

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : CHETTIBI MOUFIDA & REGAIGUIA Wafa

**Thème : ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE
D'HABITATION (R+4) CONTREVENTE PAR DES
PORTIQUES ET RENFORCE PAR DES VOILES**

Sous la direction de : LABROUKI BACHIR

Juin 2015

Sommaire :

Chapitre I : Présentation de projet

I.1. Introduction	1
I.2. Description de l'ouvrage	1
I.2.1. Caractéristiques géométriques	1
I.3. Choix structural	1
I.4. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.5. vue du bâtiment.....	2

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux et Règlements de calcul (3-9)

II.1. Les caractéristiques des matériaux	3
II.1.1. Béton	3
II.1.2. Aciers	5
II.1.3. Contraintes de calcul	6
II.2. Règlements de calcul	8
II.2.1. Définition des états limites	8

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments secondaires. (10-24)

III.1. Introduction	10
III.2. Pré dimensionnement	10
III.3. Evaluation et descente des charges.	18
III.3.1. Introduction	18
III.3.2. Evaluation des charges	19

Chapitre IV : Calcul des éléments secondaires

IV.1. Introduction	23
A. L'acrotère.....	23
B. L'escalier	33
C. balcon.....	42

Chapitre V : Calcul des planchers

V.1 Définition.....	46
V.2. Domaine d'application	46
V.2.1. Plancher terrasse	46
V.2.2. Plancher étage courant.....	52
Chapitre VI : Etude dynamique	
VI.1 Introduction.....	59
VI.2. Présentation de méthode de calcul	59
VI.2.1. Méthode statique équivalente	59
VI.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale	59
VI.3.Choix de la méthode de calcul	60
VI.3.1 Méthode dynamique modale spectrale.....	60
VI.4. Caractéristiques géométriques et massique de la structure	64
VI.5. Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT	64
VI.5.1. Périodes et facteurs de participation modale	64
VI.5.2.Déplacement maximum absolu de chaque niveau	64
VI.5.3.Les réactions à la base.....	65
VI.6.Vérifications diverses.....	65
VI.6.1.Vérification de la force sismique	65
VI.6.2 Vérification au renversement	66
Chapitre VII : Ferrailages des portiques	
VII.1.Ferrailage des poutres	68
VII.1.2Recommandation du RPA99 VERSION 2003	69
VII.1.2.Exemple de calcul	70
VII.1.3 Résultat de calcul ELU	71
VII.1.4 Résultat de calcul accidentelle	73
VII.1.5 Schéma de ferrailage des poutres	75

VII.2. Ferrailage des poteaux	77
VII.2.1 Combinaison de calcul	77
VII.2.2. Recommandation du RPA 99/version 2003	77
VII.2.3 Dessin du ferrailage des poteaux	82
VII.3. Ferrailage des voiles	84
VII.3.1. Introduction	84
VII.3.2. Ferrailage des voiles	84
VII.3.3. Etapes de calcul	85
VII.3.4 Schéma de ferrailage	91
Chapitre VIII : Calcul des fondations	92
VIII.1. Introduction	92
VIII.2. Différent type de fondation	92
VIII.3. Choix de type de fondation	92
VIII.4. Calcul de la semelle isolée	93
VIII.4.1. Pré dimensionnement	93
VIII.4.2. Calcul du ferrailage	95
VII.4.3. Vérification au poinçonnement.....	96
VIII.4.4. Résumé des résultats des semelles.....	97
VIII.4.5. Schéma de ferrailage	97
VIII.5. Calcul de la semelle filante	99
VIII.5.1. Pré-dimensionnement de la semelle plus sollicité	:99
VIII.5.2 Schéma de ferrailage	102
VIII.6. Calcul de longrine	103
VIII.6.1. Introduction.....	103
VIII.6.2. Calcul du ferrailage longitudinal	103
VIII.6.3. Calcul du ferrailage transversal	104

VIII.6.4 Schéma de ferrailage	104
Conclusion	105

Résumé

*L'objet de notre projet est l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+4) contreventé par (portique + voile), situé à la ville de Guelma qui est classé comme zone de sismicité moyenne (IIa), le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au **BAEL91 et RPA99VER2003**, l'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2010**.*

*Le calcul des moments, efforts tranchant et efforts normaux des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel **ROBT STRUCTURAL ANALYSIS 2010**. pour le ferrailage de ses éléments et les éléments secondaires a été fait manuellement. La fondation du bâtiment est composée par des semelles (isolées filante).*

ABSTRACT

*The purpose of our Project is the study of a residential building (R+4) braced by (portico + sailing reinforced concrete), implanted in the city of Guelma an area of mean seismicity (IIa) according to RPA99 ver-2003 code and BAEL91 dimensioning of structural elements was done. Static and seismic analyse was realised by using **ROBOT ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2010**.*

reinforced calculation of structure elements was done by hand. The type of foundations slabs of our structure is isolated slab foundation.

ملخص

إن الهدف من هذا المشروع هو دراسة بنائه ذات طابع سكني الواقعة في ولاية البليدة المصنف ضمن المنطقة الزلزالية رقم III.

مقاومه و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونه و محققه بواسطة العارضات و الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة

*قياس و تسليح مختلف العناصر الأساسية المقاومة للبناية تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر **RPA99VER 2003 و BAEL91***

Introduction générale

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs « interstorey drifts », et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (murs de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques, notons pour cela les avantages importants que présente leur utilisation par rapport au portique :

Grâce à leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.

Lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme. Entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

C'est dans le contexte que nous proposons d'étudier un bâtiment R+4 contreventé par Contreventé par portique renforcé par des voiles.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code national « règlement parasismique algérien **RPA2003** ».

I. Présentation du projet

I.1. Introduction :

Le présent projet consiste à étudier des éléments structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation comprenant un rez-de-chaussée plus (4) étages. L'ouvrage sera implanté à « Guelma », région classé zone (II-a), zone de moyenne sismicité selon le RPA2003.

I.2. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage est un bâtiment composé de portiques et de voiles, c'est un bâtiment d'un RDC plus quatre étages.

Ce bâtiment à usage d'habitation comporte des appartements au RDC ainsi qu'aux niveaux supérieurs, une cage d'escalier. Les murs extérieurs et intérieurs sont en maçonnerie et la terrasse est considérée inaccessible sauf pour entretien.

Cet ouvrage sera implanté dans la région de Guelma, classée de sismicité moyenne (Zone IIa selon le RPA 99 version 2003).

I.2.1. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

- ❖ Longueur..... 27, 40 m
- ❖ Largeur..... 19, 80 m
- ❖ Hauteur d'étage courant..... 3,20 m
- ❖ Hauteur du RDC.....3,20 m
- ❖ Hauteur Totale du bâtiment.....16 m
- ❖ Surface du bâtiment.....542,52 m²
- ❖ Les planchers : Ils sont tous de type corps creux.

I.3. Choix structural :

D'après le RPA 99/version 2003, le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques auto-stables (poteaux-poutres) capables de reprendre les charges verticales ; assurer la stabilité de l'ouvrage et la transmission directe des forces aux fondations.

Les planchers sont constitués par des planchers en corps creux avec dalle de (16+4).Et là où il y a des parties saillante-balcon-on a adopté des dalles pleines de 15cm.

I.4. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage est à usage d'habitation constitué par des blocs 4 par palier en RDC+4étages de hauteur 3.20m.

Le bloc est régulier en plan et en élévation. L'ouvrage est classé dans le groupe d'usages (2), catégorie 3(mixte portique/voile), implanté en zone II-a de sismicité moyenne dans un sol classé S3.

I.5. Vue du Bâtiment :

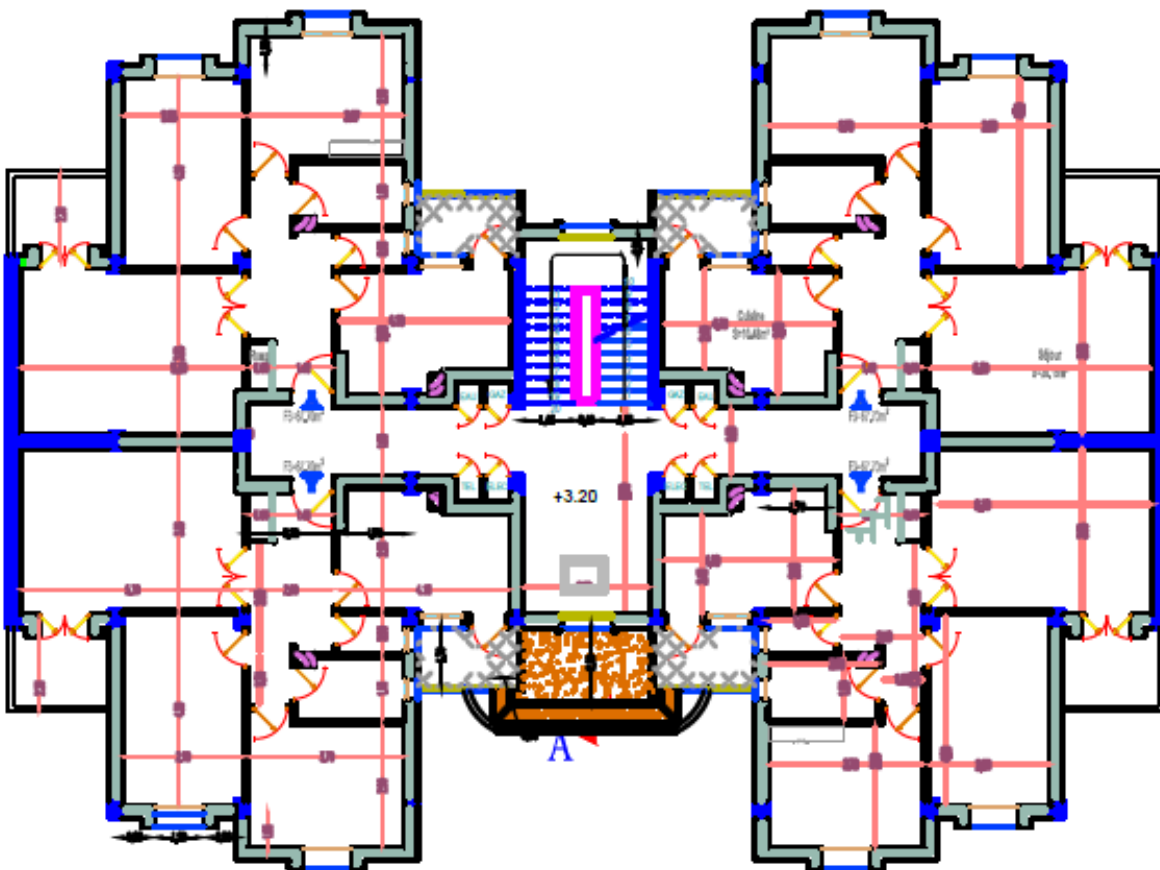


Figure I.1. Vue en plan du bâtiment

II. Caractéristiques des matériaux et Règlements de calcul

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. Il ne représente pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement, l'acier offre une bonne résistance aux efforts de traction, de l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

II.1. Les caractéristiques des matériaux :

II.1.1. Béton :

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL), ainsi qu'aux règlements en vigueur en Algérie. Le béton est un mélange complexe composé de pâte pure (ciment + eau + sable), de matériaux pierreux (graviers) qui après prise et durcissement résiste bien à la compression mais mal à la traction, c'est pourquoi on lui associe l'acier, un matériau qui développe une grande résistance aussi bien en compression qu'en la traction.

A. Résistances du béton :

A.1. Résistance à la compression (f_{cj}) :

Pour l'établissement des objets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifique), celle-ci, notée f_{c28} est mesurée sur des éprouvettes cylindriques ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm, écrasée en compression centrée. On peut admettre la résistance à l'âge (j) jours notée f_{cj} avec les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83 \cdot j} \dots \dots \dots \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa} \dots \dots \dots (1) \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1,40 + 0,95 \cdot j} \dots \dots \dots \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{MPa} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

En utilisant le tableau des valeurs admises de f_{c28} en fonction du type et du dosage en ciment (350 kg/m³ de ciment classe CPJ 45) et des conditions de fabrication (auto contrôle surveillé), et en considérant aussi que le RPA exige pour les structures en béton armé une contrainte f_{c28} minimale de 22 MPa nous allons donc adopter pour notre structure de bâtiment: $f_{c28} = 22 \text{ MPa}$.

• **Diagramme Contraintes Déformations du béton :**

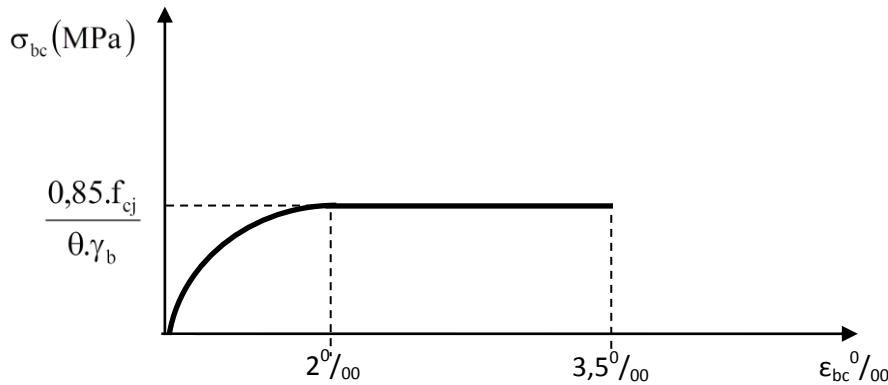


Figure II.1. : Diagramme Contraintes Déformations du béton

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \textit{situation durable.} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \textit{situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$\theta = \left\{ \begin{array}{l} 1 \dots \dots \dots t > 24\text{h.} \\ 0,9 \dots \dots \dots 1\text{h} < t < 24\text{h.} \\ 0,8 \dots \dots \dots t < 1\text{h.} \end{array} \right.$$

A.2. Résistance à la traction (f_{tj}) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jour notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$.

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa (ou N/mm²).

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60$ MPa.

Pour $j = 28$ jours, $f_{t28} = 1.92$ MPa.

a. Module de déformation longitudinale :

a. 1. Coefficient de Poisson (ν) :

Le coefficient de Poisson est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales.

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,2 \dots \dots \dots \text{ELS.} \\ \nu = 0 \dots \dots \dots \text{ELU.} \end{array} \right.$$

a.2. Déformations instantanées (E_{ij}) :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

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

f_{cj} : la résistance caractéristique à la compression à j jours en « MPa ».

a. 3. Déformations différées (E_{vj}) :

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée du béton à j jours est donné par :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{ou} \quad E_{vj} = E_{ij}/3$$

Ainsi, pour $f_{c28} = 22$ MPa : $E_{ij} = 27133,33$ MPa, $E_{vj} = 9044,44$ MPa.

II.1.2 Aciers :

Selon le **RPA** en vigueur, les armatures longitudinales pour béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500$ MPa, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égal à 5%.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à $E_s = 2.10^5$ MPa.

On a trois types d'acier que l'on pourrait utiliser dans notre projet :

Type	Limite élastique F_e (MPa)	Limite de rupture	Allongement à la rupture
Haute adhérence (HA)	400	310-490	22%
	500	390-490	25%
Rond lisse (RL)	215	480	14%
	235	550	12%
Treillis soudés	500	550	12%

Tableau II.1. : Types d'acier

Dans notre ouvrage, nous avons opté pour l'utilisation :

- Aciers de haute adhérence F_e400
- Treillis soudés (TS) :F_e500
- Doux f_c240
- Enrobage : 2,5 cm pour la superstructure.
5 cm pour les fondations.

• **Diagramme des contraintes-déformations :**

Ce diagramme se compose de deux parties :

- De 0 à ϵ_1 d'une droite ($\sigma = E_s \cdot \epsilon$) de pente ($E_s = 2 \cdot 10^5$ MPa).
- Et de ϵ_1 à 10‰ d'une droite horizontale $\sigma = f_c / \gamma_s$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \dots \dots \dots \text{situations fondamentales.} \\ \gamma_s = 1 \dots \dots \dots \text{situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

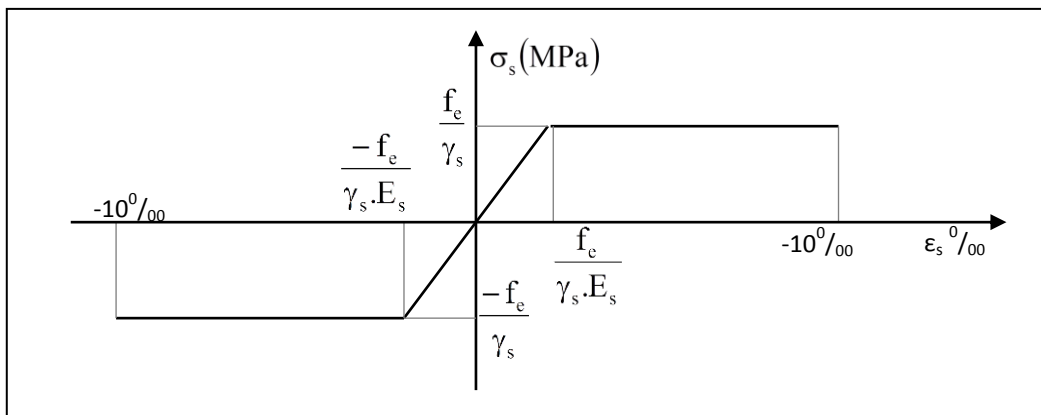


Figure II.2. : Diagramme des contraintes-déformations

II.1.3. Contraintes de calcul :

Pour l'étude de ce projet, les calculs seront conduits avec les caractéristiques mécaniques suivantes :

Béton : $f_{c28} = 22 \text{ MPa}$,

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{25} = 2985,6 \text{ MPa}$$

- **ELU :**

- **Contrainte ultime de compression :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \gamma_b} .$$

Tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1.15 \Rightarrow f_{bu} = 16,26 \text{MPa}$. . Pour les situations accidentelles.

$\gamma_b = 1.50 \Rightarrow f_{bu} = 12,46 \text{MPa}$ pour les situations durables.

- **ELS :**

- **Contrainte limite de compression :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 13,2 \text{MPa}.$$

- **Contrainte ultime de cisaillement de béton :**

Lorsque les armatures sont d'âmes droites ou lorsqu'elles comportent à la fois des barres relevées et des barres droites, la contrainte limite de cisaillement est limitée selon le mode de fissuration :

$$\tau = \min (0,13 \cdot f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2,86 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau = \min (0,1 \cdot f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2,2 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).}$$

B. Acier :

- **ELU :** $f_e = 400 \text{MPa}$.

$$\sigma_s = F_e / \gamma_s = \begin{cases} 400 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Situation accidentelles.} \\ 348 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Situation durables.} \end{cases}$$

- **ELS :** Il y'a 3 cas à distinguer :

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

La contrainte de traction des aciers n'a pas de limites.

- **Fissuration nuisible (préjudiciable) :**

$$\sigma_s = \min (2/3 f_e ; 150\eta) \text{ en MPa.}$$

$$\eta = \begin{cases} 1 & \dots\dots\dots Pour(R.L). \\ 1,6 & \dots\dots\dots Pour(H.A). \end{cases}$$

➤ **Fissuration très nuisible :**

$$\sigma_s = \min (0.5 f_c ; 110 \eta) \text{ en MPa.}$$

II.2. Règlements de calcul:

Les règlements utilisés pour le calcul et la vérification de cet ouvrage sont:

- ❖ RPA 99 Version 2003
- ❖ CBA 93 (BAEL 91)
- ❖ RNV 99

II.2.1. Définition des états limites :

C'est un ensemble d'états pour lesquels il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue les états limites ultimes et les états Limites de service :

A. Etats limites ultimes (ELU) :

Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- de l'équilibre statique de la construction (non renversement)
- de la résistance de chacun des matériaux (non rupture)
- de la stabilité de forme (non flambement)

• **Hypothèse de calcul à l'ELU :**

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton qui l'enrobe.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2 ‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10 ‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

Pivot A : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.

Pivot B : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.

Pivot C : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

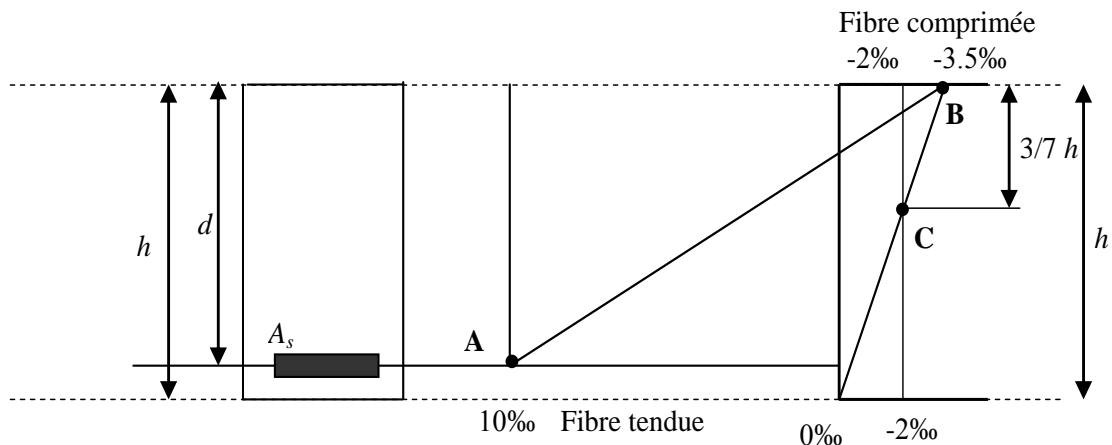


Figure II.3. : Diagramme des déformations limites de la section

B. Etats limites de service (ELS) :

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils correspondent à :

- la valeur limite de la compression du béton.
- la valeur limite de l'ouverture des fissures.
- la valeur limite des déformations acceptables des éléments de la structure.
- **Hypothèses de calcul à l'ELS :**
 - les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures. Le béton tendu est négligé.
 - Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
 - Le rapport $\ll n \gg$ du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou le coefficient d'équivalence est pris égal à 15.

III. PRÉDIMENSIONNEMENT

III.1.Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du **BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton.

III.2. Pré dimensionnement :

a). les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

❖ Selon BAEL91

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right.$$

• Vérification d'après RPA99 version 2003 :

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

Avec: l: la portée de la poutre.

h: la hauteur de la poutre.

b: la largeur de la poutre.

a).1. Les poutres longitudinales : $L = L_{\text{max}} = 3,70\text{m}$

$$\text{Par BAEL 91 : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 24,66 \leq h \leq 37 \\ 10,5 \leq b \leq 13,5 \end{array} \right.$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ $b = 30 \text{ cm}$

• Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h = 35\text{cm} \dots \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} = 1,06 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

—————> Donc on choisit une poutre de section ''35x30''

a).2. Les poutres transversales : $L = L_{\max} = 4,1 \text{ m}$

Par BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 27,33 \leq h \leq 41 \\ 12 \leq b \leq 28 \end{array} \right.$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

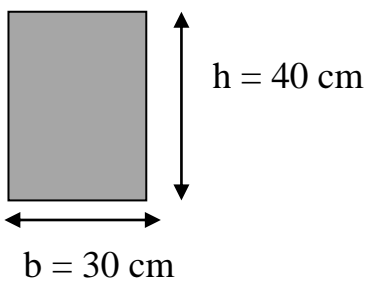
❖ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

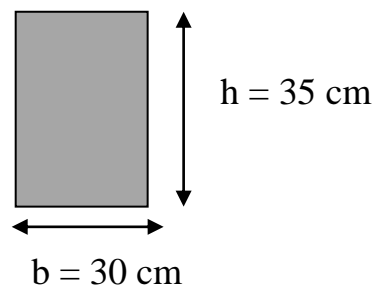
$h = 40 > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier}$

—————> Donc on choisit une poutre de section ''30x40''



Poutre transversale



Poutre longitudinale

b). Les poutrelles (plancher à corps creux) :

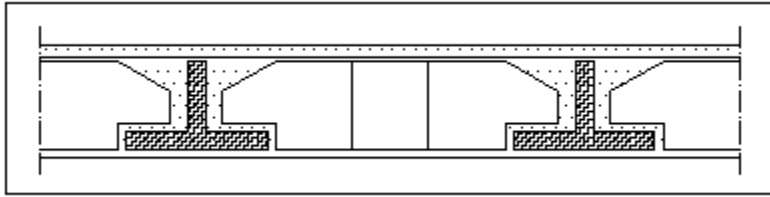


Figure .III .1 Dalle en corps creux

- **Résistance au feu :**
- $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
- $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- $e = 17,5\text{ cm}$: pour quatre (04) heures de coup de feu.
- **Isolation phonique :**

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de **16 cm** ($e \geq 16\text{ cm}$)

- **Résistance à la flexion :**
- Dalle reposant sur deux appuis : $Lx / 35 < e < Lx / 30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx / 50 < e < Lx / 40$

Lx : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles reposent sur quatre (04) appuis pour une portée Lx égale à :

$$Lx = 400 - 0,30 = 370\text{ m} = 370\text{ cm}$$

$$370 / 35 < e < 370 / 30 \Rightarrow \mathbf{10,57 < e < 12,33}$$

- **Condition de flèche :**

La hauteur de la poutrelle sera déterminée comme suit :

$$h_t = \left(\frac{1}{25}; \frac{1}{22} \right) L \dots\dots\dots (\text{Calcul des ouvrages en BA})$$

L : la plus grande portée dans le sens des nervures entre nus.

$$\text{Dans notre cas : } L = 4 - 0.30 = 3.70\text{ m} = 370\text{ cm}$$

$$\frac{370}{25} \leq h_t \leq \frac{370}{22} \Rightarrow 14,80\text{cm} \leq h_t \leq 16,81\text{cm}$$

Suivant la standardisation nous adoptons un plancher **(16+4) cm**

$$\Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

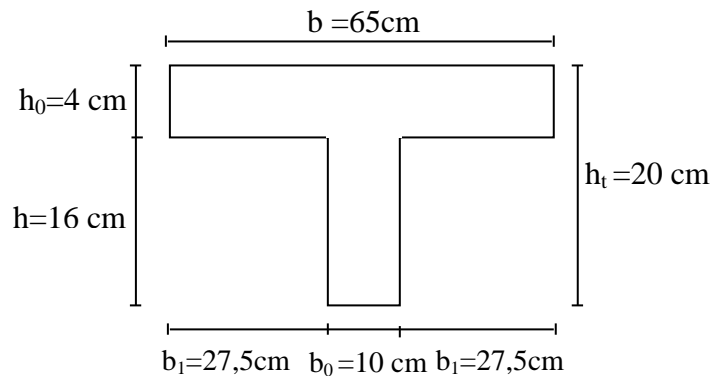
Nous avons ainsi : **h=16 cm, h₀=4 cm**

- Pour la largeur de la nervure nous avons : $b_0 = (20 \div 2) \text{ cm}$; on adopte : **b₀=10cm**
- La largeur de la table de compression à prendre en compte est déterminée en tenant compte des conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l}{10} \Rightarrow b_1 \leq \frac{370}{10} = 37\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{l_n}{2} \Rightarrow b_1 \leq \frac{55}{2} = 27,5\text{cm} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{array} \right.$$

\Rightarrow On prend donc : **b₁=27,5cm** (La plus faible valeur)

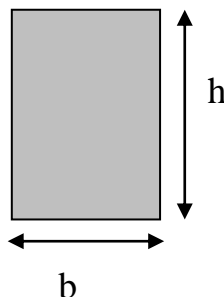
Et on a : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 = 65\text{cm} \Rightarrow \mathbf{b=65cm}$



c). poteaux :

Selon les prescriptions du **RPA 2003** les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ * \min(b, h) \geq \frac{h}{20} \text{ cm} \ll \text{Zone II .a} \gg \\ * \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$



• **condition de non flambement :**

Considérons une section rectangulaire de dimensions $b \times h$ avec : $b \leq h$

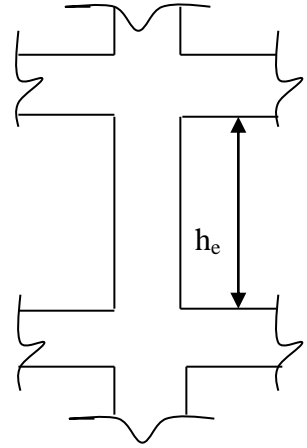
L'élanement $\lambda = \frac{L_f}{i}$

Avec : $\lambda = \sqrt{\frac{I}{B}}$ nous avons :

- I : moment d'inertie.

- B : section du béton.

- L_f : longueur du flambement



N.B : dans notre cas : $l_f = 0.7l_0$; poteau encastré dans se fait parallèle au cote « b » :

$$\left. \begin{aligned} I &= \frac{b^3 h}{12} \\ B &= h \times b \\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda = L_f / i = \frac{L_f}{b} \sqrt{12}.$$

N.B : il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ « pour faire participer à la résistance du poteau, tous les barres d'acier de la section »

Donc : $b \geq \sqrt{12} \frac{L_f}{35}$ avec : $L_f = 0,7L_0 = 224\text{cm}$

$b \geq 22,7\text{cm}$

Soit : **$b = 30\text{cm}$** « Pour les raisons d'architecture »

• **calcul 'B_r' :**

On a : $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$

B_r : est la section réduite du béton

Calcul la section réduite du béton :

$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right]$ [BAEL 91]

Ou :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

N_u : est l'effort normal ultime. $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0,708$$

$$\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0,603$$

λ : L'élancement du poteau considéré

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend $f_{c28} = 22 \text{ MPA}$)

F_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend $F_e = 400 \text{ MPA}$)

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

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

On a le pourcentage d'armature est de 1% $\Rightarrow \frac{As}{Br} = \frac{1}{100}$

Donc : $N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{f_e}{100\gamma_s} \right) \right]$

Et enfin : $B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{1}{\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_s} + \frac{f_e}{100\gamma_s}} \right]$

On a $f_{c28} = 22 \text{ MPa}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$;

$\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$.

Pour: $\lambda \leq 35 \rightarrow B_r \geq 0.064 N_u$

- l'effort normal ultime s'obtient à partir de la descente des charges
- nous considérons l'effort normale correspondant à un poteau le a plus sollicité :

$N_u = 1.656 \text{ MN}$

$B_r \geq 0,064 \times 1,656 = 0.106 \text{ m}^2$

Et on à : $B_r = (a-0,02) (b-0,02)$

Si on choisit un poteau de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

$B_r = (0,30 - 0,02) (0,40 - 0,02) = 0,106 \text{ m}^2$

$B_r = 0,106 \text{ m}^2 \geq 0.064 N_u = 0,106 \text{ m}^2$ CV

✦ **vérification vis-à-vis du flambement :**

D'après les règles de **BAEL 91**, l'élanement λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ , } L_f = 0,7L_0$$

Donc : $\lambda = (0,7L_0 \sqrt{12})/b = 25,87$

$\lambda = 25,87 \leq 35$ CV

★ **Vérification vis-à-vis de RPA 2003 :**

D'après RPA 2003 nous avons pour la zone (IIa)

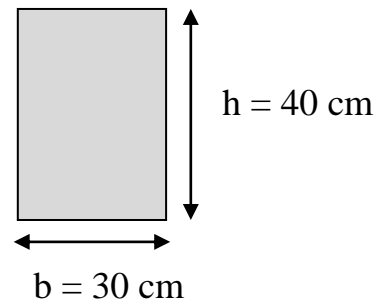
$h = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ CV

$b = 30 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = 16 \text{ cm}$ CV

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq 1,33 \leq 4$ CV

Donc :

On adopte un poteau de (30×40) au RDC et les
Différents étages.



d).Refends :

Les refends sont des éléments porteurs en béton armé ayant deux fonctions principales :

- Prendre et transmettre une partie des charges.
- Transmettre les efforts horizontaux dus au séisme et au vent. C'est-à-dire participer au contreventement de la structure.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage H_e et des conditions de rigidité des extrémités comme indiqué à la figure.

D'après RPA 2003, l'épaisseur minimale « e » est de 16 cm ; il doit vérifier les conditions suivantes :

$e \geq \frac{h_e}{20} \quad h_e = 320 \text{ cm}$

$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{320}{20} = 16 \text{ cm}$

$e \geq 16 \text{ cm}$

Avec h_e la hauteur libre d'étage donc on adopte $e= 16 \text{ cm}$ pour tout les refonds.

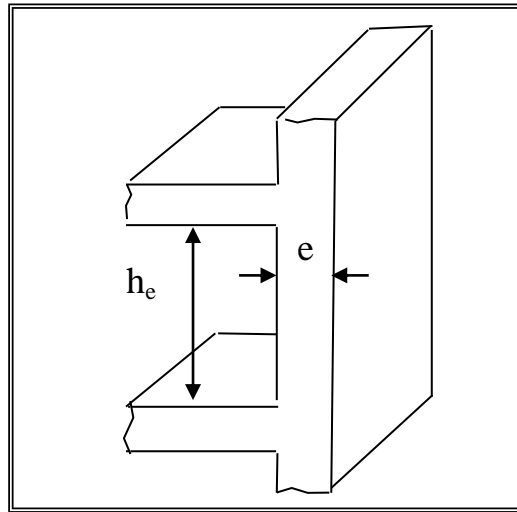


Figure III.2 .Coup de voile en élévation

III.2.Evaluation et descente des charges :

III.2.1: Introduction

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tout l'élément porteur de charges des planchers.

✓ Les charges réglementaires :

Les charges réglementaire sont en général de :

Les charges permanentes qui présentent le poids mort.

Les charges d'exploitation ou surcharges.

✓ Les charges permanentes :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

✓ **Les charges d'exploitation :**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale".

On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

III.2.2. EVALUATION DES CHARGES :

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

a).LES PLANCHERS :

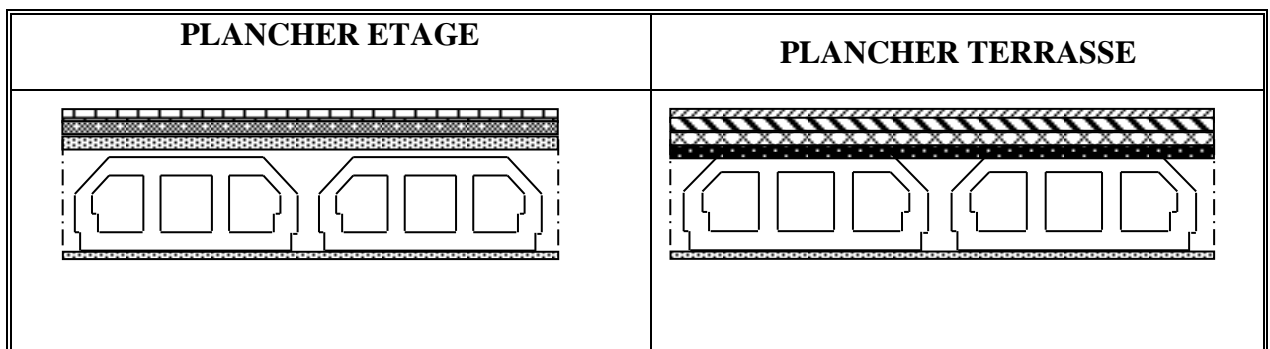


Figure. III.3 schéma de plancher étage – plancher terrasse

a).1. Plancher terrasse : Charge permanente et charge d'exploitation:

N°	Composante	Poids (G) (t/m ²)
1	Protection en gravillon	0,06
2	Etanchéité multicouche	0,012
3	Forme de pente	0,22
4	Isolation thermique en liège	0,016
5	Par vapeur (0,8) +couche de bitume (0,2)	0,01
6	Plancher (16+4)	0,285
7	Enduit aux mortiers de ciment	0,037

$$Q = 0,100 \text{ t/m}^2$$

$$\sum G = 0,640 \text{ t/m}^2$$

Tbleau.III.1 : Charges du plancher terrasse

a).2. Plancher étage courant :

Charges permanentes et charge d'exploitation :

N°	Composante	Poids (G) (t/m ²)
1	carrelage	0,044
2	Mortier de pose	0,06
3	Couche de sable	0,03
4	Plancher (16+4)	0,285
5	Enduit sous plafond	0,036
6	Cloison légers	0,075

$$Q = 0,150 \text{ t/m}$$

$$\sum G = 0,530 \text{ t/m}^2$$

Tbleau.III.2 : Charges du plancher étage courant

b).Dalle pleine :

b).1. Terrasse : Charges permanentes et charge d'exploitation :

N°	Composante	Poids (G) (t/m ²)
1	Protection en gravillon	0,06
2	Etanchéité multicouche	0,012
3	Forme de pente	0,22
4	Isolation thermique en liège	0,016
5	Par vapeur (0,8) +couche de bitume (0,2)	0,01
6	Dalle pleine ep=15cm	0,375
7	Enduit aux mortiers de ciment	0,037

$$Q = 0,100 \text{ t/m}^2$$

$$\sum G = 0,730 \text{ t/m}^2$$

Tableau.III. 3 : Charges du dalle pleine terrasse

b).2. étage courant :

N°	Composante	Poids (G) (t/m ²)
1	Carrelage	0,044
2	Mortier de pose	0,06
3	Couche de sable	0,03
4	Dalle pleine ep=15cm	0,285
5	Enduit sous plafond	0,036
6	Cloison légers	0,075

$$Q = 0,150t/m^2$$

$$\sum G = 0,600t/m^2$$

TbleauIII.4 : Charges du dalle pleine étage courant

b).3.Balcon :

N°	Composante	Poids (G) (kg/m ²)
1	Carrelage	400
2	Mortier de pose	51
3	Couche de sable	40
4	Dalle pleine ep=15cm	36
5	Enduit sous plafond	100

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2$$

$$\sum G = 545 \text{ kg/m}^2$$

TbleauIII.5 : Charges du balcon étage courant

d). les murs :

N°	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	Poids (G) (kg/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	1800	36
2	Briques creuses	0,10+0,15	/	220
3	Enduit plâtre	0.02	1000	20

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2$$

$$\sum G = 276$$

TbleauIII.6 : Charges des murs extérieurs

c).Les escaliers :

c) .1.Descente des charges pour palier :

N°	Composante	Poids(G) (t/m ²)
1	carrelage	0,044
2	Mortier de pose	0,06
3	Dalle en béton armée (16cm)	0,075

$$Q = 0,250 \text{ t/m}^2 \qquad \qquad \qquad \sum G = 0,484 \text{ t/m}^2$$

TbleauIII.7: Charges du palier

c).2.Descente des charges pour volée :

N°	Composante	Poids (G) (t/m ²)
1	carrelage	0,044
2	Mortier de pose	0,06
3	Poids propre de la paillasse	0,460
4	Poids propre des marches	0,186
5	Garde-corps	0,04

$$Q = 0,250 \text{ t/m}^2 \qquad \qquad \qquad \sum G = 0,770 \text{ t/m}^2$$

TbleauIII.8 : Charges de volée

d).Maçonnerie :

Ep = 30cm.....= **0,292t/m²**

Ep = 10cm.....= **0,164t/m²**

IV. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1. Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère 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.

A. L'acrotère

A.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encadrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

1. Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
2. Un moment dû à la surcharge (**Q**)

IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

A.2. Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

A.3. Evaluation des charges :

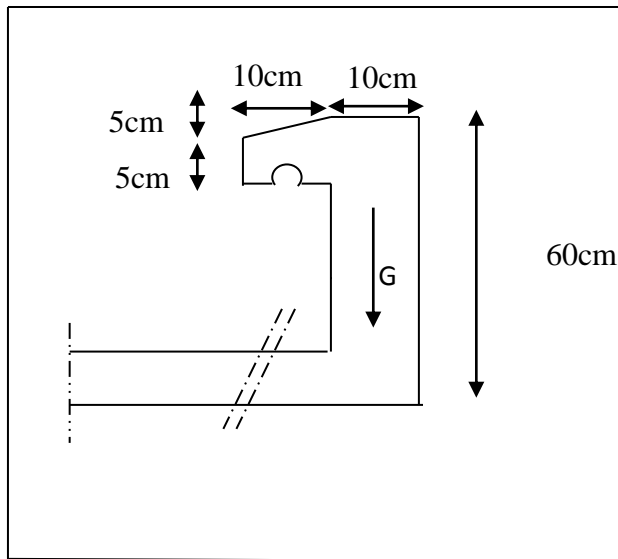


Figure.IV.A.1 : Schéma de l'acrotère

a).charge permanente :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1)/2 + (0,05 \times 0,1) \Rightarrow S = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$G = S \times 25 \Rightarrow G = 1,687 \text{ KN/ml}$$

b).Surcharge d'exploitation : (due à la main courante)

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

c).Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

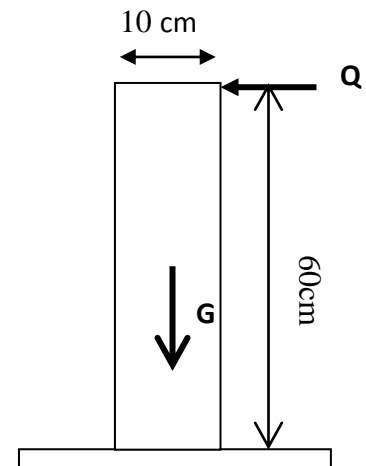
$$F_P = 4 A C_P W_P$$

$A = 0,15$ A : coefficient d'accélération de zone (zone II).

$C_P = 0,80$ C_P : facteur de force horizontale (élément en console).

$W_P = 1,687 \text{ KN/ml}$ W_P : poids de l'acrotère.

$$\text{D'où : } F_P = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 1,687 \Rightarrow F_P = 0,81 \text{ KN/ml}$$



➤ **Calcul des efforts :**

• **Pour G :** $N_G = 1,687 \text{ KN/ml}$

$$M_G = 0$$

$$T_G = 0$$

• **Pour Q :** $N_Q = 0$

$$M_Q = H \times Q = 0,6 \text{ KN/ml}$$

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

• **Pour Fp :** $N_{Fp} = 0$

$$M_{Fp} = 0,6 \times 0,81 = 0,486 \text{ KN/ml}$$

$$T_{Fp} = Fp = 0,81 \text{ KN/ml}$$

On a : $Fp \leq Q$; alors, le ferrailage sera donc donnée par les sollicitations du deuxième cas qui sont :

- Poids propre : $N_G = 1,687 \text{ KN/ml}$
- Surcharges : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$
- Un moment : $M_E = Q \times h = 1,00 \times 0,5 = 0,5 \text{ KN/ml}$
- Un effort tranchant : $T_Q = 1,00 \text{ KN}$

A.4. Evaluation des sollicitations :

• **Etat limite ultime :**

$$N_U = 1,35 N_G = 1,35 \times 1,687 = 227,74 \text{ KN}$$

$$M_U = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

• **Etat limite de service :**

$$N_{ser} = N_G = 1,687 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = T_Q = 1 \text{ KN}$$

❖ **Vérification de non flambement:**

Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console:

$$L_f = 2 \times L_0 \quad L_f: \text{la longueur de flambement.}$$

$$= 2 \times 0,6 \Rightarrow L_f = 1,2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a} \quad a: \text{l'épaisseur de l'acrotère.}$$

$$= \frac{1,2 \sqrt{12}}{0,1} \Rightarrow \lambda = 41,57 \quad \lambda: \text{l'élancement.}$$

• **L'excentricité:**

$$e_0 = \frac{a}{6} \Rightarrow e_0 = \frac{0,1}{6} = 0,017 \text{ m} \quad e_0: \text{l'excentricité du noyau central.}$$

$$\text{ELU: } e_1 = \frac{Mu}{Nu} \Rightarrow e_1 = \frac{0,9}{2,28} = 0,39 \text{ m} \quad e_1: \text{l'excentricité du Premier ordre.}$$

$e_1 > e_0 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve en dehors de la section, donc l'effort étant un effort de compression \Rightarrow section partiellement comprimée.

