapport que a et b donc :

$$\frac{b'}{a'} = \frac{a}{b} = \frac{35}{35} = 1 \Rightarrow a' = b'$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{238.59}{14433.98} = 0.016$$

$$\sigma.m = \frac{14433.98}{a'b'} \left( 1 + \frac{3 \times 0.016}{a'} \right) < 20T / m^2$$

$$ou : \sigma.m = 19.75T / m^2 < 20T / m^2$$

$$soit ..... a' = 2m; b' = 2.30m$$

**Vérification de la stabilité de la semelle :**

$$Sens : y - y : ey = \frac{My}{N} = \frac{238.59}{14433.98} = 0.016 < \frac{a'}{4} = \frac{2}{4} = 0.5 \dots \dots \dots (ok)$$

$$Sens : x - x : ex = \frac{Mx}{N} = \frac{17.78}{14433.98} = 0.012 < \frac{b'}{4} = \frac{2.30}{4} = 0.575 \dots \dots \dots (ok)$$

**Vérification de la contrainte de sol :**

$$ex = 0.012 \leq \frac{b'}{6} = \frac{2.30}{6} = 0.38m \dots \dots \dots (ok)$$

$$ey = 0.016 \leq \frac{a'}{6} = \frac{2}{6} = 0.33m \dots \dots \dots (ok)$$

$$a' \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s \cdot b' \left(1 + \frac{3e_x}{b'}\right)} \Rightarrow a' = 2bars > 1.05bars \dots \dots \dots (ok)$$

**L'épaisseur de la semelle :**

$$d \geq \frac{a' - a}{4} = \frac{200 - 35}{4} = 41.25cm$$

Soit : .....  $d = 45cm$

$$h = d + c = 45 + 5 = 50cm$$

Soit : .....  $h = 50cm$

$$h' \geq \frac{h}{3} \text{ à } \frac{h}{2} \Rightarrow h' \geq 16.33cm \text{ à } 25cm$$

Soit : .....  $h' = 25m$

**Vérification du poinçonnement :**

$$h \geq 1.44 \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{bc}}} = 1.44 \sqrt{\frac{14.433 \times 10^{-2}}{15}} = 14cm \dots \dots \dots (ok)$$

**Ferraillage :**

$$ex = \frac{Mux}{N} = \frac{17.78}{14433.98} = 0.0012$$

$$ey = \frac{Muy}{N} = \frac{238.59}{14433.98} = 0.016$$

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{a' \cdot b' \left(1 - \frac{6ex}{b'}\right)} \Rightarrow \sigma_1 = 19.20T / m^2$$

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{a' \cdot b' \left(1 - \frac{6yx}{a'}\right)} \Rightarrow \sigma_2 = 19.66T / m^2$$

$$\sigma_m = (3\sigma_1 + \sigma_2) / 4 = \frac{3 \times 19.20 + 19.66}{4} = 19.31 T / m^2$$

$$N = \sigma_m \cdot a' \cdot b' = 19.31 \times 2 \times 2.30 = 88.82 T$$

Donc :

$$A_{sx} = \frac{Nu (a'-a)}{8d \cdot \sigma_s} = 13.26 cm^2$$

$$donc : A_{sx} = 9HA14 = 13.85$$

$$A_{sy} = \frac{N^* (b'-b)}{8d \cdot \sigma_s} = 15.27 cm^2$$

$$donc : A_{sy} = 10HA14 = 15.38 cm^2$$

**Calcul de l'espacement :**

$$St_x = \frac{a'-n(\phi)}{n-1} \Rightarrow \frac{200-9(1.4)}{8} = 23.42 cm$$

$$On.prend : .....St = 23cm$$

$$St_y = \frac{b'-n(\phi)}{n-1} = \frac{230-10(1.4)}{9} = 24cm$$

$$On.prend : .....St = 24cm$$

*n : nombre.de.bares*

**Calcul de l'ancrage :**

$$\bar{\tau} = 0.6\Psi_s^2 \cdot ft_{28} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 Mpa$$