D'où le moment fictif est déterminé par la formule :

$$M_f = Mu + Nu \times \frac{h}{2} = 101,39 \text{ Kg.m}$$

$$\lambda_{\max} = \text{Max} ((50; \min (100; e_1/a)) \text{ cm}$$

$$= \text{Max} ((50; \min (100; 0,36/0,1)) \text{ cm} \Rightarrow \lambda_{\max} = 50$$

On a: $\lambda = 41,57 \leq \lambda_{\max} = 50$ donc: pas de risque de flambement.

• **L'excentricité totale de calcul :**

$$e = e_a + e_1 + e_2$$

$$e_a = \text{Max} (2\text{cm}; \frac{1}{250}) = \text{Max} (2\text{cm}; \frac{60}{250}) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = (3 \times \frac{L_f^2}{10000 \times h}) (2 + \alpha \cdot \varphi) \quad \alpha = 0 \quad \text{car : G ne crée aucun moment.} \quad \varphi = 2$$

Donc : $e_2 = (3 \times \frac{(1,2)^2}{10000 \times 0,1}) \times 2 \Rightarrow e_2 = 0,86 \text{ cm}$

Alors : $e = e_a + e_1 + e_2$

$= 2 + 39 + 0,86 \Rightarrow e = 41,86 \text{ cm}$

▪ **Calcul du coefficient de majoration : (δ_f)**

$\delta_f = \min (1 + 0,15(\lambda/35)^2(a/e_0) ; 1,4) \dots\dots\dots$ si : $e_0/h > 0,75$

$1 + 0,2 + (\lambda/35)^2 \dots\dots\dots$ si : $e_0/h \leq 0,75$

• $\lambda = \frac{Lf \sqrt{12}}{a} = \frac{1,2 \sqrt{12}}{0,1} \Rightarrow \lambda = 41,57$

• $e_1/a = 3,9 > 0,75$

Donc: $\delta_f = \min [1,4 ; 1 + 0,15(\lambda/35)^2 \times (a/e_0)]$

$= \min [1,4 ; 1 + 0,15(41,57/35)^2 \times (0,1/0,39)]$

$= \min [1,4 ; 1,054]$ Alors : $\delta_f = 1,054$

A.5. Ferrailage :

➤ **Calcul à l'ELU :** Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

- $h = 10 \text{ cm}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = 8 \text{ cm}$

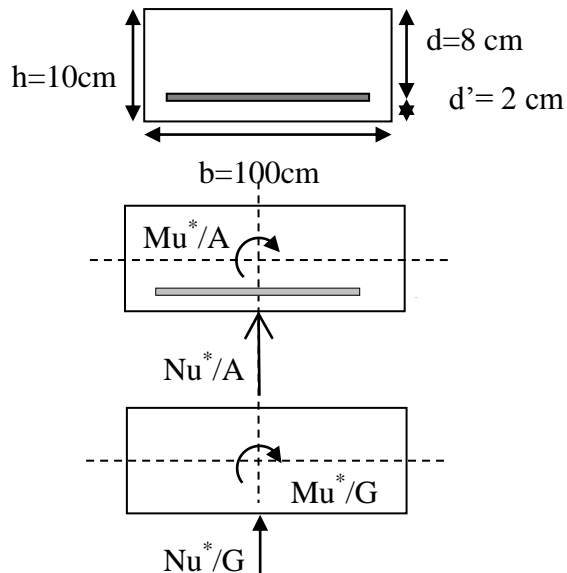


Figure. IV.A.2 : Schémas des Coupes transversales

A.5.1. Les sollicitations majorées :

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 1,054 \times 2,28 = \mathbf{2,403 \text{ KN}}$$

$$M_{UG}^* = N_u^* (e_0 + e_a) = 2,403 (0,39 + 0,02) = \mathbf{0,99 \text{ KN.m}}$$

A.5.2. Évaluation des moments au niveau des armatures tendues :

$$M_{UA}^* = M_{UG}^* + N_u^* \times (d - h/2)$$

$$= 0,99 + 2,403 (0,08 - 0,1/2) \Rightarrow \mathbf{M_{UA}^* = 1,062 \text{ KN.m}}$$

A.5.3. Calcul à la flexion simple :

On peut maintenant terminer le calcul par assimilation à la flexion simple.

$$\sigma_{bu} = f_{bu} = (0,85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \quad \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 \times 22}{1,5} = \mathbf{12,46 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

- **Le moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_f}{b_o d^2 \delta_b} = \frac{101,39 \times 10}{100 \times 8^2 \times 12,46} \Rightarrow \mathbf{\mu = 0,01}$$

$$\mu < \mu_1 = \mathbf{0,392} \Rightarrow \text{pas d'acier comprimé } A' = 0$$

$$\mathbf{\alpha = 0,013}$$

$$\mathbf{\beta = 0,995}$$

$$\text{Donc } A_1 = M_1 / \beta \times d \times \sigma_s = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - N_u / 100 \times \sigma_s = 0,36 \text{ cm}^2$$

Vérification :

Condition de non fragilité: $f_{c28} = 22 \text{ Mpa}$

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} / f_e = 0,88 \text{ cm}^2$$

$A < A_{\min}$ Condition de non fragilité n'est pas Vérifiée.

Donc nous devons prévoir dans la section des armatures **BAEL91**.

$$A \geq 0,002 \times b \times h = 2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 4 \text{ T } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Armature de repartition:**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

Soit 4T6 = 1.13

- **L'espacement :** $S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$

- **Résulta de calcul :**

M_{UA}^* (KN/ml)	μ	α	β	ϵ_s (%)	σ_s (MPa)	A (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)
1,062	0,013	0,016	0,0795	1	348	2,01	0,88

➤ **Calcul à l'E.L.S :**

❖ **Position du centre de pression :**

$$N_{ser} = 1,687 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$e_s = M_{ser} / N_{ser}$$

$$= 0,6 / 1,687 = 0,36 \text{ m}$$

$$e_0 = h / 6 = 0,017 \text{ m.}$$

$$e_s > e_0 \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (S.P.C)}$$

❖ **Sollicitations majorées :**

$$N_{ser}^* = \delta_f \times N_{ser} = 1,054 \times 1,687 = \mathbf{1.78 \text{ KN}}$$

$$M_{ser/G}^* = (\delta_f \times M_{ser}) + (N_{ser}^* \times e_a)$$

$$= (1,054 \times 0,6) + (1,78 \times 0,02) = \mathbf{0,67 \text{ KN.m}}$$

❖ **Le moment fictif:**

$$M_{\text{serA}}^* = M_{\text{serG}}^* + N_{\text{ser}}^* \times (d - h/2)$$

$$= 0,67 + 1,78 (0,08 - 0,1/2) \Rightarrow M_{\text{serA}}^* = \mathbf{0,723 \text{ KN.m}}$$

❖ **Calcul à la flexion simple:**

-La contrainte du béton est donnée à ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = \mathbf{13,2 \text{ Mpa}}$$

-La contrainte de l'acier :

$$\sigma_{\text{st}} = 348$$

❖ **Calcul du moment limite de service M_1 :**

$$M_1 = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{\text{bc}}$$

$$\mu_r = (\alpha_r/2) / (1 - \alpha_r/3)$$

$$\alpha_r = (15\sigma_{\text{bc}}) / (15\sigma_{\text{bc}} + \sigma_{\text{sc}}) = 0,392$$

$$\mu_r = 0,225$$

$$\Rightarrow M_1 = \mathbf{0,0348 \text{ KN.m}} \Rightarrow M_{\text{serA}}^* < M_1 \text{ (pas d'armature comprimée } A' = 0)$$

$$Z = d(1 - \alpha_r/3) = \mathbf{0,069 \text{ m}}$$

$$A_s = M_{\text{serA}} / (Z \cdot \sigma_{\text{sc}}) = 0,723 / (0,065 \times 348) = \mathbf{0,32 \text{ cm}^2}$$

❖ **Calcul à la flexion composée:**

$$A_{\text{ser}} = A_s - N_{\text{ser}}^* / \sigma_{\text{sc}} = 0,032 \times 10^{-4} - (1,78 / 348)$$

$$A_{\text{ser}} = \mathbf{0,51 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Mais: } A_s = \text{Max} [A_u, A_{\text{ser}}, A_{\text{min}}]$$

❖ **Pourcentage minimal d'armatures longitudinales:**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = \mathbf{0,883 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Alors : } A_s = \text{Max} [A_u, A_{\text{ser}}, A_{\text{min}}]$$

$$= \text{Max} [0,32 ; 0,51 ; 0,883] \Rightarrow A_s = \mathbf{0,883 \text{ cm}^2}$$

Nous adoptons un ferrailage symétrique : **4 T 8 /ml** $A_s=2,1 \text{ cm}^2$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s=2,1 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}=0,833 \text{ cm}^2 \text{C.V}$$

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u < \tau_u'$

$$\tau_u = \frac{Vu_{\max}}{b_0 d}$$

$$Vu = 1,5 \text{ KNm}$$

$$\tau_u = 0,0015 / (1 \times 0,08) = 0,0187 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 3 \text{ MPa})$$

$$= \min (2,2 \text{ Mpa}, 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u' = 2,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

5. Schéma de ferrailage :

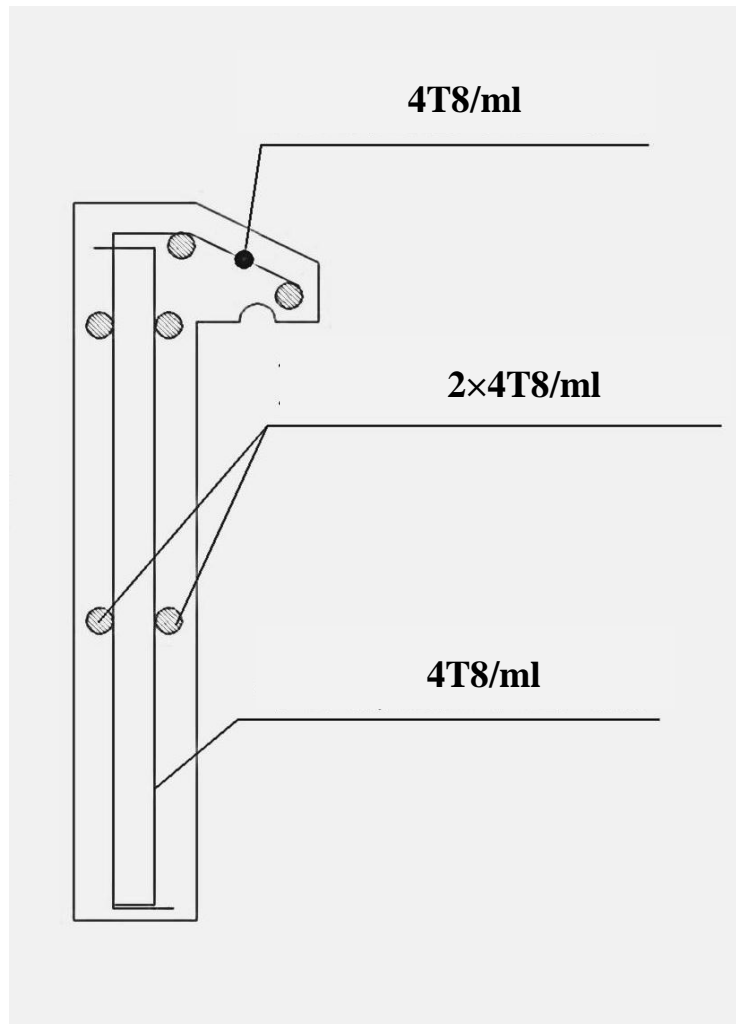


Figure IV.A.3.schéma de ferrailage.

B. CALCUL DES ESCALIERS

B.1. Définition générale :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Où bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

B.2. Composition d'un escalier :

Il est caractérisés par :

- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La contre marche : la partie verticale d'une marche.
- La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- Le palier : la partie horizontale.
- La volée : suite ininterrompues des marches.

B.3. dimensionnement d'escalier :

Le choix de dimension en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

- Pour passer d'un étage à l'autre difficilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g » entre le 22 cm et 33cm : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

- Pour vérifie que la condition convient, on utilise la Formule empirique de « *BLONDEL* » : $g+2h=m$

Avec : $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$

Dans notre cas nous avons :

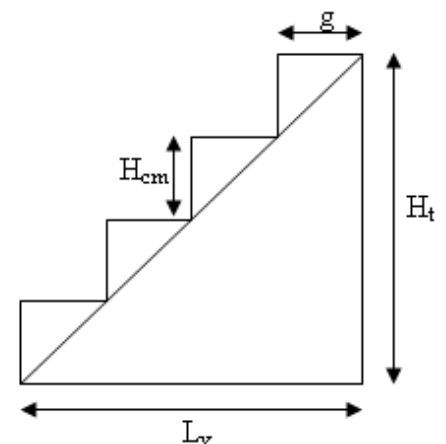
$$14\text{ cm} \leq h = 16\text{ cm} \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{ cm} \leq g = 30\text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

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

Donc on adopte : $h = 16\text{ cm}$

$g = 30\text{ cm}$



➤ **Nombre de contre marche et de marche :**

$$N_{c.m} = H/2h \quad /H : \text{ hauteur libre d'étage}$$

$$N_{c.m} = 3.2/2 \times 16 = 10 \text{ contre marches}$$

$$N_m = N_{c.m} - 1 = 9 \text{ marches.}$$

➤ **La longueur de la volée :**

$$L_v = N_m \times g = 9 \times 30 = 270 \text{ cm}$$

➤ **L'angle d'inclinaison :**

$$\text{tg} \alpha = H/L = 160/270 = 0.593$$

$$\alpha = \text{cotg} (0,593) = 30,66^0$$

➤ **L'épaisseur de la pailasse :** est calculée suivant la condition

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L = (l^2 + H^2)^{1/2} = (270^2 + 160^2)^{1/2} = 313,85 \text{ cm}$$

$$284,62/30 \leq e \leq 284,62/20$$

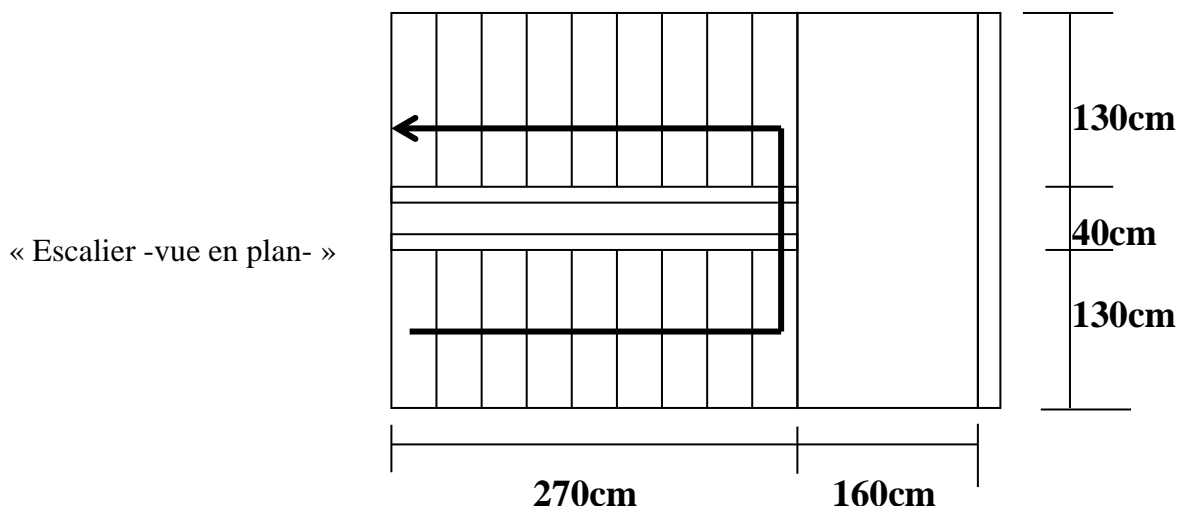
$$10,46 \text{ cm} \leq e \leq 15,69 \text{ cm}$$

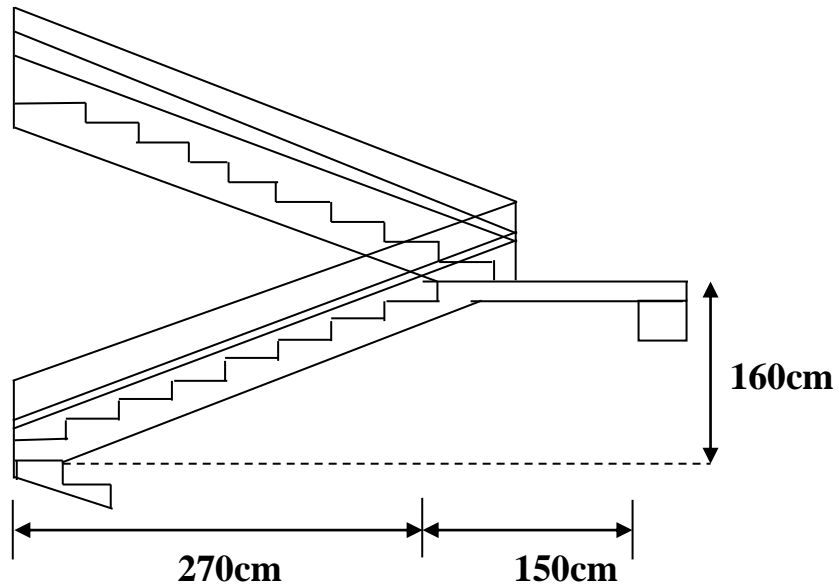
On adopte: $e = 16 \text{ cm}$ ((Pour les raisons de la vérification de la flèche))

B.4. Ferrailage d'escalier :

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage : $C \geq 1 \text{ cm}$ soit $c = 2 \text{ cm}$.





« Escalier coupe transversale »

Le calcul se fait par un bond de 1 m

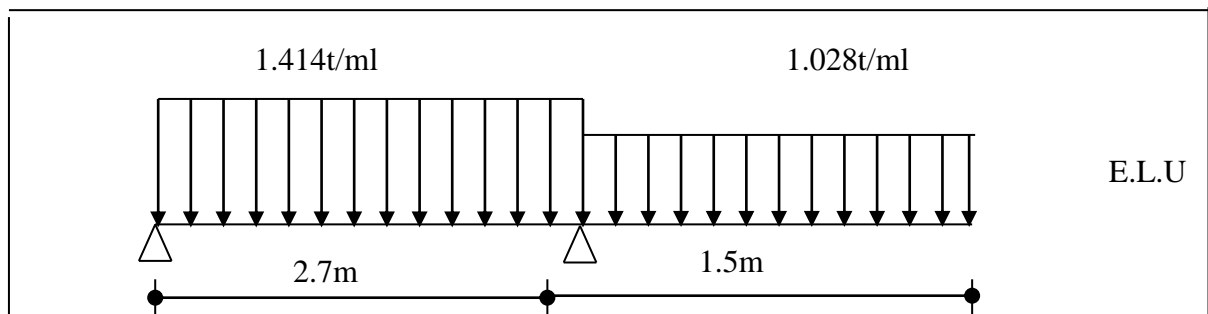
➤ **Calcul des sollicitations à l'ELU :**

Le calcul se fait par un bond de 1 m

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

La volée (paillasse) : $q_u = 1,35(770) + 1,5(250) = 1.4145 \text{ t/ml}$

Palier : $q_u = 1,35(484) + 1,5(250) = 1.0284 \text{ t/m}$



• **Charge équivalente :**

$$Q_{ueq} = \frac{(1,4145 \times 2,7) + (1,0284 \times 1,5)}{(2,7 + 1,5)} = 1,2766 \text{ t/ml}$$

- **Calcul des moments :**

Étant donné que l'extrémité est encastree on fera les réductions suivants pour les moments sur appuis (M_a).

$$M_t = 0.85M_0, M_a = 0.20M_0.$$

M_0 : moment isostatique.

- **Moment isostatique :**

$$M_{01} = \frac{Q_{eq} \times l^2}{8} = \frac{1,2766 \times 4,2^2}{8} = 2,8149 \text{ t.m}$$

- **Calcul des moments en travée et sur appuis :**

-En travée : $M_{ut} = 0,85 M_{01} = 0,85 * 2.8149 = 2.3927 \text{ t.m}$

-Sur appui : $M_{ua} = 0,20 M_{01} = 0,2 * 2.8149 = 0.5630 \text{ t.m}$

- **Calcul des armatures :**

$$f_{bu} = 12,46 \text{ Mpa} ; d = 0.144 \text{ m} , e_p = 0.16 \text{ m} , \mu_1 = 0.392$$

section	M_u (N.m)	B (cm)	d (cm)	M_{bu}	α_u	β_u	Au (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté
travée	23927	100	14.4	0.09	0.122	0.958	5.02	1.59	4HA14=6.16
appui	5630	100	14.4	0.02	0.024	1	1.13	1.59	3HA12=3.39

TABLEAU. IV.B.1 : calcul d'armatures pour l'escalier

Avec:

$$\mu_{bu} = M_u / b d^2 f_{bu} ; \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; \beta_u = (1 - 0,4\alpha_u)$$

$$A'u = M_u / \beta d f_e / \gamma_s ; \text{ avec: } f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

$\mu_{bu} < \mu_1$ (pas d'armature comprimé).

$$A_{min} \geq 0,23 b d f_{t28} / F_e \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 14.4 \times \frac{1.92}{400}$$

$$Z_u = d (1 - 0,4\alpha_u)$$

\propto

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{23927}{13.8 \times 348} = 5.02 \text{cm}^2$$

soit :

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{Z_u \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5630}{14.4 \times 348} = 1.13 \text{cm}^2$$

❖ **Conclusion:**

On adopte les armatures suivantes:

	Armatures principales	Armatures répartition
Travées	4 HA 14 = 6.16cm ²	A _r = 3HA12 = 3.39cm ²
Appuis	3 HA 12 = 3.39cm ²	A _r = 3HA12 = 3.39cm ²

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r^t = \frac{A_p^t}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{cm}^2.$$

$$A_r^a = \frac{A_p^a}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{cm}^2.$$

• **vérification de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant max correspond à la réaction d'appuis

$$V_u = T_{\max} = R = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{12766 \times 4.2}{2} = 26808,6 \text{N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,019 \text{Mpa} \quad (\text{Art5.1.1.CBA93})$$

$\bar{\tau} = 2.93 \text{Mpa} > \tau = 0.019 \text{Mpa} \rightarrow$ Condition vérifier les armatures n'est pas nécessaire.

- Espacement des barres :

- ❖ En travée :

$$S_t \leq \min(3h, 30c \text{ m}) = \min(48; 30) = 30\text{cm}$$

$$S_t \leq b/10 = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

- ❖ Sur appuis :

$$S_t \leq \min(3h, 30c \text{ m}) = \min(48; 30) = 30\text{cm}$$

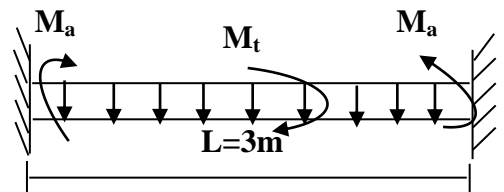
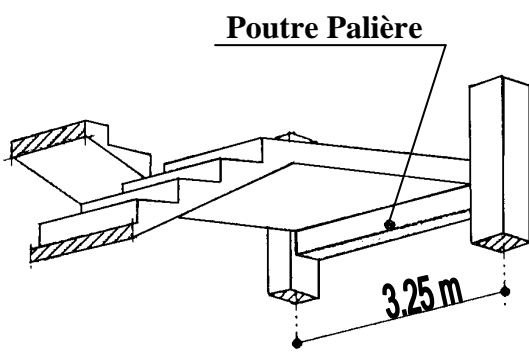
$$S_t \leq b/4 = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

B.5. Etude de la poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.



B.5.1 Dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

➤ Selon le CBA 93

- La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \\ 20 \leq h \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ on prend : } b = 30$$

➤ Selon le RPA99/ version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier} , \quad h = 30 \dots \dots \dots \text{CV} \\ b \geq 20 : \text{vérifier} , \quad b = 30 \dots \dots \dots \text{CV} \\ h/b = 35/30 = 1.167 < 4 \quad \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

—————> Donc on choisit un section de la poutre palière ($b \times h = 30 \times 30$) cm^2

B.5.2. Evaluation des charges :

La poutre palière suppose les charges suivantes :

- Poids propre de la poutre $\rightarrow 0,30 \times 0,30 \times 2500 = 225 \text{ kg/ml}$.

- Murs extérieur $\rightarrow = 435 \text{ kg/ml}$.

- Réaction du palier et de volée sur la poutre :

$$R_1 = \frac{q_{eq} \times l}{2} = \frac{12766 \times 4.2}{2}$$

$$R_1 = 26808.6 \text{ N}$$

$$q_{u2} = \frac{R_1}{L} = \frac{26808.6}{3} = 8936.2 \text{ N/ml}$$

$$q_{u1} = 1.35(225 + 435) = 891 \text{ kg/ml}$$

$$q_u = q_{u1} + q_{u2} = 891 + 893.62 = 1784.62 \text{ Kg / ml}$$

$$M_{u0} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1784.62 \times (3)^2}{8} = 2007.69 \text{ Kg.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_u^a = 0.2 \times 2007.69 = 401.54 \text{ kg.m}$$

$$\text{En travée : } M_u^t = 0.85 M_{u0} = 0.85 \times 2007.69 = 1706.54 \text{ kg.m}$$

➤ **Calcul du ferrailage à L'E.L.U :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$z_u = d(1 - 0.4\alpha_u)$$

$$A_u = \frac{M_u}{\frac{f_{fe}}{z} \gamma_s}; \quad d = 0.9.h = 0.9(30) = 27 \text{ cm ;}$$

$$A_{\min} \geq 0.23.b.d \frac{f_{t28}}{f_{fe}} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{1.92}{400} = 0.89 \text{ cm}^2$$

❖ **Résultat de calcul :**

section	M_u (N.m)	μ_{bu}	α_u	z_u (m)	A_u (cm ²)	A_{\min} (Cm ²)	A_u adp (cm ²)	A'_u (cm ²)
travée	17065.4	0.05	0.07	26.24	1.89	0.89	3HA12=3.39	0
appui	4015.4	0.01	0.02	26.28	0.43	0.89	3HA12=3.39	0

TABLEAU IV.B.2: calcul d'armatures pour la poutre palière

• **Espacement :**

$$S_t \leq \text{Min} (0.9 \times d, 40) \text{ cm} = 24.3 \approx 24 \text{ cm}$$

$$A_t = 4 \times (\emptyset)^2 / 4 \text{ donc : } A_t = 0.6^2 \times \pi = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.13 \times 235}{0.4 \times 30} = 22.13 \text{ cm}$$

On adopte: $S_t=20\text{cm}$

- Armature de répartition :

$$A_r^t = \frac{A_f^t}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_r^t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_r^a = \frac{A_f^a}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_r^a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

- Vérifications vis-à-vis de l'effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{1483.625 \times 3}{2} = 2225.44 \text{ N} \quad \tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,027 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,027 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.93 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

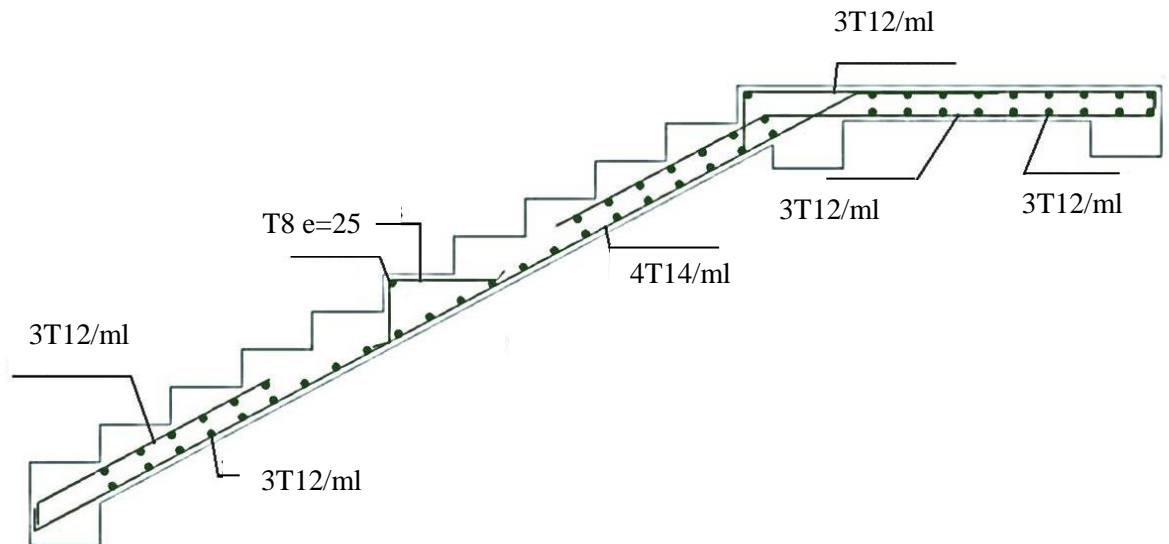


Figure IV.B.1. Schéma du ferrailage.

C. CALCUL DU BALCON :

C.1. Introduction :

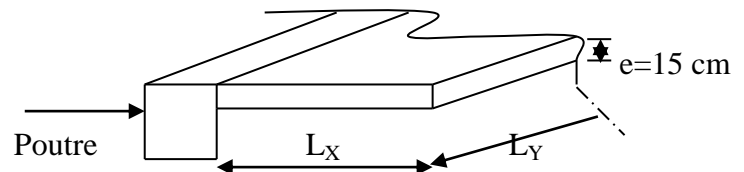
Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 12 cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines encastree dans les poutres

L'épaisseur est conditionnée par :

L'épaisseur $\geq L/20+7 \Rightarrow$ on a: $L = 2.10\text{m}$

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



C.2. Combinaison:

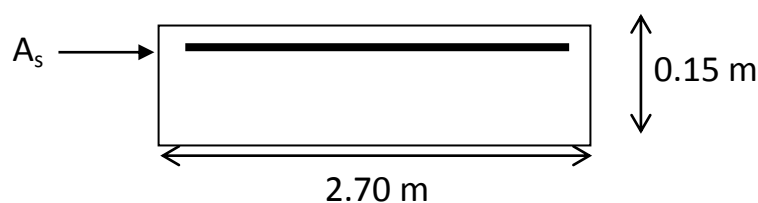
$G=545 \text{ kg/m}$; $Q=350 \text{ kg/m}$; $G_1=200 \text{ kg}$

➤ L'ELU:

Pour la dalle : $q_u = 1.35G+1.5Q \Rightarrow q_u = 1.35 \times 0.545 + 1.5 \times 0.350 = 12607.5 \text{ N/ml}$

Pour le garde-corps : $q_{u1}=1.35G_1 \Rightarrow q_{u1}= 2700 \text{ N/m}$

• Sollicitation :



- **A l'ELU:**

$$M_{qu} = (q_u \cdot L^2) / 2 = (12607.5 \times 2^2) / 2$$

$$M_{qu} = 25215 \text{ N.m}$$

Le moment dû à la charge q_{u1} :

$$M_{qu1} = q_{u1} \times l = 2700 \times 2$$

$$M_{qu1} = 5400 \text{ N.m}$$

$$M_u = M_{qu} + M_{qu1} = 25215 + 5400$$

$$M_u = 30615 \text{ N.m}$$

➤ **Calcul des armatures à l'ELU :**

$$f_{bu} = 12.46 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad d = 0.15 - 0.02 = 0.13 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{30615}{100 \times 13^2 \times 12.46} = 0.15 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = A' = 0$$

$$\alpha_1 = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.197$$

$$\beta_u = (1 - 0.4\alpha_u) = 0.921; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30615}{0.921 \times 13 \times 348} = 7.35 \text{ cm}^2$$

Soit: 6HA14 ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$).

Avec espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Les armatures de répartition

$$A_r = 9.24 / 4 = 2.31 \text{ cm}^2 \text{ (soit 4HA10} = 3.14 \text{ cm}^2)$$

Avec espacement 25cm

- **Vérification:**

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{1.92}{400} = 1.44 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} \leq A_u = 7.35 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement:**

$$V_u = q_u \times L + q_{u1} = (12607.5 \times 2) + 2700$$

$$V_u = 27915 \text{N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{27915}{1000 \times 130} = 0.21 \text{Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa} \right) = 2.93 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.21 \text{Mpa} < \overline{\tau_u} = 2.93 \text{Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

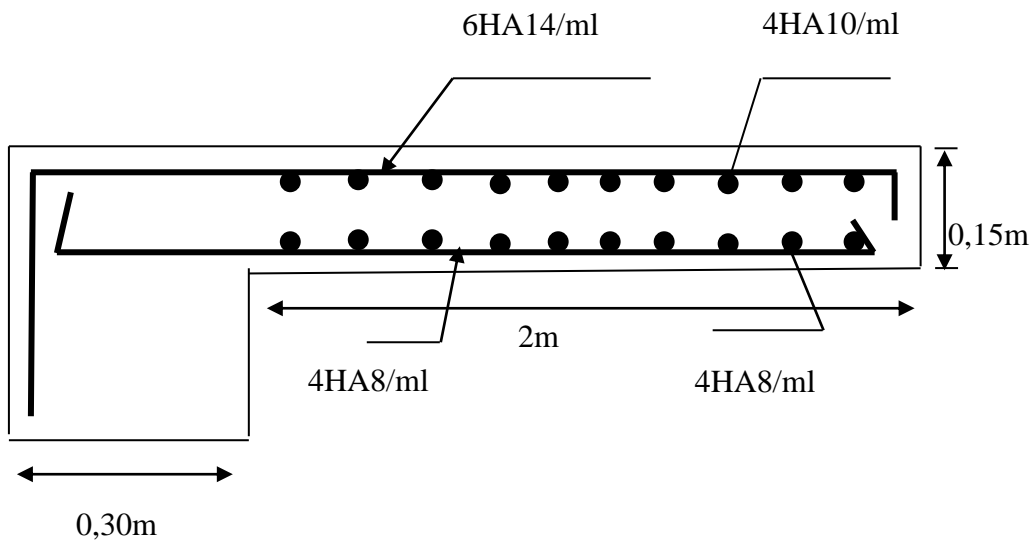


Figure IV.C.1. Schéma de ferrailage du balcon

V. Étude des planchers

V.1. Définition :

Un plancher est une aire pleine destinée à limiter les étages et supporter les revêtements de sol dont les deux fonctions principales :

- une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et les moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée isostatique.

V.2. Domaine d'application :

La méthode forfaitaire de calcul des planchers à surcharges modérées s'applique dans le cas où :

- la charge d'exploitation modérée

$Q \leq \max \{2G, 5kn\}$... Vérifier

- les éléments ont une même inertie dans les différentes travées
- les portées successives sont dans un rapport compris

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l+1} \leq 1,25$$

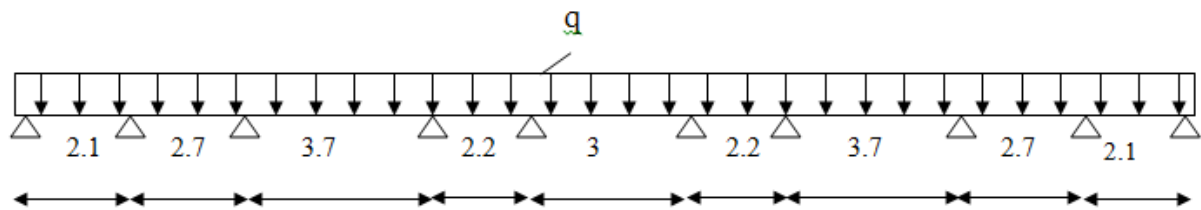
$$0,8 \leq \frac{3,7}{2,2} \leq 1,25 \quad \text{non Vérifiée}$$

Donc on utilise la méthode de Caquot

V.2.1. Plancher terrasse :

- Charge permanente : $G = 640 \text{ Kg/m}^2$
- Charge d'exploitation (terrasse inaccessible)

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



- **Combinaison des charges:**

- **ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35(640) + 1,5(100) = 1014 \text{ kg/m}$$

-La charge revenant au chaque poutrelle :

$$q_u = 1014 \times 0,65 = 659,1 \text{ kg/ml}$$

$$q_{ser} = (640 + 100) \times 0,65 = 481 \text{ kg/ml}$$

a) - Calcul des moments sur appuis

- Appuis A et J

$$M_A = M_J = 0$$

- Appuis B et I

$$M_B = M_I = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} + \frac{l_w^2}{l_w + l_e} \times \left(\sum_{j=1}^n h_{wj} \cdot Q_{wj} \right) + \frac{l_e^2}{l_e + l_w} \times \left(\sum_{j=1}^n h_{ej} \cdot Q_{ej} \right)$$

$$M_B = M_I = \frac{6591 \times 2,1^3 + 6591(2,16)^3}{8,5(2,1 + 2,16)} = 3520,06 \text{ N.m}$$

- Appuis C et D :

$$M_c = M_H = \frac{6591 \times (2,16)^3 + 6591(2,96)^3}{8,5(2,16 + 2,96)} = 5453,94 \text{ N.m}$$

- Appuis D et G :

$$M_D = M_G = \frac{6591 \times (2,96)^3 + 6591(1,76)^3}{8,5(2,96+1,76)} = 5156,17 \text{ N.m}$$

- Appuis E et F :

$$M_E = M_F = \frac{6591 \times (1,76)^3 + 6591(2,4)^3}{8,5(1,76+2,4)} = 3592,95 \text{ N.m}$$

Appuis	L'_g (m)	L'_d (m)	q_g (N/ml)	q_d (N/ml)	M_i^a (N.m)
B	2.1	2.16	6591	6591	3520.06
C	2.16	2.96	6591	6591	5453.94
D	2.96	1.76	6591	6591	5156.17
E	1.76	2.4	6591	6591	3592.95
F	2.4	1.76	6591	6591	3592.95
G	1.76	2.96	6591	6591	5156.17
H	2.96	2.16	6591	6591	5453.94
I	2.16	2.1	6591	6591	3520.06

TABLEAU V.1 : calcul des moments sur appuis pour plancher terrasse

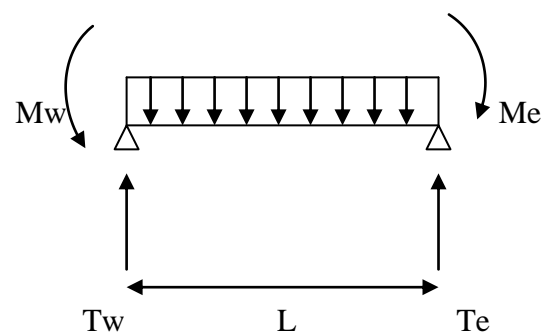
b) - Calcul des moments en travée :

On isole chaque travée :

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

$$x = \frac{T_w}{q}$$

$$M_t = T_w x - \frac{qx^2}{2} - M_w$$



Travée	$M_w(N.m)$	$M_e(N.m)$	$q(N/ml)$	$L(m)$	$T_w(N)$	$T_e(N)$	$X(m)$	$M_t(N.m)$
I	0	3520.06	6591	2.1	5244.33	8596.77	0.8	2086.34
II	3520.06	5453.94	6591	2.7	8181.6	9614.10	1.24	1557.96
III	5453.94	5156.17	6591	3.7	12273.83	12112.87	1.86	5974.27
IV	5156.17	3592.95	6591	2.2	7960.65	6539.55	1.21	-348.72
V	3592.95	3592.95	6591	3	9886.5	9886.5	1.5	3821.92
VI	3592.95	5156.17	6591	2.2	6539.55	7960.65	1	348.9
VII	5156.17	5453.94	6591	3.7	12112.87	12273.83	1.84	5974.28
VIII	5453.94	3520.06	6591	2.7	9614.10	8181.6	1.46	1557.96
IX	3520.06	0	6591	2.1	8596.77	5244.33	1.3	2086.34

TABLEAU V.2 : calcul des moments en travée pour plancher terrasse

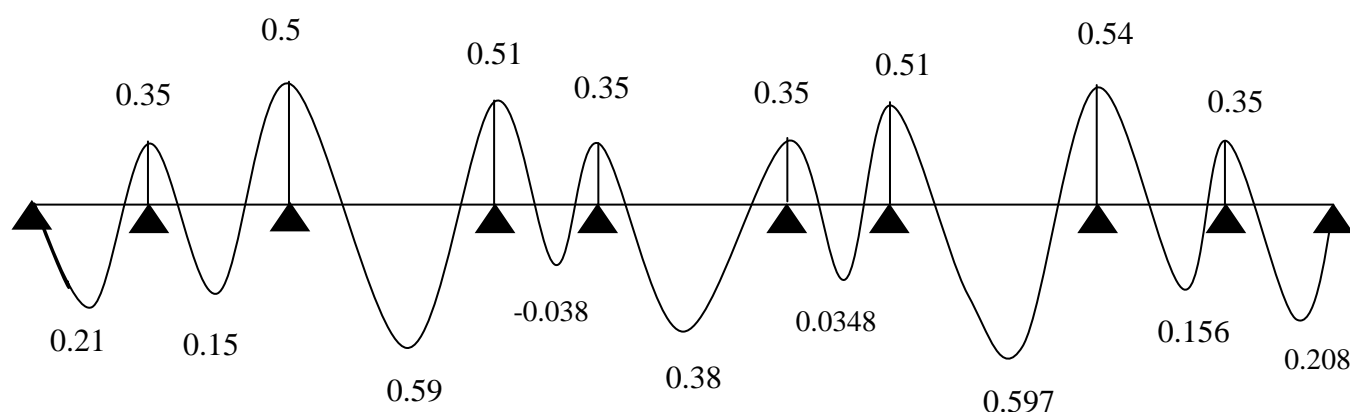


Figure V.1 : diagramme des moments pour plancher terrasse

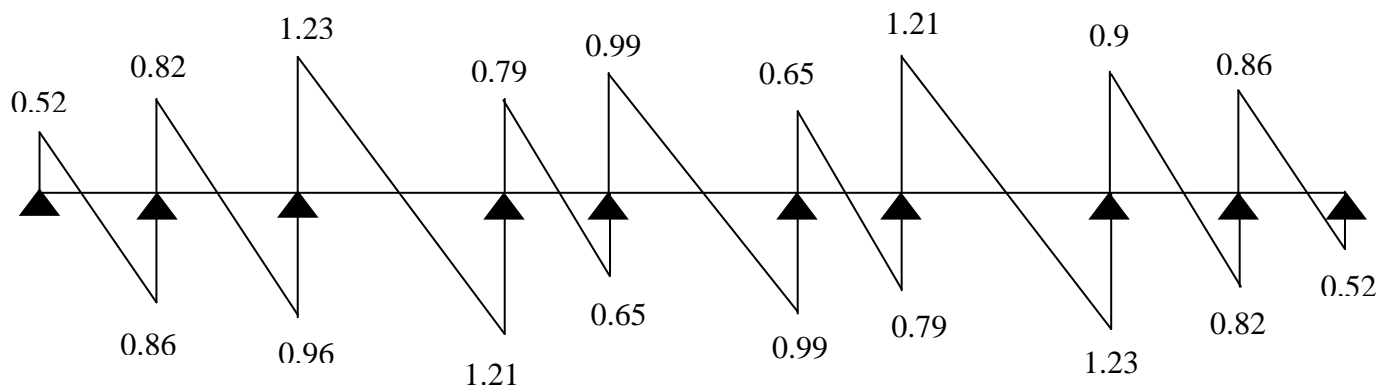


Figure V.2 : diagramme des efforts tranchants pour plancher terrasse

c) - Calcul du ferrailage E.L.U :

❖ **En travée :** on prend le moment maximal dans notre poutrelle.

$$M_{t_{\max}} = 5974.28 \text{ N.m} = M_u$$

Les nervures sont calculées à la flexion simple comme une section en T de dimension :

$b = 65\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $b_0 = 12.5\text{cm}$; $h_t = 20\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$; $f_{bu} = 12.46\text{Mpa}$; FeE400 ($\mu_1 = 0.392$).

• **Calcul du moment équilibré par la table de compression**

$$M_{\text{table}} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 12.47 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 51875.2 \text{ N.m} = 5.1875 \text{ t.m}$$

$M_{\text{table}} > M_u \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table et la section considérée comme une section rectangulaire de dimension b et h .

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5974.28}{65 \times 18^2 \times 12.47} = 0.02 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = A' = 0$$

$$\alpha_1 = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.025$$

$$\beta_u = (1 - 0.4\alpha_u) = 0.99 \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5974.28}{0.99 \times 18 \times 348} = 0.95 \text{ cm}^2$$

• On adopte : $A_u = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 1.92}{400} = 1.29 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_u = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

❖ **Sur appuis :**

$$M_{\max} = 5453.94 \text{ N.m} = M_u$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5453.94}{12.5 \times 18^2 \times 12.47} = 0.11 < 0.392 \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.146$$

$$\beta_u = (1 - 0.4\alpha_u) = 0.95$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5453.94}{0.95 \times 18 \times 348} = 0.917 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times 12.5 \times 18 \times 1.92}{400} = 0.248 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_u \rightarrow \text{Donc on adopte } A_u = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

	En travée	Sur appuis
La section finale	3HA10 = 2.36 cm ²	2HA12 = 2.26 cm ²

➤ **Contrainte limite de cisaillement :**

D'après le diagramme des efforts tranchants on a :

$$T_{\max} = 12273.83 \text{ t} = V_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12273.83}{125 \times 180} = 0.55 \text{ Mpa}$$

Avec la fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) = 2.93 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.55 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.93 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C.V}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Espacement :**

d'après B.A.E.L 91 P112, on a :

$$S_t \leq \min \{0.9.d, 40\text{cm}\} = \min \{0.9 \times 18; 40\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 16.2\text{cm}$$

D'après la C.N.F on a :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4\text{Mpa} \right\}$$

Donc :

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.40\text{Mpa} \right\}}$$

Pour les armatures transversales on utilise des étriers.

$$A_t = 2\phi 8 = 1.01\text{cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{1.01 \times 235}{12.5 \times 0.4} \leq 47.47\text{cm}$$

Donc on adopte : $S_t = 15\text{cm}$.

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{t_{\min}} \geq 0.003 \cdot S_t \cdot b_0 = 0.003 \times 15 \times 12.5 = 0.56\text{cm}^2$$

$$A_t = 1.01\text{cm}^2 > A_{t_{\min}} = 0.56\text{cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

V.2.2. Plancher étage courant :

D'après le pré dimensionnement déjà établis on à :

$$G = 530 \text{ kg/m}^2.$$

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2.$$

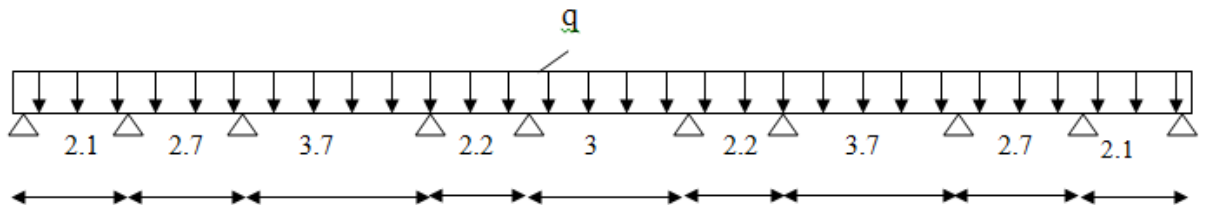
➤ **Combinaison des charges :**

E.L.U

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35(530) + 1,5(150) = 6113.3 \text{ N/m}$$

➤ **Schéma statique**



➤ **Calcul des moments :**

❖ **Sur les appuis :**

$$M_u^a = \frac{q_g (L'_g)^3 + q_d (L'_d)^3}{8.5(L'_g + L'_d)}$$

Avec : $L' = 0.8L$ pour une travée intermédiaire.

$L' = L$ pour une travée de rive

Appuis	L'_g (m)	L'_d (m)	q_g (N/ml)	q_d (N/ml)	M_i^a (N.m)
B	2.1	2.16	6113.3	6113.3	3265.3
C	2.16	2.96	6113.3	6113.3	5058.36
D	2.96	1.76	6113.3	6113.3	4781.45
E	1.76	2.4	6113.3	6113.3	3331.54
F	2.4	1.76	6113.3	6113.3	3331.54
G	1.76	2.96	6113.3	6113.3	4781.54
H	2.96	2.16	6113.3	6113.3	5058.36
I	2.16	2.1	6113.3	6113.3	3265.3

TABLEAU V.3 : calcul des moments sur appuis à l'ELU pour plancher étage courant

❖ **En travée :**

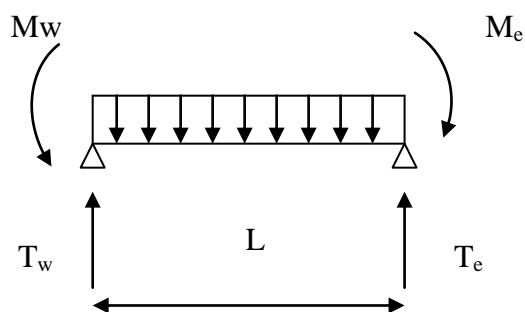
On isole chaque travée :

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

$$T_e = \frac{q.l}{2} = \frac{M_e - M_w}{L}$$

$$x = \frac{T_w}{q}$$

$$M_t = T_w x - \frac{qx^2}{2} - M_w$$



Travée	M _w (N.m)	M _e (N.m)	q(N/ml)	L(m)	T _w (N)	T _e (N)	X(m)	M _t (N.m)
I	0	3265.3	6113.3	2.1	4864.07	7973.87	0.8	1935
II	3265.3	5058.36	6113.3	2.7	7588.86	8917.06	1.24	1444.98
III	5058.36	4781.54	6113.3	3.7	11384.42	11234.79	1.86	5541.87
IV	4781.54	3331.54	6113.3	2.2	7383.72	6065.54	1.21	-322.48
V	3331.54	3331.54	6113.3	3	9169.95	9169.95	1.5	3545.93
VI	3331.54	4781.54	6113.3	2.2	6065.54	7383.72	1	-322.65
VII	4781.54	5058.36	6113.3	3.7	1123.79	11384.42	1.83	5541.71
VIII	5058.36	3265.3	6113.3	2.7	8917.06	7588.86	1.46	1444.99
IX	3265.3	0	6113.3	2.1	7973.87	4864.07	1.3	1934.99

TABLEAU V.4 : calcul des moments en travée à l'ELU pour plancher étage courant

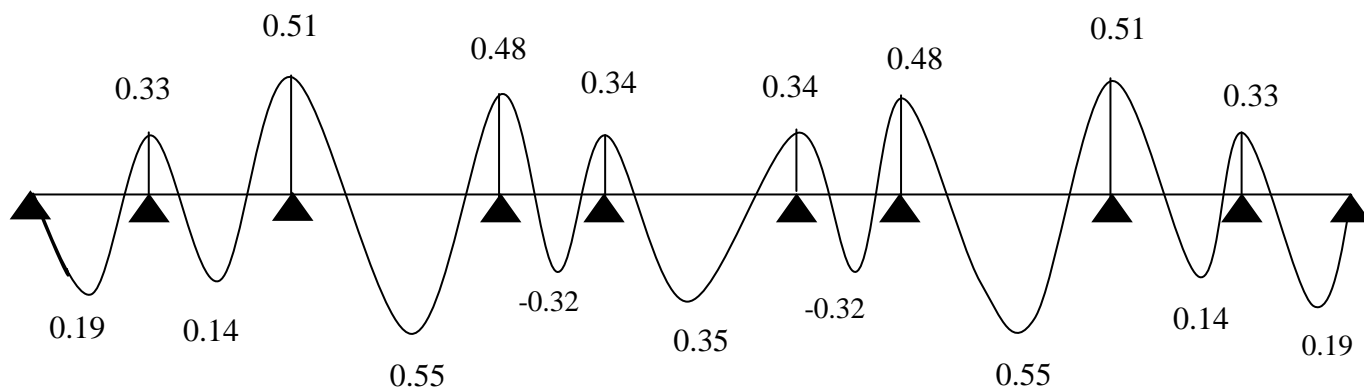


Figure V.3 : diagramme des moments

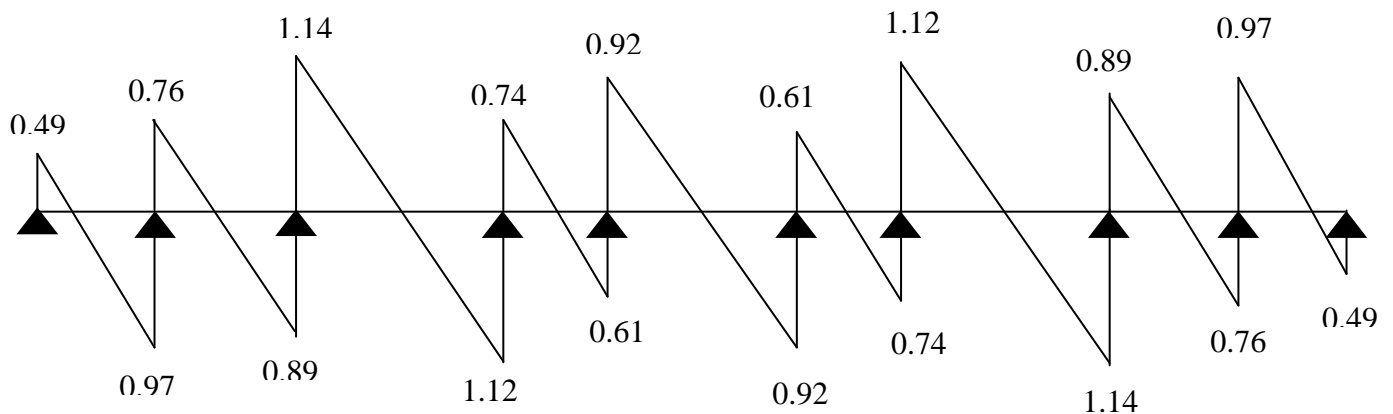


Figure V.4 : diagramme des efforts tranchants

➤ **Calcul du ferrailage E.L.U :**

***En travée :** on prend le moment maximal dans notre poutrelle.

$$M_{t_{\max}} = 5541.87 \text{ N.m} = M_u$$

Les nervures sont calculées à la flexion simple comme une section en T de dimension :

$b = 65\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $b_0 = 12.5\text{cm}$; $h_t = 20\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$; $f_{bu} = 12.47\text{Mpa}$; FeE400 ($\mu_1 = 0.392$).

$$M_{\text{table}} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 12.47 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 51875.2 \text{ N.m} = 5.1875 \text{ t.m}$$

$M_{\text{table}} > M_u \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table et la section considérée comme une section rectangulaire de dimension b et h .

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5541.87}{65 \times 18^2 \times 12.47} = 0.021 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = A' = 0$$

$$\alpha_1 = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.027$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 17.83\text{cm}; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{Mpa}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_s} = \frac{5541.87}{17.83 \times 348} = 0.89\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 1.92}{400} = 1.29 \text{cm}^2$$

Donc on adopte : $A_u^t = \max(A_{\min}; A_u) = A_u = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{cm}^2$

- **Sur appuis :**

$$M_{\max} = 5058.36 \text{N.m} = M_u$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5058.36}{12.5 \times 18^2 \times 12.47} = 0.1 < 0.392 \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.115$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 17.17 \text{cm}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_u \cdot \sigma_s} = 0.847 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \times 12.5 \times 18 \times 1.92}{400} = 0.25 \text{cm}^2$$

$A_{\min} < A_u \rightarrow$ Donc on adopte $A_u = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{cm}^2$

	En travée	Sur appuis
La section finale	3HA10=2.36cm ²	2HA12 = 2.26cm ²

- **Contrainte limite de cisaillement :**

D'après le diagramme des efforts tranchants on a :

$$T_{\max} = 11384.42 \text{N} = V_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{11384.42}{125 \times 180} = 0.51 \text{Mpa}$$

Avec la fissuration peu préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa} \right) = 2.93 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.51 \text{Mpa} < \overline{\tau}_u = 2.93 \text{Mpa} \rightarrow \text{C.V}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Espacement** : d'après B.A.E.L 91 P112, on a :

$$S_t \leq \min \{0.9 \cdot d, 40 \text{cm}\} = \min \{0.9 \times 18, 40 \text{cm}\}$$

$$S_t \leq 16.2 \text{cm}$$

D'après la C.N.F on a :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{Mpa} \right\}$$

Donc :

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.40 \text{Mpa} \right\}}$$

Pour les armatures transversales on utilise des étriers.

$$A_t = 2\Phi 8 = 1.01 \text{cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{1.01 \times 235}{12.5 \times 0.4} \leq 47.47 \text{cm}$$

Donc on adopte : $S_t = 15 \text{cm}$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{t_{\min}} \geq 0.003 \cdot S_t \cdot b_0 = 0.003 \times 15 \times 12.5 = 0.56 \text{cm}^2$$

$$A_t = 1.01 \text{cm}^2 > A_{t_{\min}} = 0.56 \text{cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

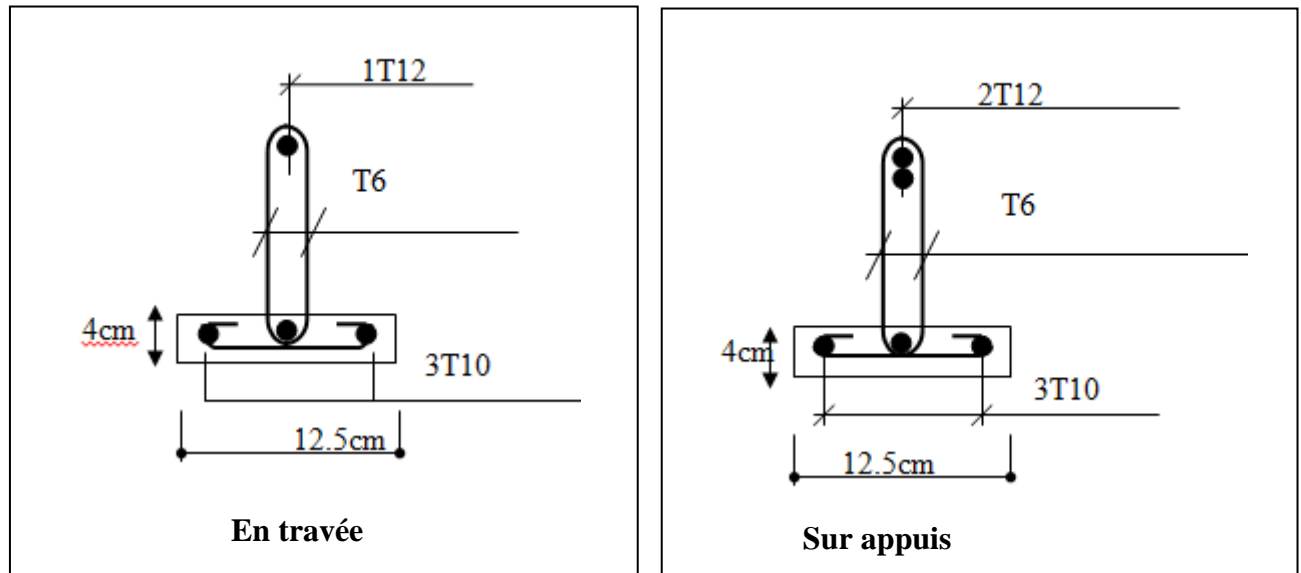


Figure V.5. ferrailage des poutrelles

VI. ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

VI.1 Introduction:

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (**zone II** dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion.....).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « **SAP2000, ETABS, ROBOT...** » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS VERSION 2010** du fait qu'il soit disponible et présente plus de facilité d'exécution et de vérification

VI.2. Présentation de méthode de calcul :

VI.2.1. Méthode statique équivalente :

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

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

VI.2.2. Méthode d'analyse 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.

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

VI.3.Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, Guelma est classée dans une zone de sismicité moyen 'ZONE IIa', ainsi que notre ouvrage étant un bâtiment classé en 'Groupe2'.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment **ne répond pas** aux critères (4.1.2.b) exigés par le **RPA99V2003**, quand à l'application de la méthode statique équivalente.

VI.3.1 Méthode dynamique modale spectrale :

Selon le **RPA99V2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

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

Q : Facteur de qualité.

- **Classification du site :**

Selon le **RPA99V2003** Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme (**Catégorie S₃**).

● **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen : D**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Périodes caractéristiques T_1 ; T_2 :

Pour un site type S_3 : **$T_1 = 0.15$ s ; $T_2 = 0.50$ s**

Coefficient de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,881\dots (\xi = 7\%)$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$ pour un contreventement mixte (**$\eta = 0.88$**).

Période fondamentale (T) :

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule suivante :

$$T = 0.09h_n / \sqrt{L} \quad \text{Avec :}$$

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

$h_n = 16.00$ m

L: Étant la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

D'où :

$$* \quad T_x = 0.09h_n / \sqrt{L_x} \quad \text{avec} \quad L_x = 27.4 \text{ m} \quad \Rightarrow T_x = 0.275 \text{ s}$$

$$* \quad T_y = 0.09h_n / \sqrt{L_y} \quad \text{avec} \quad L_y = 19.8 \text{ m} \quad \Rightarrow T_y = 0.323 \text{ s}$$

On a : $0 \leq T_x = 0.275 \text{ sec} \leq T_2 = 0.50 \text{ sec}$

$0 \leq T_y = 0.323 \text{ sec} \leq T_2 = 0.50 \text{ sec}$

Donc : $D_x = 2.5\eta = 2,2025$ $D_x = 2,2025$

$D_y = 2.5\eta = 2,2025$ $D_y = 2,2025$

● **Coefficient d'accélération de zone A :**

Le coefficient d'accélération **A** est choisit suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas **A = 0.25**

● **Coefficient de comportement R :**

Le contreventement mixte avec interaction (**R = 5**).

● **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

D'où **P_q**: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **Q** est satisfait ou non.

$$Q = \max \{Q_x, Q_y\}$$

$$Q_x = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 = 1,25$$

$$Q_y = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 = 1,25$$

Alors Q = 1,25

❖ **Modélisation de la structure :**

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

Notre structure a un parking au niveau du sous-sol, de plus elle présente une architecture (vue en plan) différente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante.

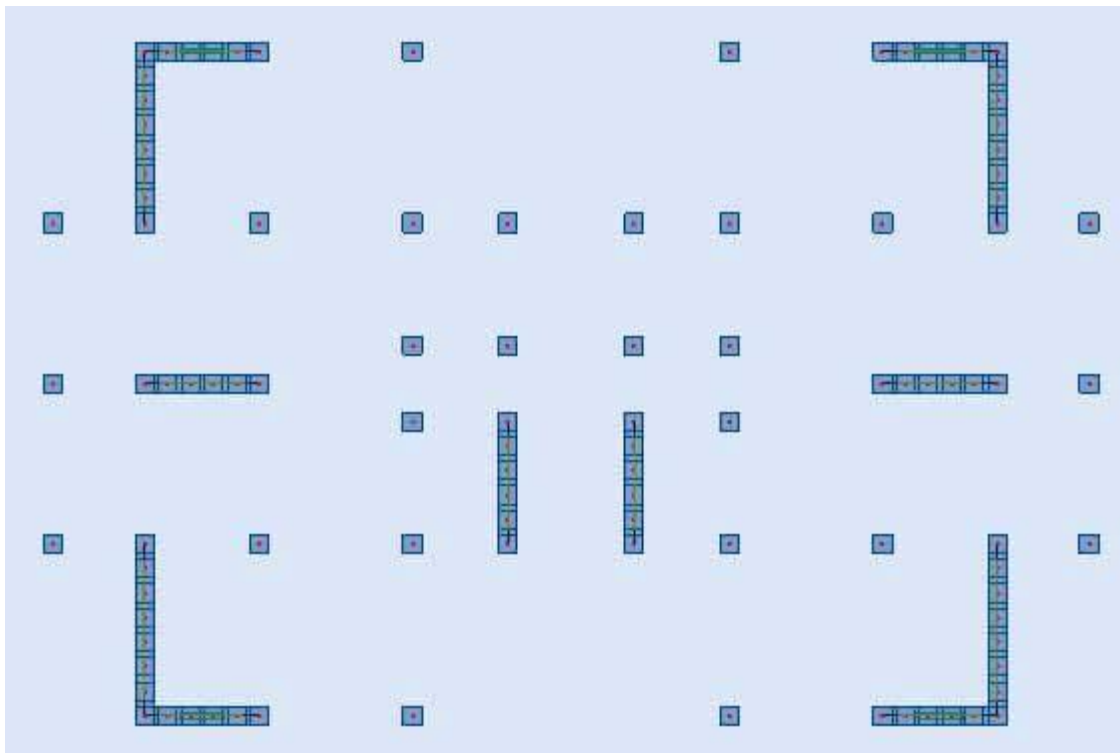


Figure VI.1 : disposition des voiles

VI.4. Caractéristiques géométriques et massique de la structure

➤ L'excentricité théorique :

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$\text{Sens X : } e_{acc} = 0.05 \times 27.4 = 1,37 \text{ m}$$

$$\text{Sens Y : } e_{acc} = 0.05 \times 19.8 = 0,99 \text{ m}$$

➤ **Nombre de modes à considérer :**

D'après le RPA 99 / version 2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

VI.5. Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :

VI.5.1. Périodes et facteurs de participation modale :

Mode	Period	ax (%)	ay (%)	Nature
1	2,66	72,63	0,00	Trans x
2	3,57	0,00	70,86	Trans y
3	4,67	0,00	0,00	torsion
4	9,67	18,60	0,00	0
5	9,82	0,02	0,00	0
6	11,87	0,00	0,99	0
7	11,90	0,00	0,00	0
8	11,92	0,00	0,08	0
9	11,95	0,09	0,00	0
10	12,19	0,00	15,37	0

VI.5.2. Déplacement maximum absolu de chaque niveau :

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Ex

Niveaux	Max Ux	Max Uy
RDC	0,1	0,0
Etage 01	0,2	0,0
Etage 02	0,3	0,0
Etage 03	0,4	0,0
Etage 04	0,5	0,0

Ey

Niveaux	Max Ux	Max Uy
RDC	0,0	0,0
Etage 01	0,0	0,1
Etage 02	0,0	0,2
Etage 03	0,0	0,2
Etage 04	0,0	0,3

VI.5.3. Les réactions à la base :

- Les forces en (KN)
- Les moments en (KN. m)

spectre	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
E_X(T)	202,68	0,28	0,09	2,76	2363,94	1749,31
E_Y(T)	0,26	197,51	3,3 0	2357,19	46,11	2676,48

VI.6. Vérifications diverses :**VI.6.1. Vérification de la force sismique :**

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la méthode de l'analyse modale **F** ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente **V**. (RPA /version 2003 article 4-3-6) :

- **Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

W : Poids total de la structure

Donc

$$V_x = \frac{0.25 \times 2,20 \times 1.25}{5} \times 2564,12 \quad \Rightarrow V_x = 352,57 t$$

$$V_y = \frac{0.25 \times 2,20 \times 1.25}{5} \times 2564,12 \quad \Rightarrow V_y = 352,57 t$$

a. sens (xx) :

$$\frac{F_x}{V_x} = \frac{202,68}{352,57} = 1,29 > 0,8 \quad \text{(Condition non vérifiée)}$$

$$\frac{F_y}{V_y} = \frac{197,51}{352,57} = 1,27 > 0,8 \quad \text{(Condition non vérifiée)}$$

VI.6.2 Vérification au renversement :

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Mr : moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS).

Ms : moment stabilisant :

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

W : poids total du bâtiment.

● Sens longitudinal :

$$M_s = 2564,12 \times \frac{27,4}{2} = 35128,444 \text{ T.m}$$

$$M_r = 2363,94 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 14,8 \geq 1,5 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal :**

$$M_s = 2564,12 \times \frac{19,8}{2} = 25384,788 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 2357,19 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 10,77 \geq 1,5 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La stabilité au renversement est vérifiée.

VII. Ferrailage des portiques

Introduction :

La détermination du ferrailage nécessaire à mettre dans les éléments structuraux s'effectue sous la combinaison la plus défavorable qui donne la sollicitation maximale pouvant s'appliquer à l'élément considéré

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
 2. Traction simple.
 3. Flexion simple.
 4. Flexion composée.
- les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
 - Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

VII.1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'état limite ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le **RPA 99version 2003**.

❖ combinaisons de calcul :

- 1- $1.35 G + 1.5 Q$ Selon BAEL99
- 2- $G + Q \pm E$ Selon RPA2003

➤ **Rappel des caractéristiques des matériaux :**

❖ **Acier :**

On utilise l'acier à haute adhérence de nuance FeE400

$$f_e = 400 \text{ Mpa}, f_{yk} = 400$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}, \sigma_{s,acc} = 400 \text{ Mpa (accidentelle)}$$

$$\mu_l = 0.392$$

❖ **Béton :**

$$f_{c,28} = 22 \text{ Mpa}, f_{bu} = 12,46 \text{ Mpa}$$

$$f_{t,28} = 1,92 \text{ Mpa}, f_{bu} = 16,3 \text{ Mpa}$$

Les poutres seront calculées sous les combinaisons les plus défavorable tout en appuis qui entravées.

Combinaison des charges :

- Situation durable et transitoire: $1,35G + 1,5Q$
- Situation accidentelle : $G + Q \pm E$

N.B

Les poutres sont calculées en fissuration peu préjudiciable (**Art IV.3.a page 38 BAEL 91**)

VII.1.1 Recommandation du RPA99 VERSION 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone II.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

VII.1.2.Exemple de calcul :

🚧 Sous la combinaison : $1.35 G + 1.5 Q$ selon **BAEL91**

➤ Ferrailage en travée : (Portique longitudinal)

$$M_{\max} = 1,2t.m$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2f_{bu}} = 0,031$$

$\mu < \mu_1 = 392 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348 ;MPa$; $\epsilon_s = 10 \%$

$$\alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) = 0.038$$

$$Z = d.(1 - 0.4.\alpha) = 31.51c m.$$

$$A_u = \frac{M_U}{Z\sigma_s} = 1.09cm^2.$$

➤ Ferrailage sur appui :

$$M_{\max} = 3,23t.m$$

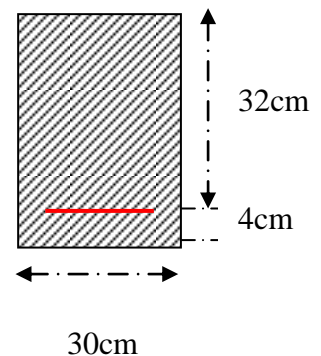
$$\mu = \frac{M_U}{bd^2f_{bu}} = 0,08 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = 0.104$$

$$Z = d.(1 - 0.4.\alpha) = 30,66cm.$$

$$A_u = \frac{M_U}{Z\sigma_s} = 3.02cm^2.$$

choix des barres : $3\phi 12$ soit $A_s = 6.01cm^2$.



VII.1.3 Résultat de calcul :

ELU :1,35G+1,5Q (portique longitudinal)								
	M_{max} (t.m)	μ_{bu}	α_{bu}	z_u (cm)	A_u (cm ²)	A_{minCBA} (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	1,2	0,031	0,038	31,51	1,09	1,12	5,25	3HA12 (3,39cm ²)
Appui	3,23	0,08	0,104	30,66	3,02	1,12	5,25	3HA12
ELU :1,35G+1,5Q (portique transversal)								
	M_{max} (t.m)	μ_{bu}	α_{bu}	z_u (cm)	A_u (cm ²)	A_{minCBA} (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	0,69	0,014	0,017	35,76	0,55	1,3	6	3HA12
Appui	8,59	0,117	0,156	33,75	7,3	1,3	6	3HA12+ 3HA14

Tableau VII.1 : calcul de ferrailage a ELU

➤ Sous la combinaisons :

G + Q ± E Selon RPA2003

❖ **Acier :**

On utilise l'acier à haute adhérence de nuance FeE400

$$\begin{cases} \delta_b = 1.15 \\ \delta_s = 1.00 \end{cases} \quad \text{situation accidentelle}$$

Fe = 400 Mpa

$\sigma_s = 400$ Mpa

$\mu_l = 0.392$

❖ **Béton :**

$F_{c28} = 22$ Mpa , $F_{bu} = 16,3$ Mpa

$F_{t28} = 1.92$ Mpa

➤ **Ferrailage en travée :** (Portique transversal,)

$$M_{\max} = 0,8 \text{ t.m}$$

$$F_{bu} = 16,3 \text{ MPa}, \mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{bd^2 F_{bu}} = 0,013$$

$\mu < \mu_1 = 392 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,016$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,993$$

$$A_{\text{calculée}} = \frac{M_{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0,5}{100} b \times h = 6 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage sur appui :**

$$M_{\max} = 6,92 \text{ KN.m}$$

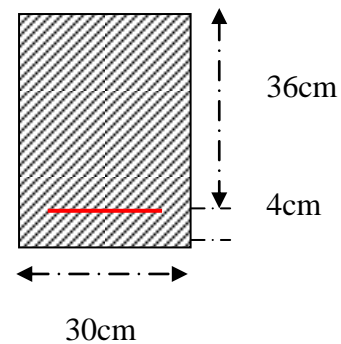
$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{bd^2 F_{bu}} = 0,109$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,145$$

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

$$A_{\text{calculée}} = \frac{M_{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 5,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0,5}{100} b \times h = 6 \text{ cm}^2$$



VII.1.4 Résultat de calcul :

G+Q±E (portique transversal)								
	M_{max} (t.m)	μ_{bu}	α_{bu}	β (cm)	A_u (cm ²)	A_{minCBA} (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	0,80	0,013	0,016	0,993	0,55	1,3	6	3HA12
Appui	6,92	0,109	0,145	0,942	5,1	1,3	6	3HA12+ 3HA14
G+Q±E (portique longitudinal)								
	M_{max} (t.m)	μ_{bu}	α_{bu}	β (cm)	A_u (cm ²)	A_{minCBA} (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	1,95	0,037	0,047	0,981	1,5	1,12	5,25	3HA12
Appui	3,54	0,07	0,090	0,964	2,88	1,12	5,25	3HA12

Tableau .VII.2 : calcul de ferrailage cas accidentelle

❖ Vérification : (Suivant CBA 93)

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times (f_{t28} \div f_c) = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.001 \times b \times h = 1.2 \text{ cm}^2$$

• Effort tranchant

$$\text{Fissuration peu nuisible: } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2.86 \text{ MPa}$$

$$T_{max} = 6,31 \text{ t}$$

$$\text{Avec : } b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad d = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_u = T_{max} / b \cdot d = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.86 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **L'espace minimal et la section minimal des armatures d'ames :**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \quad S_t \leq \min(32.4 ; 40\text{cm}) = 32.4\text{cm}$$

- **Calcul de la section des armatures transversales :**

- **choix du diamètre :** On a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 16\right)$$

On prend : T8 (HA.F_e400MPa)

$$A_t = 4\phi 8 = 2.02\text{cm}^2 \text{ (dans les poutres principales)}$$

$$S_t \leq A_t f_e / 0.4b = (2.02 \times 400) / (0.4 \times 30) = 67\text{cm}$$

Pour les cadres F_e400 ⇒ S_t ≤ 28cm

On prend S_t = 20cm

Selon le RPA L'espace entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

-dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow S_t \leq 10\text{ cm}$$

$$\text{en dehors de la zone nodale } S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm}$$

les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus de nu de l'appui ou de l'encastrement.

On prend:

$$S_t = 8\text{ cm dans la zone nodale}$$

$$S_t = 15\text{ cm en dehors de la zone nodale}$$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux:

Pour toute la longueur de la poutre $5\% A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 6\text{cm}^2$

$$A_{\min} = 5,25\text{cm}^2$$

D'après le RPA 2003 le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de

4% En zone courante

6% en zone de recouvrement

➤ Sens transversal:

$$4\%bh = 0,04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2 \rightarrow \text{En zone courant}$$

$$6\%bh = 0,06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2 \rightarrow \text{En zone de recouvrement}$$

➤ Sens longitudinal

$$4\%bh = 0,04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2 \rightarrow \text{En zone courant}$$

$$6\%bh = 0,06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2 \rightarrow \text{En zone de recouvrement}$$

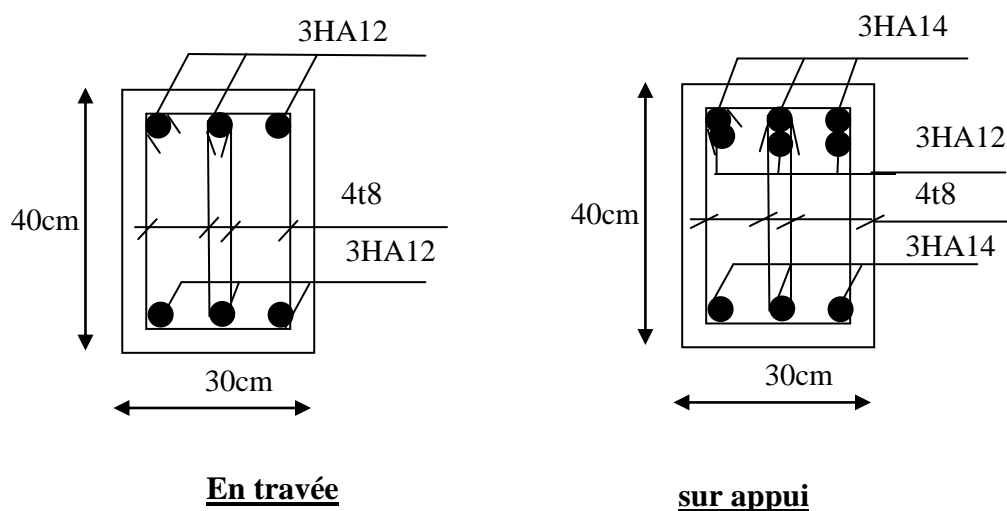
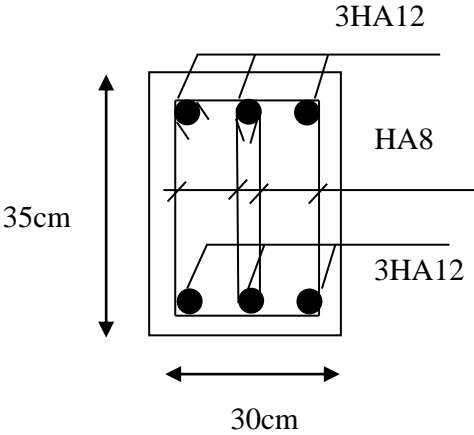
VII.1.5 Schéma de ferrailage des poutres

Figure VII.1. schéma de ferrailage des poutres principales



FigureVII.2.schema de ferraillage des poutres secondaires

VII.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

VII.2.1 Combinaison de calcul :

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (G+Q±E) suivants :

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant.

Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée à l' E.L.U.

VII.2.2. Recommandation du RPA 99/version 2003 :

❖ Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de 0.8%(zone II).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).
- Les jonctions par recouvrement
- doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

Pour le Poteau le plus chargé de notre portique on trouve:

La section du Poteau (30×40)

On suppose que plus de la moitié des charges seront appliquées après 90 jours le bâtiment est contreventé par voile.

Les sections comprimées, doivent être justifiées vis-à-vis.

De l'ELU de stabilité de forme en majorant l'excentricité réelle : e_1

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$$\text{Avec : } e_a = \max \left[2cm, \frac{L}{250} \right]$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \phi)$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant

Application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

α le rapport du moment du 1^{er} ordre, du aux charge permanentes et au moment total du 1^{er} ordre.

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{Mu}{1,5M_{ser}} \right)$$

ϕ : le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanées sous la charge considérée, ce rapport est généralement égale à 2.

➤ **Etape de calcul :**

➤ **L'ELU : poteau (30×40)**

$$Nu = 98,63 \text{ t} \quad M_{ser} = 2,87 \text{ t.m} \quad Mu = 2,92 \text{ t.m}$$

$$f_c = 22 \text{ Mpa}, \quad \gamma_b = 1,5, \quad \gamma_s = 1,15, \quad f_e = 400 \text{ Mpa}, \quad L = 3,2 \text{ m}$$

• **Choix de type de la section :**

$$b = 30 \text{ cm} \quad d = 36 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} \quad c = 4 \text{ cm}$$

$$N_u(d - c) - M_{uA} \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot F_{bu}$$

$$3,15 \leq 3,82 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{2,92}{98,63} = 0,029\text{m} = 2,9\text{cm}$$

$$e_a = \max(2\text{cm}, 320/250) \Rightarrow e_a = \max[2\text{cm}; 1,28\text{cm}] = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\phi)$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{Mu}{1,5M_{ser}}\right) = 3,21$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,24^2}{10000 \times 0,4} \times (2 + 3,21 \times 2) = 3,1\text{cm}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 2,9 + 2 + 3,1 = 8\text{ cm}$$

$$M_{GU} = N_u \times e = 7,89\text{ t.m}$$

$$M_1 = N(d-h/2) + M_{GU} = 23,58\text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{bu}} = 0,0005$$

$\mu < \mu_1 = 392 \Rightarrow A' = 0$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348\text{ ;MPa}$; $\varepsilon_s = 10\text{ ‰}$

$$\Rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_1 = M_1 / \beta \times d \times \sigma_s$$

$$= 2,05\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - N/100 \times \sigma_s = 2,045\text{cm}^2$$

➤ **Combinaison accidentelle (G+Q±E):**

$$Nu = 77,38\text{t} \quad M_{ser} = 2,87\text{ t.m} \quad Mu = 2,70\text{ t.m}$$

$$f_{c28} = 22\text{ Mpa}, \quad \gamma_b = 1,5, \quad \gamma_s = 1,15, \quad f_e = 400\text{Mpa}, \quad L = 3,2\text{m}$$

-Correction des efforts pour tenir compte de l'excentricité additionnelle :

$$e = e_1 + e_2 \quad \text{et} \quad e_1 = e_a + e_0$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant

Application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{2,70}{77,38} = 0,034m = 3,4cm$$

$$e_a = \max(2cm, 320/250) \Rightarrow e_a = \max[2cm; 1,28cm] = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\phi)$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{Mu}{1,5Mser}\right) = 3,7$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2,24^2}{10000 \times 0,4} \times (2 + 3,7 \times 2) = 3,5cm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 8,9cm$$

$$M_{GU} = N_u \times e = 6,88 \text{ t.m}$$

$$M_1 = N(d-h/2) + M_{GU} = 24,73$$

$$\mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{bu}} = 0,0003$$

$\mu < \mu_1 = 392 \Rightarrow A' = 0$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$\Rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_1 = M_1 / \beta \times d \times \sigma_s$$

$$= 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - N/100 \times \sigma_s = 1,79 \text{ cm}^2$$

➤ **Section d'armatures longitudinales minimum :**

Le BAEL91 exige :

$$A_u (\text{min}) = \max [0,2\% B ; 4P(\text{m})]$$

Avec B : section de béton ; P : périmètre de la section en mètre = $(0,3 \times 2) + (0,4 \times 2)$

$$P = 1,4 \text{ m}$$

$$A_u (\text{min}) = \max [2,4 ; 5,6] \text{ cm}^2 = 5,6 \text{ cm}^2$$

$$A_u (\text{max}) = 5\% B = 60 \text{ cm}^2$$

RPA99 exige

$$A_u (\text{min}) = 0,8\% B = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing_{\text{Min}} = 14 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A_u (\text{min}) = \max [2,4 ; 5,6 ; 9,6] = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 8\text{HA}14 = 12,31 \text{ cm}^2$$

La longueur minimale des recouvrements est de $40\varnothing$ en zone II = 56

Selon, la RPA

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{S_{tb}}$ en % Est donnée en fonction de

l'élançement géométrique

$$\lambda_g \text{ avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = 7,5$$

$\lambda_g = 7,5 > 5$ alors la quantité d'armature transversal minimal = 3%

$A_t \geq 0,03 S_{t \times b} S_t$ l'espace des armatures transversales

Selon CBA

$$\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_t}{3} = 4,66 \text{ mm} ; \text{ on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

• **L'espace entre deux cadres**

$$esp \leq \text{Min} \{40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} ; 15\varnothing_{\text{min}}\} \dots \dots \dots \text{CBC}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \text{Min} \{40 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 21\} \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

Dans la zone nodale :

$esp \leq \text{Min} \{15\text{cm}; 10\phi_{\text{min}}\} \rightarrow \text{Zones IIa} \dots\dots\dots\text{RPA}$

$\Rightarrow S_t \leq \{15\text{cm}; 14\text{cm}\}$ soit $S_t = 10\text{cm}$

Dans la zone courante :

$esp \leq 15\phi_{\text{min}} \rightarrow \text{Zones IIa} \dots\dots\dots\text{RPA}$

$\Rightarrow S_t \leq 21\text{cm}$ soit $S_t = 20\text{cm}$

$A_t \geq 0.003 \times 40 \times 10 = 1,2\text{cm}^2$

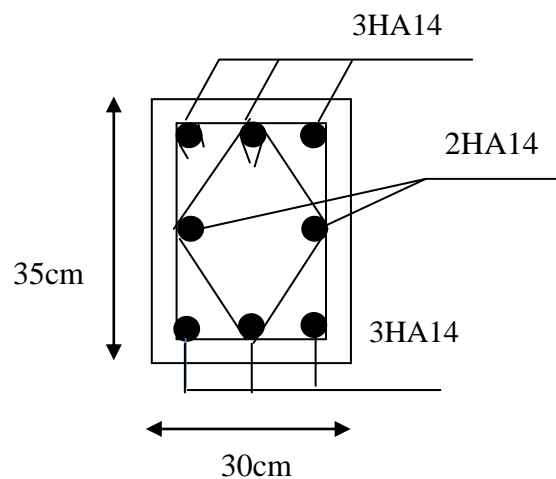
- **Résultats**

$A_u = 8\text{HA}14 = 12,31\text{ cm}^2$

L_{min} de recouvrement = 56cm

$\phi_t = 8\text{ mm}$ avec $S_t = 20\text{cm}$ dans la zone courante et 10 cm dans la zone nodal

VII.2.3 Dessin du ferrailage des poteaux :



Figures VII. 3 : schéma de ferrailage des poteaux

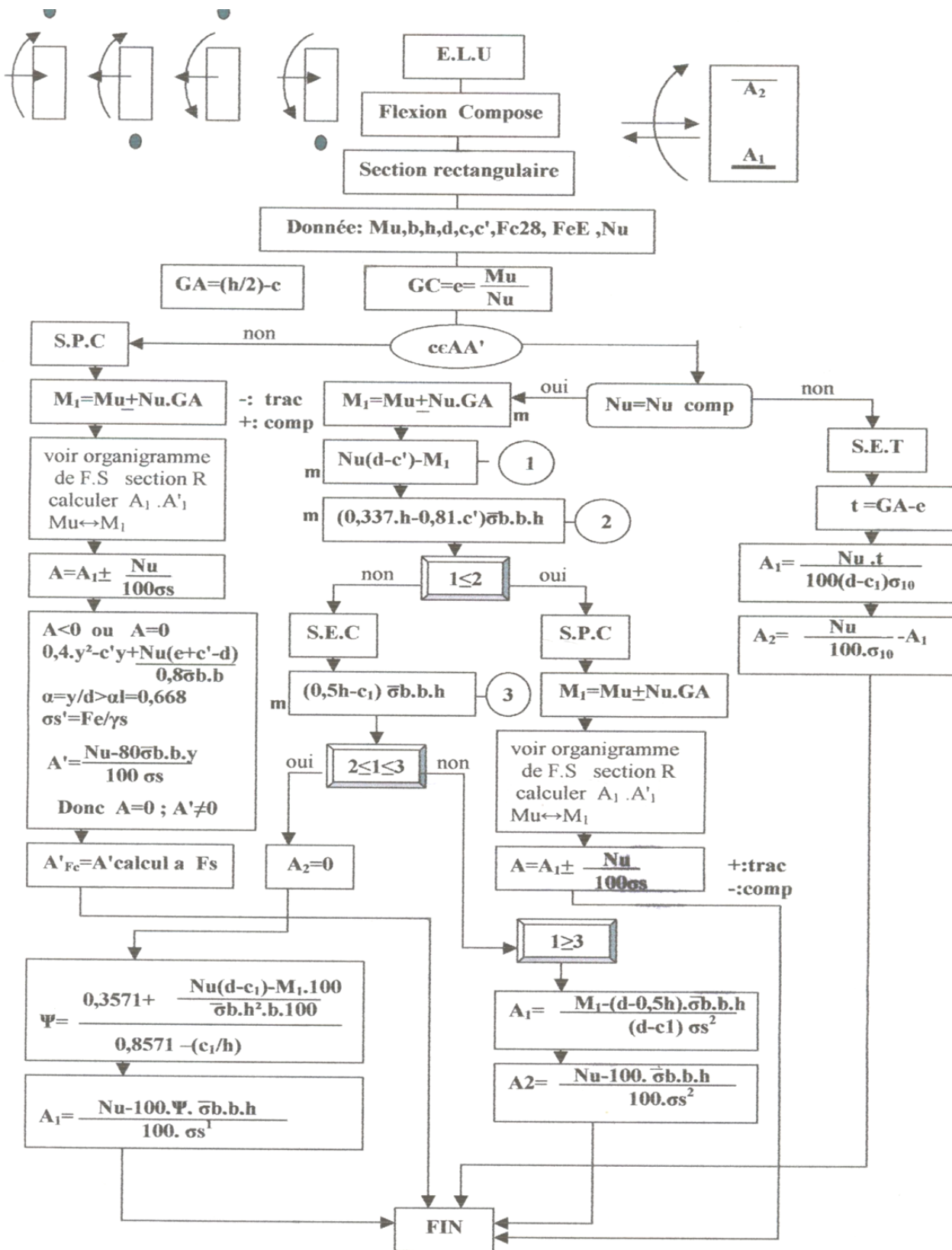


Figure VII.4 : Schéma des lois de calcul

VII.3.Ferrailage des voiles

VII.3.1. Introduction :

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastree en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. Ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciens verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciens horizontaux)

Etant donné que ces murs sont associés à des poteaux on les considère faisant partie intégrante de ces dernières on aura finalement un seul élément en section en : U, I, T.L selon La disposition des murs (murs intérieurs ou pignon).

VII.3.2. Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement, il est soumis à des forces verticales (charge et surcharges) et sismiques même si c'est un voile a ouvertures ainsi qu'à des forces horizontales dues principalement aux séismes sous forme d'efforts tranchants et moments de flexion.

➤ **Prescriptions pour le ferrailage des voiles :**

Le ferrailage sera réalisé conformément aux règles du RPA 99 v.2003 auquel sera associé le règlement du béton aux états limites CBA 93.

La fissuration est peu nuisible pour les voiles intermédiaires, et sera préjudiciable pour les voiles de rive.

La section horizontale du voile doit être armée systématiquement en double nappes d'armatures)

VII.3.3. Etapes de calcul :

- ❖ Détermination des sollicitations N et M par rapport au centre de gravité du béton seul .
- ❖ Détermination de la nature de la section :

Elle peut être soit entièrement comprimée (SEC), soit partiellement comprimée (SPC) ou entièrement tendue (SET).

a- Prescription pour les aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. ²
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b- Prescription pour les aciers horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 \varnothing .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c- Prescriptions communes :

➤ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre(04) épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ Le diamètre Φ_t des épingles est :

– $\Phi_t = 6\text{mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20\text{ mm}$.

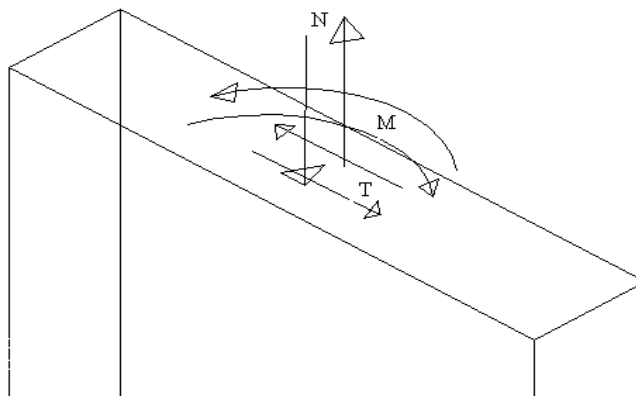
– $\Phi_t = 8\text{mm}$ lorsque $\Phi_v > 20\text{ mm}$.

➤ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile.

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

– 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

– 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.



« Voile soumis à la flexion composée »

➤ **Calcul à l'état limite ultime :**

Section partiellement comprimée (SPC) :

Une section rectangulaire soumise à la flexion composée est partiellement comprimée si :

N_u est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée

$$N_u (d-d') - M_{ua} \leq (0,337 - 0,81 \cdot d^2/h) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bu}$$

Avec : h étant la longueur du voile et M_{ua} le moment par rapport aux aciers tendus.

N_u est un effort de traction et que le centre de pression 'C' se trouve en dehors de la zone comprise entre les armatures.

❖ **Etat limite ultime de stabilité de forme :**

Pour toute section sollicitée en compression simple, il faut faire la vérification de la stabilité en forme.

La vérification de l'état limite ultime de stabilité de forme peut être évitée si

l'encastrement mécanique $\lambda = l_f / i$ est inférieur à la plus grande des deux valeurs

suivantes : (le voile est considéré comme pièce de faible élancement)

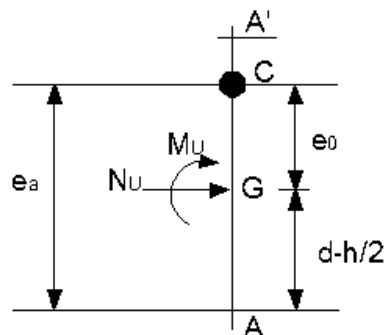
$$\lambda_{xy} \leq \max \begin{cases} 50 \\ 67 \cdot e_o / h \end{cases} \quad \text{avec : } e_o = \text{excentricité du premier ordre avant application de } e_a \\ e_o = M_{uG} / N_u$$

$$\lambda_x = l_f \cdot \sqrt{12} / b$$

avec : l_f : longueur de flambement ($l_f = 0,7 \cdot l_o$)

b : longueur du refend

$$l_o = h_e = 3,2 \text{ m}$$



➤ **coefficient de majoration χ**

$$\chi = 1 + 0,2 \cdot (\lambda/35)^2 \longrightarrow \text{si } e_o/h \leq 0,75$$

$$\chi = \max [1 + 0,15 \cdot (\lambda/35)^2 \cdot h/e_o ; 1,4] \longrightarrow \text{si } e_o/h > 0,75$$

Si l'écartement mécanique est inférieur à la plus grande des deux valeurs citées ci-dessus, alors les effets du second ordre seront pris en compte d'une manière forfaitaire en multipliant les sollicitations de calcul par le coefficient χ , ainsi, les sections seront soumises aux nouvelles sollicitations suivantes :

N_u^* et M_{uG}^* (sollicitations appliquées par rapport au centre de gravité du béton seul majorées pour tenir compte des effets du second ordre), on aura alors :

$$N_u^* = \chi \cdot N_u \quad M_{uG}^* = N_u^* (e_o + e_a)$$

Avec :

$E_a = 0,005 \cdot h_e$ (valable pour un bâtiment à plusieurs étage contreventé par voiles)

$h_e = 3,2$ m (hauteur d'étage)

$e_a = 0,005 \cdot 3,2 = 0,016$ m

$\text{tg } \alpha = \alpha = e_a / h_e$ d'où $e_a = \alpha \cdot h_e = 0,005 \cdot h_e$

e_a = excentricité accidentelle

Les sollicitations par rapport aux aciers tendus :

$$M_{ua}^* = M_{uG}^* + N_u^* \cdot (d-h/2) = N_u^* (e_o + e_a) + N_u^* \cdot (d-h/2)$$

D'où $\mu_{bu} = M_{ua}^* / b \cdot d \cdot f_{bu}$ avec: $f_{bu} = 0,85 \cdot f_{c28} / \theta \cdot \gamma_b$

$\gamma_b = 1,15$; $\theta = 0,85$; $\gamma_s = 1$ (situation accidentelle) ; $f_{bu} = 19,13$ MPa

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}})$$

❖ **Détermination des armatures de flexion A_u :**

$$A_u = (M_{ua}^* / Z_u \cdot f_e / \gamma_s) - (N_u^* / f_e / \gamma_s) \quad \text{avec : } Z_u = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_u)$$

Dans le cas où $\mu_{bu} > \mu_l \longrightarrow A_u' \neq 0$

Donc $A_u' \neq 0$, il faut que A_u soit supérieur à A_u' , sinon on change les dimensions de la section et notamment l'épaisseur.

➤ RPA 99 : $A_{\min} \geq 0,2\% b \cdot a$; $a = b - y_u = b - \alpha_u \cdot d$

Avec : a = Longueur de la zone du béton tendu, b = longueur du voile

➤ CBA :

$$A_{\min} = 0,23.b.d. f_{t28}/ f_c$$

➤ DTR B-C 242 :

$$A_{\min} = 0,001.b.h$$

Avec : b = épaisseur du voile ; h = longueur du voile

Voile			
Niveau	RDC	1	2
M_u (t.m)	8.09	50.67	22,13
N_u (t)	-44.29	-84.48	-55,57
h (m)	3.2	3.2	3,2
d (m)	2.88	2.88	2,88
d' (m)	0,32	0,32	0,32
e_o (m)	-0,183	0,599	0,398
e_a (m)	0,016	0.016	0,016
d-(h/2) (m)	1,28	1.28	1 ,28
Nature section	PC	PC	PC
λ	36,57	36,57	36,57
e_o/h	-0,0571875	0,1875	0,124375
X	1.3100717	1.3100717	1.3100717
N_u (t)	58.023076	110.674857	72.8006843
M_u (t.m)	9.6898537	64.5234416	27.8098614
M_{ua} (t.m)	64.5796836	206.1872586	120.994737
μ_{bu}	0.0254376	0.081216	0.04765918
α_u	0.032212	0.106016	0.0610656
Z_u (cm)	284.289174	275.786979	280.965246
A_u (cm²)	5.679049	18.690808	10.7659879

A_{\min} RPA (cm ²)	46.08	46.08	46.08
A_{\min} CBA (cm ²)	22.89	22.89	22.89
A_{adop}	31HA14	31HA14	31HA14

Tableau. VII .3 : résultat de calcul

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$V_u = 26.36 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_u}{b \times d} = \frac{1.4 \times 263600}{160 \times 2880} = 0.82 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.82 < \bar{\tau} = 4.4 \text{ donc les armatures d'âmes sont droites}$$

Ces armatures sont calculées avec

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau}{0.8 \times f_e}$$

$$S_t \leq \min(1.5e; 30) = 24 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \tau}{0.8 \times f_e} = 0.82 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 (version 2003) on a :

$$0.15\% \text{ de la section du voile considérée si : } \tau \leq 0.025 f_{c28}$$

$$0.25\% \text{ de la section du voile considérée si : } \tau \geq 0.025 f_{c28}$$

$$0.025 f_{c28} = 0.55 \leq \tau = 0.82 \text{ MPa}$$

$$A_t = 0.25\% \times 16 \times 320 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 26\text{HA } 8 = 13.07 \text{ cm}^2$$

VII.3.4 Schéma de ferrailage :

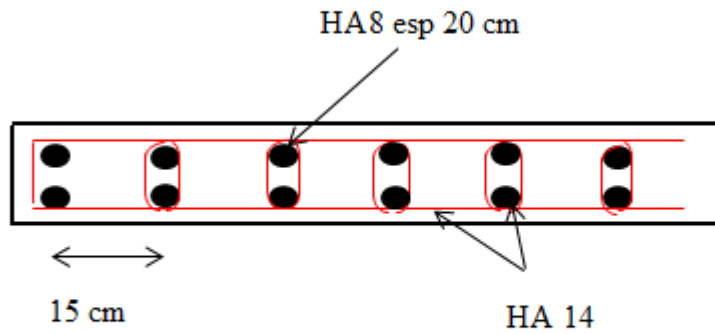


Figure VII.5. : Ferrailage de voile

VIII-ETUDE DES FONDATIONS :

VIII.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure, destinées à transmettre les efforts induits par la superstructure soit directement, cas des semelles reposent sur le sol ou cas des radiers, soit par l'intermédiaire d'autres organes cas des sur pieux ou puits.

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VIII.2. Diffèrent type de fondation:

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles, lorsque ces couches sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes appuyées sur une couche résistante ou flotter dans un terrain peu résistant en mobilise alors les forces de frottement du sol sur la fondation pour soutenir l'ouvrage.

VIII.3. Choix de type de fondation :

Le choix du type de la fondation dépend essentiellement de la contrainte admissible du sol et sa nature et le type d'ouvrage à construire, dans notre cas le sol présente une contrainte admissible de 2,00 bars avec une profondeur d'ancrage à -1,5m après mise à niveau des différentes banquettes.

Chaque semelle est soumise à un effort normal est un moment de flexion donc elle est étudiée en flexion composée.

Pour notre cas on a des semelles isolée sous poteaux et des semelles filantes sous voile.

VIII.4. Calcul de la semelle isolée

VIII.4.1. Pré dimensionnement :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle isolée sous poteaux qui est la plus sollicitée (semelle centrale) :

	FX [T]	MY [Tm]	MZ [Tm]
Type (couleur) de ligne			
Echelle : (cm) =	76.5	2.04	2.55
MAX	98,63	1,27	2,92
Barre	71	20	41
Point	x = 0.0000	x = 1.0000	x = 1.0000
Cas de charge	11	11	11
MIN	19,86	-1,65	-2,55
Barre	7	11	38
Point	x = 0.8000	x = 1.0000	x = 1.0000
Cas de charge	11	11	11

ELU: NU=986,3KN ; MU=29,2KN.m

	FX [T]	MY [Tm]	MZ [Tm]
Type (couleur) de ligne			
Echelle : (cm) =	76.5	2.04	2.55
MAX	72,02	0,93	2,13
Barre	71	20	41
Point	x = 0.0000	x = 1.0000	x = 1.0000
Cas de charge	9	9	9
MIN	14,55	-1,20	-1,85
Barre	7	11	38
Point	x = 0.8000	x = 1.0000	x = 1.0000
Cas de charge	9	9	9

ELS: NS=720,2 KN ; MS=21,3K N.m

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2,00 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,2 \text{ MPA}$$

$$a = 30 ; b = 40$$

Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 0,75 \implies A < B \quad (\text{semelles rectangulaires})$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\text{sol}} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} \\ \sigma_{\text{sol}} = \frac{N_S}{A \times B} \end{array} \right\} \implies A \times B = \frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} \dots\dots\dots(1)$$

$$\triangleright A \geq \sqrt{\frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} \times \frac{a}{b}} \implies A \geq \sqrt{\frac{720,2}{200} \times \frac{30}{40}}$$

$$A \geq 1,64 \text{ m}$$

$$\triangleright B \geq \sqrt{\frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} \times \frac{b}{a}} \implies B \geq \sqrt{\frac{720,2}{200} \times \frac{40}{30}}$$

$$B \geq 2,19 \text{ m}$$

Donc on choisit une semelle de (1,8 ; 2,3) m²

➤ Détermination de d et ht :

$$A - a \geq d \geq \frac{A-a}{4} \implies 1,8 - 0,3 \geq d \geq \frac{1,8-0,3}{4}$$

$$1,5 \text{ m} \geq d \geq 0,375 \text{ m}$$

$$A - a \geq d \geq \frac{A-a}{4} \implies 2,3 - 0,4 \geq d \geq \frac{2,3-0,4}{4}$$

$$1,9 \text{ m} \geq d \geq 0,475$$

On adopte: d = 75 cm

$$\text{D'où : } h = d + 5 \text{ cm} \implies h = 0,80 \text{ m}$$

➤ Vérification des conditions de stabilité :

D'après le BAEL 91, on a :

$$e_0 = \frac{M_S}{N_S} = \frac{21,3}{720,2} = 0,03 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,03 \text{ m} \leq \frac{A}{6} = \frac{1,8}{6} = 0,3 \text{ m} \dots\dots\dots [\text{C.V}]$$

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

$$e_0 = 0,03 \text{ m} \leq \frac{A}{4} = \frac{1,8}{4} = 0,45 \text{ m} \dots\dots\dots [\text{C.V}]$$

➤ **Vérification des conditions de rigidité :**

$$\begin{aligned} \sigma_M &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = 187,58 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\text{moy}} &= \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = 180,78 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_m &= \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = 160,39 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 180,78 \text{ KN/m}^2 \leq 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots [\text{C.V}]$$

VIII.4.2. Calcul du ferrailage :

$$\text{Poids propre de la semelle} = 0,5 \times (1,8) (2,3) \times 22 = 45,54 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_u = 720,2 + 45,54 = 765,74 \text{ KN}$$

$$N_u = 986,3 + 1,35 \times 45,54 = 1047,78 \text{ KN}$$

$$e_{s0} = 0,03 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{2,3}{6} = 0,383 \text{ m}$$

$$e_{u0} = 0,03 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{2,3}{6} = 0,383 \text{ m}$$

$$e_{s0}, e_{u0} \leq \frac{B}{18} = \frac{2,3}{18} = 0,127 \text{ m}$$

• **ELU :**

$$\sigma_{st} = \min\{2/3 f_{t,e}; 110\sqrt{(f_{t,j} \times \eta)}\} = 192,8 \text{ MPa}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tous au long de la semelle, on utilise :

$$N_{u'} = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 1088,78 \text{ KN}$$

$$A_{xut} = \frac{Nu'(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1088,78 (1,8-0,3)}{8 \times 0,75 \times 192,8 \times 10^{-1}} = 14,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{yut} = \frac{Nu'(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1088,78 (2,3-0,4)}{8 \times 0,75 \times 192,8 \times 10^{-1}} = 17,88 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{ux} = 14,12 \quad \Longrightarrow \quad A_{xut} = 10 \times \text{HA14} = 15,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{uy} = 17,88 \quad \Longrightarrow \quad A_{yut} = 12 \times \text{HA14} = 18,47 \text{ cm}^2$$

• **ELS :**

Fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \quad ; \quad f_{t28} = 1,92 \text{ MPa} \quad ; \quad N_s' = \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) \times N_s = 802,16 \text{ KN} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{st} = 192,8 \text{ MPa}$$

$$A_{xst} = \frac{N_s'(A-a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{802,16 \times (1,8-0,3)}{8 \times 0,75 \times 192,8 \times 10^{-1}} = 10,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{yst} = \frac{N_s'(B-b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{802,16 \times (2,3-0,4)}{8 \times 0,75 \times 192,8 \times 10^{-1}} = 13,18 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{ux} = 14,12 \geq A_{sx} = 10,40 \quad \Longrightarrow \quad A_{xut} = 10 \times \text{HA14} = 15,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{uy} = 17,88 \geq A_{sy} = 13,18 \quad \Longrightarrow \quad A_{yut} = 12 \times \text{HA14} = 18,47 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement :**

$$e \geq \max (15\text{cm} ; 6\phi+6\text{cm})$$

$$e \geq \max 15\text{cm}$$

Donc on prend: $e = 15\text{cm}$

VIII.4.3. Vérification au poinçonnement :

D'après BAEL 91, la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Nu \leq \bar{Nu} = 0,045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : $h=1 \text{ m}$; P_c : Le périmètre utile.

$$P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = 4,6 \text{ m}$$

$$N_u = 0,045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 2,76 \text{ MN}$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right) \quad N_{u0} : \text{Effort maximal tiré à partir du fichier ROBOT 2010}$$

$$N_{u0} = 986,3 \text{ KN}$$

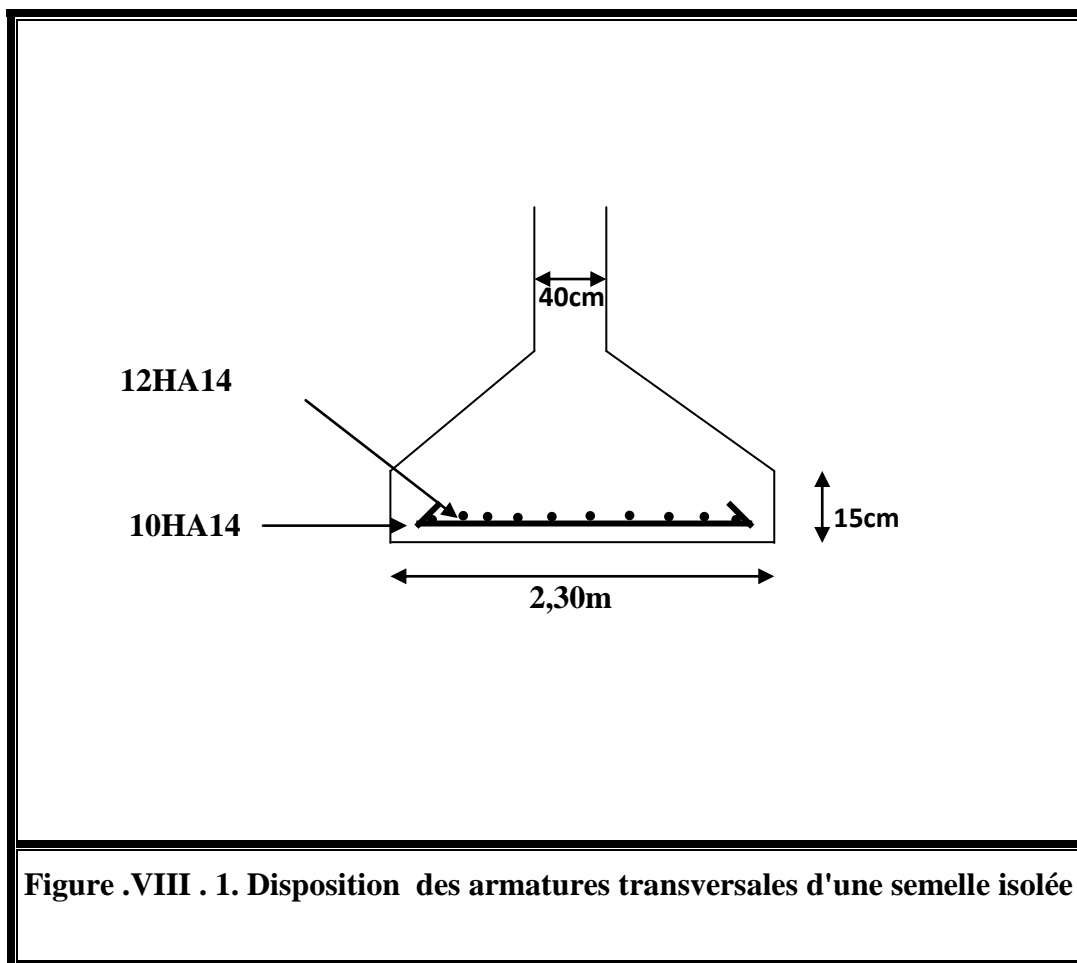
$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = 1,82 \text{ m}^2$$

$$S_t = A \times B = 4,14 \text{ m}^2 \implies N_u = 0,672 \text{ MN} < 2,76 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{ [CV].}$$

VIII.4.4. Résumé des résultats des semelles:

	A×B (m2)	d (cm)	h _t (cm)	e (cm)	A _{xst} calculé	A _{yst} calculé	A _{xst} (cm2)	A _{yst} (cm2)
Semelle	1,8 × 2,3	75	80	15	14,12	17,88	15,39	18,47

VIII.4.5. Schéma de ferrailage :



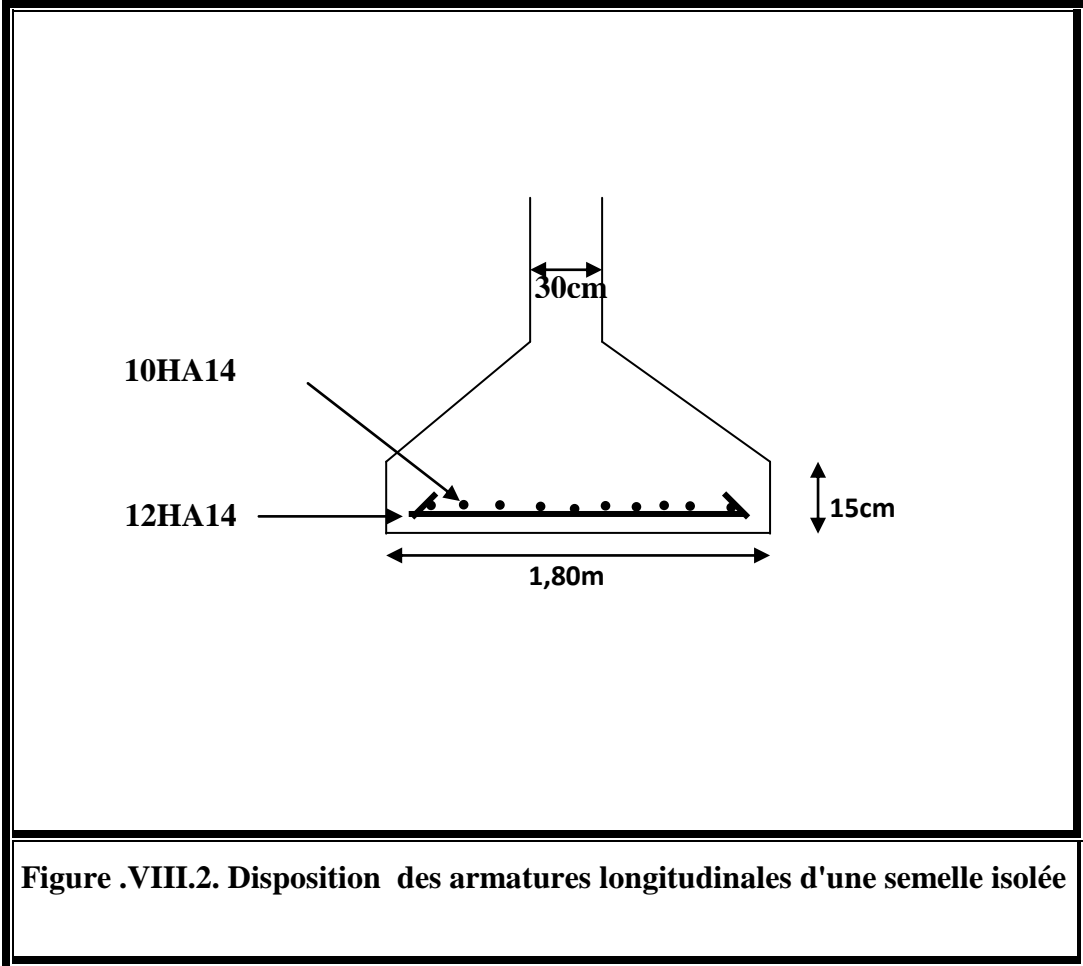


Figure .VIII.2. Disposition des armatures longitudinales d'une semelle isolée

VIII.5.Calcul de la semelle filante

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante sous mur voile et poteau plus sollicité.

VIII.5.1.Pré-dimensionnement de la semelle plus sollicité :

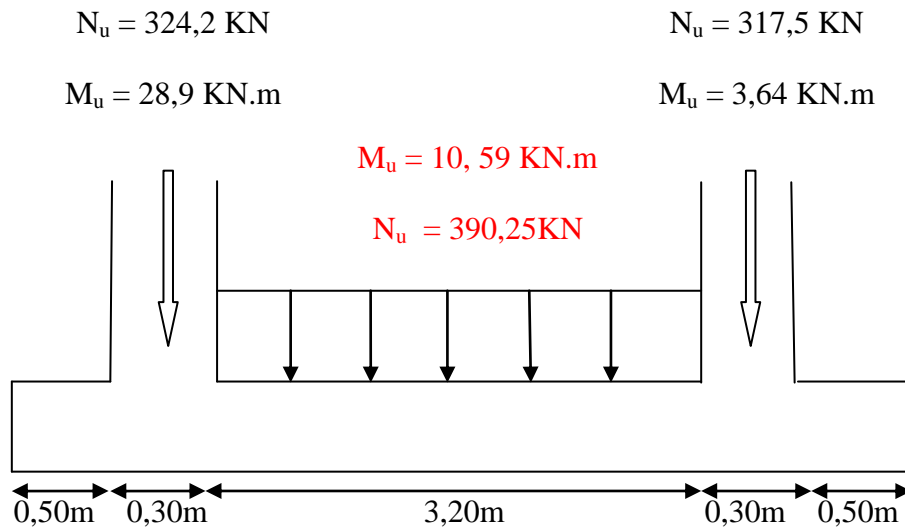


Figure .VIII. 3. Chargement de la semelle filant a L' ELU

Calcul de la résultante:

$$N_u = \sum N_i = 324,2 + 390,25 \times 3,20 + 317,5 = 1890,5 \text{ KN}$$

$$M_u = \sum M_i = 28,9 + 10,59 \times 3,2 + 3,64$$

$$M_u = 66,43 \text{ KN} \dots$$

Figure VIII.4. chargement de la semelle filant a L' ELS

Calcul de la résultante:

$$N_{ser} = \sum N_i = 237,1 + 285,59 \times 3,20 + 232,3$$

$$N_{ser} = 1383,29 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \sum M_i = 21,1 + 7,68 \times 3,2 + 2,60$$

$$M_{ser} = 48,28 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité:

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{48,28}{1383,29} = 0,035 \text{ m}$$

$$e = 0,035 \text{ m} < \frac{L}{6} = 0,8 \text{ m}$$

$$B \geq \left(1 + 3 \frac{e}{L}\right) \frac{N_{ser}}{L \times \bar{\sigma}_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times (0,035)}{4,8}\right) \frac{1383,29 \times 10^{-3}}{4,8 \times 0,2}$$

$$B \geq 1,473 \text{ m}$$

On adopte : $B = 1,5 \text{ m}$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{1,5-0,4}{4} = 0,275 \text{ m}$$

$$h_{min} \geq (B-b)/4 + 0,05$$

$$h_{min} \geq (1,5-0,40)/4 + 0,05$$

$$h_{min} \geq 0,325 \Rightarrow h_{min} = 0,40 \quad ht = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre: } 0,4 \times 1,5 \times 22 = 13,2 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{ser} = 1383,29 + 13,2 = 1396,49 \text{ kn/m}^2$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{48,28}{1396,49} = 0,035 \text{ m}$$

$$B \geq \left(1 + 3 \frac{e}{L}\right) \frac{N_{ser}}{L \times \bar{\sigma}_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times (0,035)}{4,8}\right) \frac{1396,49 \times 10^{-3}}{4,8 \times 0,2}$$

$$B \geq 1,49 \text{ m}$$

On adopte : $B = 1,6 \text{ m}$

b.Ferraillage principale :

$$N_u = 1890,5 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 66,43 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0,035 \text{ m} < B/24 = 0,067 \text{ m} \dots \dots \dots [\text{C.V}]$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{N_u(1+3\frac{e_0}{B})(B-b)}{8d\sigma_s} = \frac{1890,5(1+3\frac{0,035}{1,6})(1,6-1)}{8 \times 0,275 \times 192,8} = 2,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : **4HA12/ml** de section **4,52 cm²/ml**

d.Ferraillage de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit}$$

$$A_s = 2,85 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies 4\text{HA12/ml} \implies A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies 2\text{HA12/ml} \implies A_r = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

F.Calcul l'espace de cadres :

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\Phi) = \min(20\text{cm}, 18\text{cm})$$

Donc on prend: $S_t = 20\text{cm}$

➤ **Vérification**

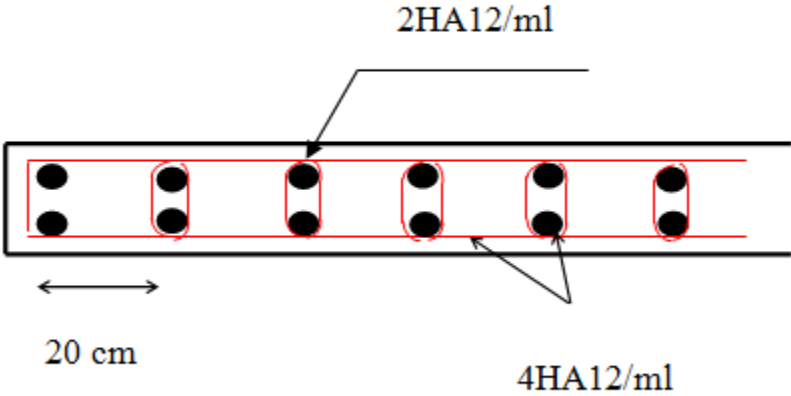
$$S_{\text{semelles}} = 140,37 \text{ m}^2; S_{\text{bâtiment}} = 421,94 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{140,37}{421,94} = 34\% < 50\%$$

➤ **Conclusion**

Vu que la surface totale des semelles ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à proposer une semelle isolée pour les poteaux et une semelle filante sous mur voile et poteau comme fondation.

VIII.5.2 Schéma de ferrailage :



VIII.5 : Schéma de ferrailage

VIII.6. Calcul de longrine :**VIII.6.1. Introduction**

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui sont capables de solidariser l'ensemble des fondations et qui permettent en même temps de résister à un effort de traction

[F], d'où :

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) > 20 \text{ KN}$$

Avec : N : La valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis solidarisés [N=986,3KN].

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et du site [Zone II : **S3** \implies $\alpha = 12$].

$$F = \left(\frac{986,3}{12}\right) = 82,19 > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots [\text{CV}]$$

D'après le RPA 99 version 2003, la dimension minimale de la section transversale de la longrine est de :

$$\text{Pour site S3 : } (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

VIII.6.2. Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st} = \frac{f}{\sigma_{st}} = \frac{82,19 \times 10^{-3}}{347,83} = 2,36 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99 version 2003, la section minimale est de :

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot 30 \cdot 25 = 4,5 \text{ cm}^2.$$

On choisit : 6HA12 de section 6.79 cm².

Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_s \geq b \times h \times (f_{t28} / f_e)$$

$$A_s \geq 30 \times 25 (1,92 / 400) = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 3,6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [\text{CV}]$$

VIII.6.3. Calcul du ferrailage transversal :

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce.

Donc, Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 4\Phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$.

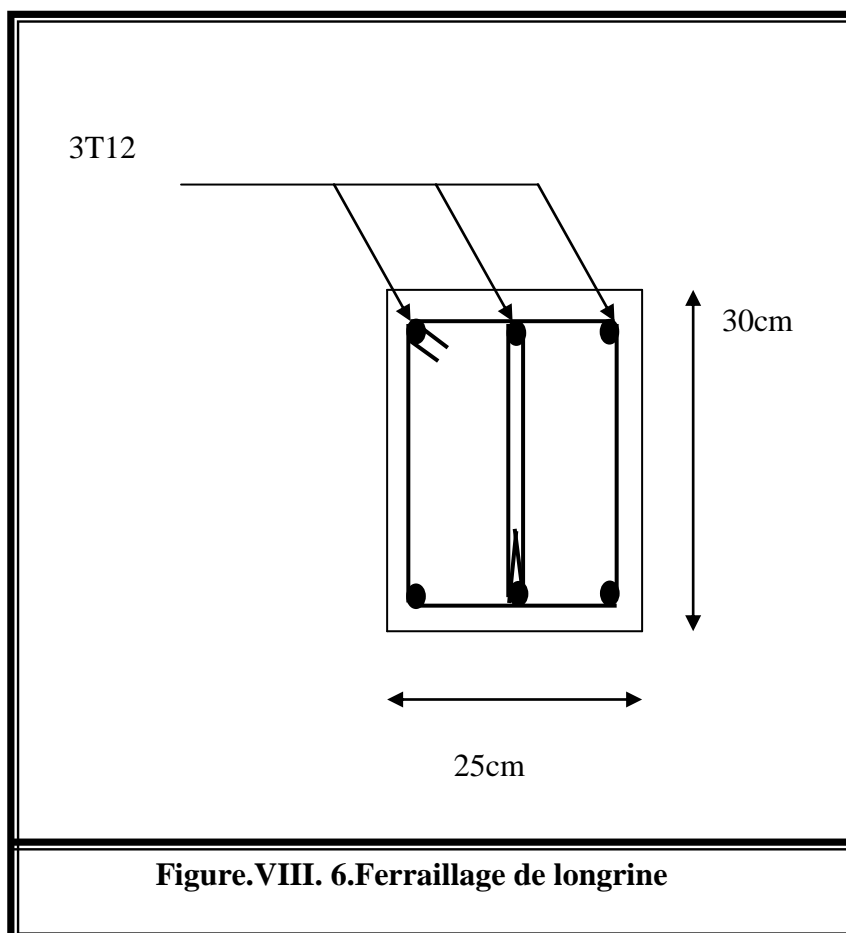
Espacement des cadres :

D'après le RPA 99 version 2003 on a :

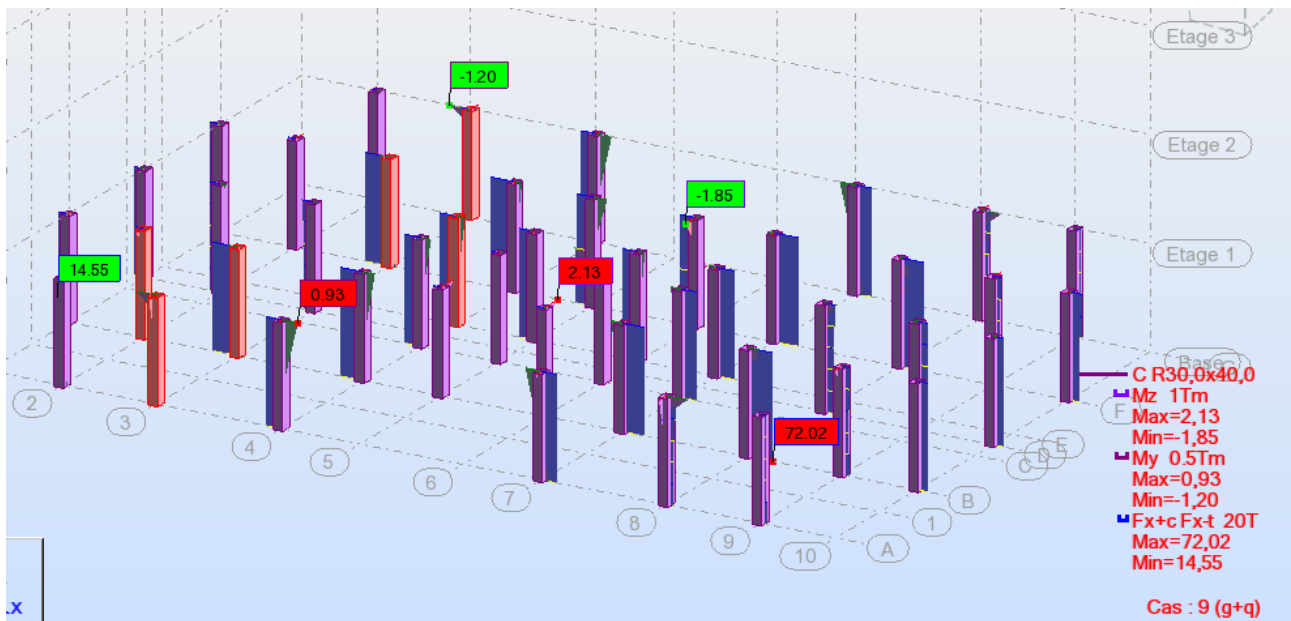
$$S_t \leq \min (15\phi, 20\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (15\phi \times 1.20; 20\text{cm})$$

On prend : $S_t = 15\text{cm}$

VIII.6.4 Schéma de ferrailage:

ELU :



FigureVIII.7: Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

ELS :

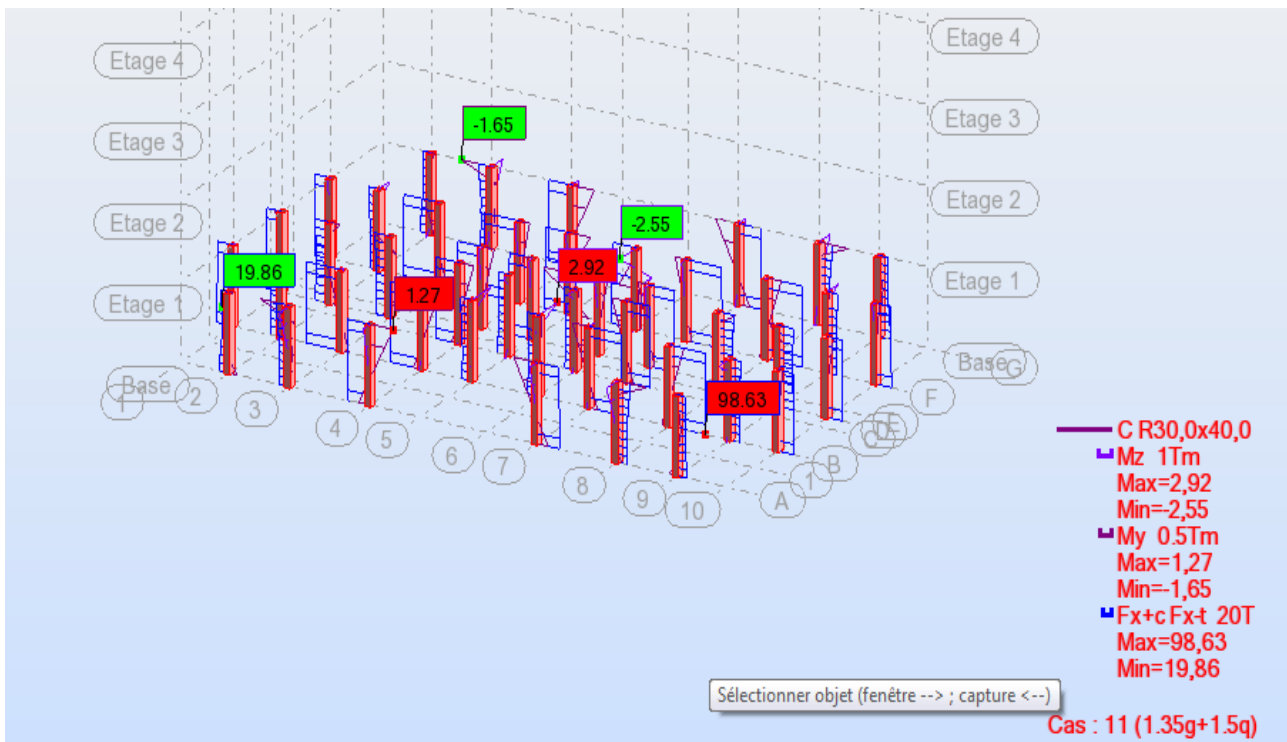


Figure VIII.8: Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

Conclusion

Le travail que nous avons entrepris a mis en relief les différentes lois qui régissent le domaine de la construction.

Ainsi nous avons mis en évidence les différentes vérifications qui nous ont permis de dimensionner les éléments de la structure.

A l'aide des combinaisons des charges citées dans le BAEL et les règlements de l'RPA99 (V2003) nous avons pu évaluer les efforts auxquels le bâtiment sera soumis.

Ces charges nous ont permis de conclure qu'en Algérie l'effort le plus prépondérant pour un bâtiment en béton armé est le séisme, et à l'aide du logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2010** on a pu vérifier la stabilité de la structure.

De ce fait cette étude constitue la première expérience dans notre métier à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter, ainsi que le contact avec les entreprises qui nous a permis d'avoir des solutions économiques et rationnelles pour les problèmes rencontrés.

Logiciels utilisés

- ✓ ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS
- ✓ AUTOCAD 2009