$$L_1 = 6\phi.Pour\phi = 120 \Rightarrow \alpha = 2.3$$

$$B = 3.3; R = 5.5\phi$$

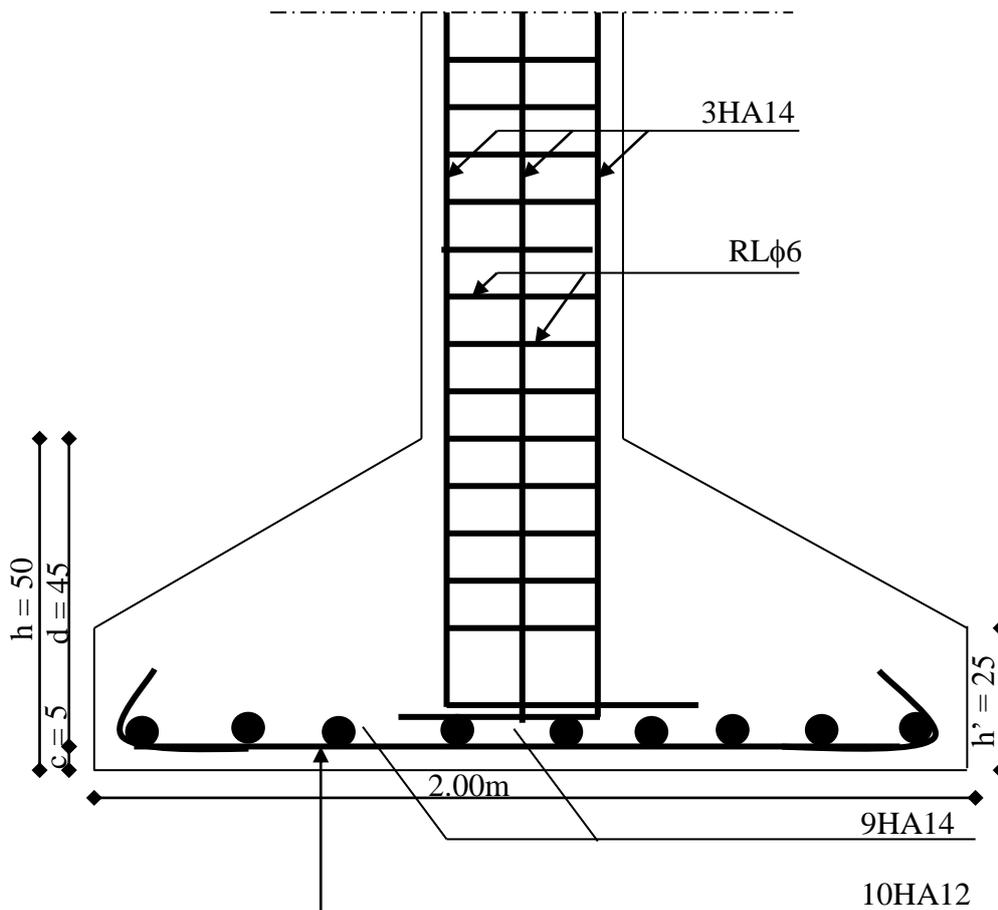
$$L_s = \left( \frac{fe}{4\tau's} \right) \phi L = \frac{400}{4 \times 2.83} \cdot 1.4 = 49.46 cm$$

$$On.prend : .....L_s = 50cm$$

$$On.prend : .....L_2 = 20cm$$

**Vérification de l'épaisseur aux extrémités :**

$$h' \geq 6\phi + 6 \Rightarrow h' \geq 14.4cm.....(ok)$$



**Les longrines :**

D'après le R.P.A les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale

\*N/15 pour les terrains à consistance moyenne

\*N/10 pour les terrains meubles

N est la force du poteau en fonction de ferrailage doit être 0.6% de cadre dont l'espacement ne doit pas dépasser le minimum de (20cm ; 15φ<sub>e</sub>)

**Dimensionnement :**

Les longrines auront les dimensions minimales suivantes :

\* (25×30) cm<sup>2</sup> pour les sols de fondation de consistances moyennes

\* (30×30) cm<sup>2</sup> pour les sols meuble ou ayant une force en eau choix des longrines de section

Transversale égal (35×40)

$$On.à.N \max = 14.433T$$

$$N = \frac{N \max}{10} = \frac{14.433}{10} = 1.44T$$

$$A \geq \frac{N}{\sigma.s} = \frac{1.44}{348} \times 10^2 = 0.41cm^2$$

D'après le R.P.A 88

$$A_{min} = 0.6 \times b \times h / 100 = 0.6 \times 35 \times 35 / 100 = 7.35cm^2$$

$$Soit A_s = 6HA14 = 9.23cm^2$$

$$C.N.F : A_{min} > 0.23 \times b \times h (ft_{28}/fe) = 0.23 \times 35 \times 35 (2.1/400) = 1.47cm^2$$

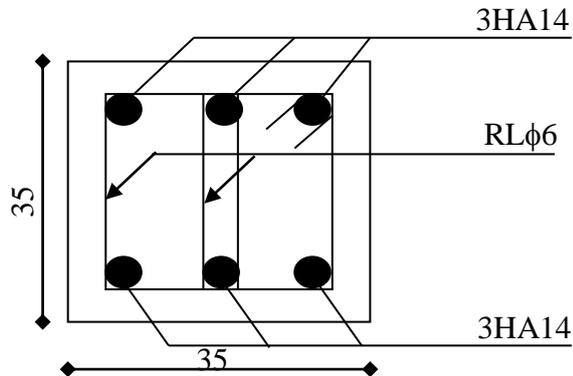
$$7.35cm^2 > 1.47cm^2$$

Armatures transversales :

$$(1cadre + 1étrier) \phi 6$$

$$St \leq \min (20cm, 15 \times 1.4 = 21cm) \Rightarrow St = 20cm$$

**Schéma de ferrailage :**



# *CONCLUSION GENERALE*

Ce projet de fin d'étude nous 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 permet 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 éclaircis 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 pouvons dire que ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie.