

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 8 mai 1945 de Guelma

Faculté des sciences et de la technologie

Département de : Génie Civil et hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Thème :

CALCUL D'UN BATIMENT

R+6 EN BETON ARME

Sous la direction de : BENDJAICHE ROUBILA

Présenté par : HIMRI SALIH

Juin 2022

SOMMAIRE

Introduction	1-2
CHAPITRE 01 : caractéristiques des matériaux et hypothèses de calcul	
1. Béton	
1.1.1- Composition moyenne du béton	03
1.1.2- La résistance caractéristique du béton	03
1.1.3- Déformation longitudinale du béton	04
1.1.4- Coefficient de poisson	04
1.1.5- Diagramme déformations – contraintes de béton	04
1.1.6- Les contraintes limites	05
2. Aciers	
2.1- Module d'élasticité de l'acier	08
2.2- Contrainte limites	08
CHAPITRE 02: pré dimensionnement et évaluation des charges	
1. Plancher a corps creux :	10
2. plancher a dalle pleine (balcons)	11
3. Les poutres :	12
3.1. Les poutres principales	12
3.2. Les poutres secondaires	13
4. Les poteaux	14
5. Les escaliers	15
6. Les voiles	17
7. Evaluation des charges	18
7.1. Les planchers	18
a- Plancher terrasse	18-19
b- Plancher étage courant + RDC	20
7.2. Balcons	21
7.3. L'acrotère	22
7.4. Murs extérieurs	22
7.5. Escalier	23
CHAPITRE 03: Descente de charges	
1- Introduction	24
2 -La descente de charge sur les poteaux	24
2-1- Poteau d'angle	24-27
2-2- Poteau intermédiaire	27-31
2-3- Poteau de façade	31-34
2-4- Poteau intermédiaire au niveau RDC	35-37

CHAPITRE 04 : Calcul des éléments secondaires	
I- CALCUL DE L'ACROTERE	
1. Détermination des efforts	38
a) Poids propre de l'acrotère	38
b) Charge horizontale	38
2. Détermination des sollicitations	39
3. Ferrailage a E.L.U	39
4. Schéma de ferrailage	40
II- ETUDE DES ESCALIERS	
1- Présentation	42
2- Evaluation des charges	43
3- Les Combinaisons de Chargement sont:	43
4- Calcul de la charge équivalente	44
4.1- Calcul des efforts internes à l'E L U	44
4.2- Calcul des efforts internes à l'E L s	45
5-Ferrailage	46-49
6- Calcul de la poutre palière	50-53
III- ETUDE DES BALCONS	
1. Poids propre	54
2. Combinaison d'action:	54-55
3. Ferrailage	56
4. Condition de non fragilité :	56-57
5. Effort tranchant :	57
6. Calcul de l'espacement :	57
7. Schéma de ferrailage du balcon	
VI- ETUDE DES PLANCHER	
1-Plancher étage courant (type 1) : poutre sur 6 appuis	58-59
2- Evaluation des charges	59
3- vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	59
4- Combinaison de charges	59
5- Calcul des moments sur appuis	61
6- Calcul des moments en travées	61
7- Ferrailage	62-64
8-Schéma de ferrailage des poutrelles	64
CHAPITRE 5 : MODELISATION	
A- Modèle de la structure en 3D	65
B- Données géométriques de la structure	66
C. Tableaux des chargements statiques	67-68
D. Les différents résultats du calcul dynamique (modal et sismique)	69-74
E. Tableau des combinaisons	74

CHAPITRE 6 : ETUDE SISMIQUE	
A- Modèle de la structure en 3D	75-76
B- Facteur d'amplification dynamique (D)	76-77
C- Coefficient de comportement global de la structure (R)	77
D- Facteur de qualité (Q)	77-83
E. Valeurs de déformations maximales	83
F. Les différents résultats de L'analyse sismique :	84
G. Vérification de la force sismique V	85-86
CHAPITRE 7 : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS	
1. Introduction	87
2. Recommandation du rpa99 version 2003	87
3. Calcul du ferrailage	87
3.1. Sens porteur (Poutre principale)	87-88
3.2. Sens non porteur (Poutre secondaire)	88-93
3.3. Calcul du ferrailage des poteaux en Flexion composée	94-97
3.4. Calcul du ferrailage des voiles en Flexion composée	97-99
CHAPITRE 8 : LES FONDATIONS	
1. Les Fondations	100
1.1. Définition	100
1.2. Rappel	100-101
1.3. Combinaisons d'actions à considérer	101
1.4. Calcul des sections	102
1.5. Ferrailage des semelles	102-109
Conclusion	110
Résumé	

Introduction

1. Présentation de l'ouvrage :

l'ouvrage faisait l'objet de la présente étude, est un bâtiment à usage d'habitation de type (R+6).

Le bâtiment est implanté à la Wilaya de Guelma , classée par le règlement parasismique Algérienne R.P.A99 "version 2003" comme une zone de moyenne sismicité " zone IIa " .

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont données ci-dessous :

Largeur	21.60 m
longueur	9.50 m
Hauteur du R.D.C	3.20 m
Hauteur d'étage courant	3.20 m
Hauteur totale du bâtiment	22.40 m

2. conception :

2.1- plancher

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux .
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales .

2.2 -Le Contreventement :

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.

2.3- maçonnerie

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre.

Pour les murs extérieurs une paroi extrême de **15 cm** d'épaisseur et une paroi interne de **10 cm** d'épaisseur , les deux parois étant séparées par un vide de **5cm** d'épaisseur , pour les murs intérieurs , une cloison simple de **10 cm** d'épaisseur.

2.4- revêtement:

le revêtement est constitué de :

- Enduite en ciment pour les faces extérieur des murs de façad.
- Enduite de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- Céramique pour la salle d'eau.

2.5- Escaliers :

Les escaliers aux différents étages sont des escaliers droits coulés sur place .

2.6- Fondations :

Les fondations adoptees sont des fondations superficielles disposent des semelles isolees sous poteaux et semelles fillante sous voil.

Caractéristiques des matériaux

Le béton et acier seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE.

❖ 1. béton

1.1.1- composition moyenne du béton

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage de ciment permettant Une résistance à la compression égale à **25Mpa**.

Composantes	Gravier 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800L	400L	7 sacs	175L
Poids (kg)	1200	600	350	175

La densité du béton armé est prise égale à $\gamma_b = 25 \text{ Mpa KN/m}^3$

1.1.2- la résistance caractéristique du béton

→ **En compression**

(f_{cj}) : C.B.A 93 [A-2-1-1-1].

La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ (valeur minimale exigée)

A un âge $j \leq 28$ jours $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$

→ **En traction**

(f_{ctj}) : C.B.A.93 [A.2.1.1.2].

La résistance caractéristique à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

Déduire de la formule : $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$

1.1.3 Déformation longitudinale du béton

→ **Déformations instantanées** : (E_{ij}) : C.B.A [A.2.1.2.2,P7].

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.2 \text{ Mpa.}$$

Le calcul sous charges de courte durée (< 24 jours) .

→ **Déformations différées** (E_{ij}) : C.B.A [A.2.1.2.2,P7].

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Mpa} = 1.08 \times 10^4 \text{ Mpa.}$$

Pour le calcul sous charge de longue durée pour lesquelles l'effet de **retrait** (diminution de volume d'une pièce, due à l'évaporation de l'eau restée le béton et du **fluage** (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

1.1.4 – coefficient de poisson

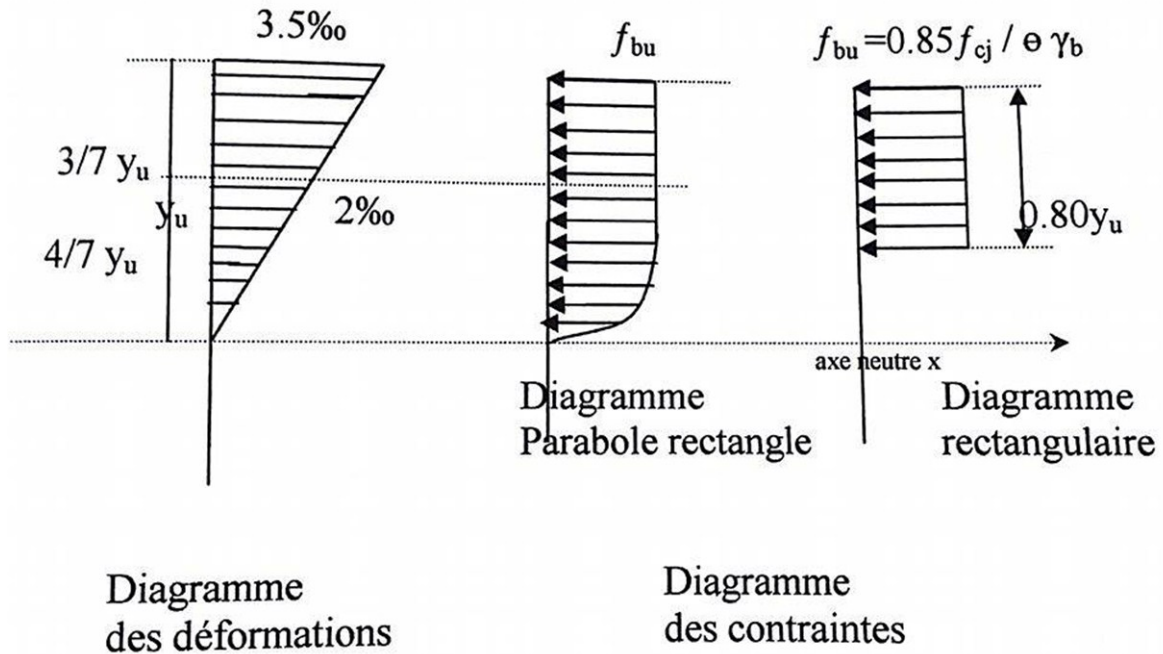
$$\text{Coefficient de poisson : } \nu = \frac{\text{ganflement transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinale}}$$

En général pour : $\left\{ \begin{array}{l} E.L.U \text{ béton fissuré } \nu = 0 \\ E.L.S \text{ béton non fissuré } \nu = 0.2 \end{array} \right.$

1.1.5 – Diagramme déformations – contraintes de béton :

On distingue :

- Le diagramme [parabole – rectangle]
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi,
 - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme [parabole – rectangle]



Avec :

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours :

γ_b : coefficient de sécurité égale 1.5

f_{bu} : contrainte de calcul

Θ : le coefficient Θ prend les valeurs : $\Theta = \begin{cases} 1 & \text{pour une durée d'application} > 24h \\ 0.9 & \text{pour } 1 \leq \text{durée} \leq 24h \\ 0.85 & \text{si durée} < 1h \end{cases}$

1.1.6 – les contraintes limites

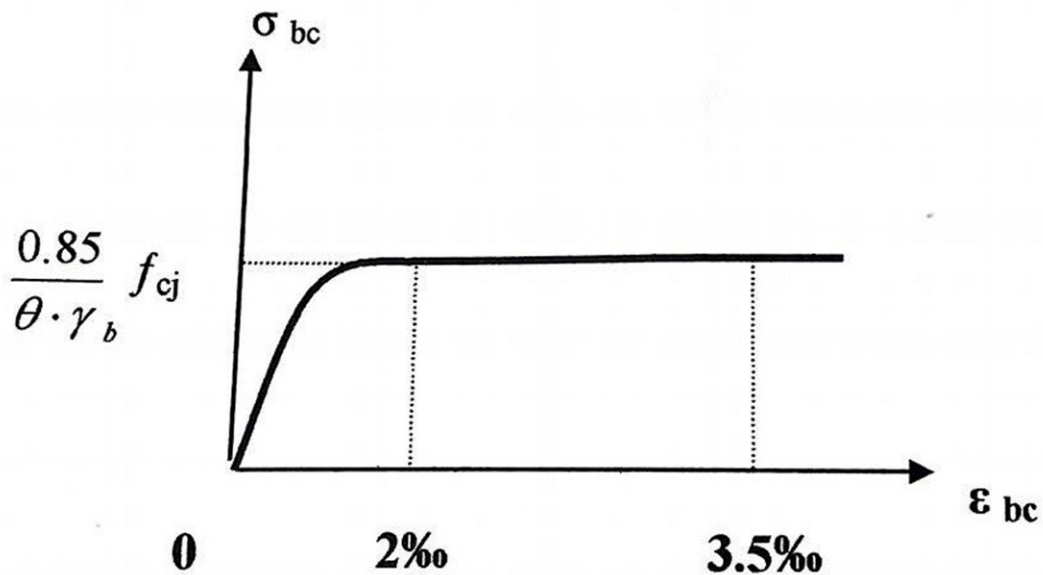
→ Etat limite ultime : C.B.A 93 [A.3.3.2]

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables

- **La contrainte limite du béton en compression**

$f_{bu} = 14.17$ (Mpa) . Déduire de la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}; \text{ dans notre cas}$$



- **La contrainte limite de cisaillement est**

La contrainte de cisaillement à l'ELU est définie par : $\tilde{\tau}_u = \frac{v u}{b_0 d}$ (Mpa) .

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

→ **Etat limite de service**

la contrainte de compression du béton est égale à $\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} = 15$ Mpa .

❖ 2. aciers

(Art. A.6.1.2.5.3, P 63, CBA 93)

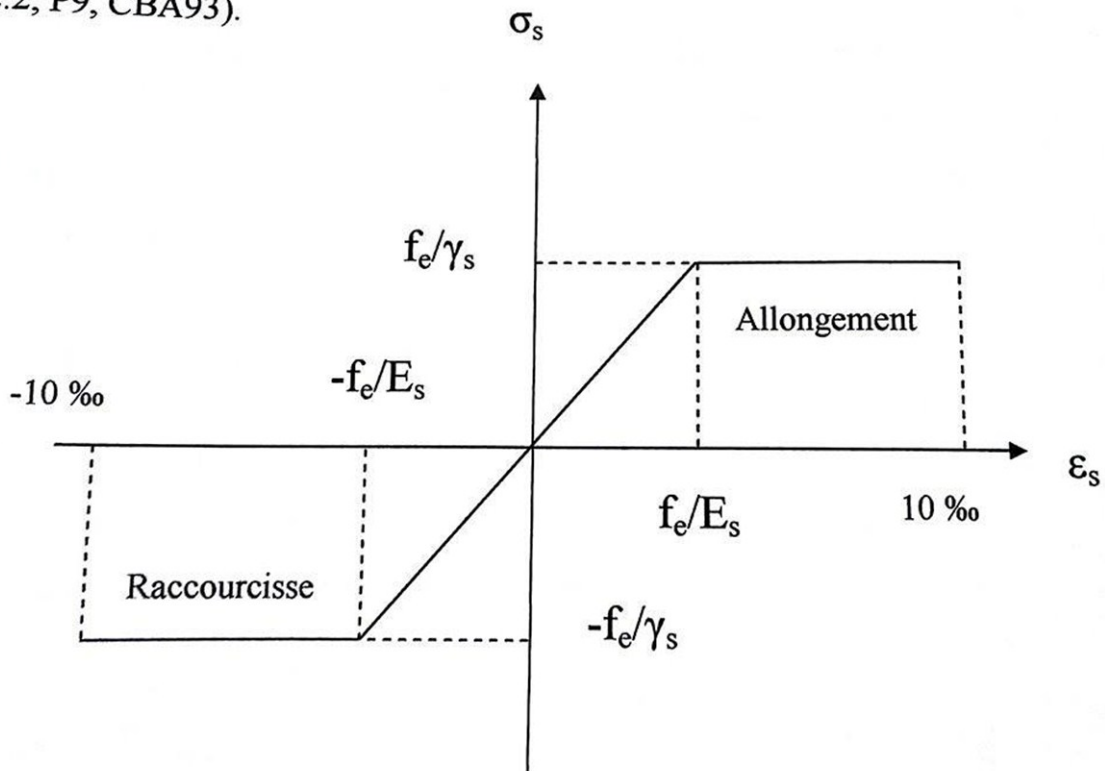
Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types :

Les ronds lisses de nuance **FeE 235** pour les armatures transversales.

Les barres hautes adhérence de nuance **FeE 400** pour les armatures longitudinales et transversales.

Les treillis soudés, pour le hourdis des planchers à corps creux Le diagramme << contraintes déformations >> utilisé est schématisé ci- après (art, A.2.2.2, P9, CBA93)

(Art. A.2.2.2, P9, CBA93).



ε_s l'allongement limite (%).

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Pour les combinaisons courantes;} \\ 1 & \text{Pour les combinaisons accidentelles;} \end{cases}$$

f_e désigne la limite élastique variant avec les différents types d'acier

2.1 – module d'élasticité de l'acier

$$E = 2.1.10^5 \text{ Mpa.}$$

2.2 – contrainte limites

→ **Etat limite ultime** : C.B.A93 (Ar : 2.2.2)

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \begin{cases} \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa} & \text{(Aciers à haute adhérence);} \\ \frac{235}{1,15} = 204,34 \text{ MPa} & \text{(Rands lisses);} \end{cases}$$

→ **Etat limite de service**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Cas de fissuration peut préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e = 266,666 \text{ MPa} \\ \text{Cas de fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_y} \right) \right\} \leq 200 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec : η coefficient de fissuration. $\left\{ \begin{array}{ll} \eta = 1 & \text{Pour rondes lisses;} \\ \eta = 1,6 & \text{Pour acier HR;} \end{array} \right.$

Hypothèses de calcul :

(A.4, P 55, B.A.E.L 91)

On distingue deux types d'états-limites pour le dimensionnement (armature et béton) :

→ **états-limites ultimes (E.L.U)**

- De résistance.
- De stabilité de forme.

→ **états-limites de service (E.L.S) atteints**

- Par compression du béton.
- Par ouverture des fissures.
- Par déformation.

Les calculs seront effectués conformément au code et règlements vigueur :

- Le code du béton armé Algérien CBA93 [D.T.R.B.C.2-41] pour les dimensionnements des pièces aux états limites (E.L.U) et de service (E.L.S)

Chapitre 01 : Caractéristiques des matériaux et hypothèses de calcul

- Règles parasismiques Algériennes R.P.A99 “version 2003” pour les justifications des calculs vis-à-vis du séisme.
- Les règles B.E.A.L91
- Le document technique réglementaire [D.T.R.B.C.2.2] pour la détermination des charges permanentes et des surcharges d’exploitation.

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction :

Le pré dimensionnement est très important, son but est de déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

❖ 1. Plancher a corps creux :

- On a opte pour des planchers a corps creux et ceci pour les raisons suivantes :
- La facilite de realisation;
- Diminuer le poids de la structure et par consequent le resultat de la force sismique;
- L'épaisseur des dalles depend le plus souvent des conditions d'utilisation et de resistance.

Résistance au feu

□ *D'après BEAL 91:*

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- □ $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- □ $e = 17,5$ pour un coupe feu de quatre heures.
- □ On admet que : $e = 16$ cm

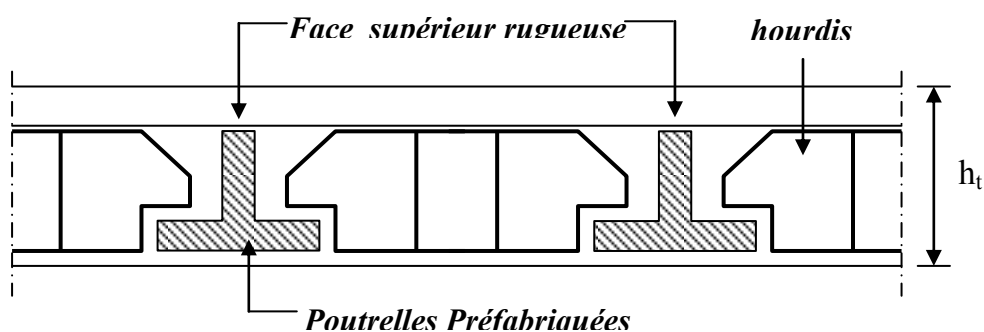


Figure II.1. Dalle à corps creux.

▪ *Condition de flèche*

- Pour le Pre dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

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

- L : la portee de la poutrelle mesuree a nu des appuis.
- On a: $L = 540 \text{ cm}$ d'ou: $ht \geq 24 \text{ cm}$
- Donc, on adopte: $ht = 24 \text{ cm}$
- Tel que $ht = (20+4) \text{ cm}$.

$$ht = (20+4) \text{ cm}$$

❖ 2. Plancher a dalle pleine (balcons):

➔ *Résistance à la flexion*

- Dalles reposant sur deux cotés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $e \geq L_x / 20 + 7$

$$L_x = 130 \text{ cm}$$

$$e \geq 130 / 20 + 7 \Rightarrow e \geq 13.5$$

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

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Remarque

Concernant le pré dimensionnement des dalles des balcons on adopte une épaisseur:

$$e = 15 \text{ cm}$$

❖ 3. Les poutres :

- Selon le **BAEL 91** et les **RPA 2003** les dimensions de la poutre h et b sont déterminées comme suit :

BAEL 91 :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$$
$$0,3 \cdot h_p \leq b \leq 0,8 h_p.$$

- h_p : hauteur de la section.
- b : largeur de la section

❖ 3.1. Les poutres principales :

$$\frac{L_{max}}{12} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Application:

$L_{max} = 5.10$ m: longueur maximale suivant Y

$$\frac{510}{12} \leq h_p \leq \frac{510}{10}$$

On adopte:

$$h_p = 45 \text{ cm}$$

Détermination de la largeur b:

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,8 \times 45$$

$$13.5 \text{ cm} \leq b \leq 36 \text{ cm}$$

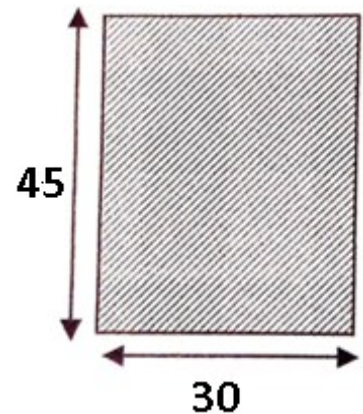
On adopte:

$$b = 30 \text{ cm}$$

Selon **RPA 2003**:

Les poutres doivent respecter les dimensions ci après :

- $b \geq 20\text{cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifie
- $h \geq 30\text{cm.} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ vérifie
- $h/b \leq 4. \Rightarrow h/b = 1.5 < 4$ vérifie



❖ 3.2. Les poutres secondaires

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Application:

$L_{max} = 4.85$ m: longueur maximale suivant Y

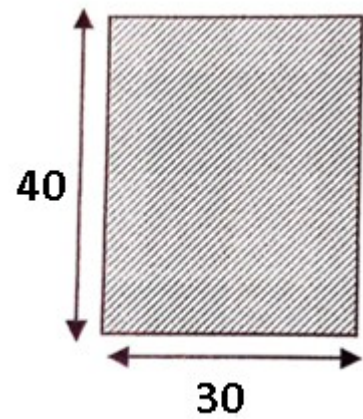
$$\frac{540}{15} \leq h_p \leq \frac{540}{10}$$

On adopte:

$$h_p = 40 \text{ cm}$$

On adopte:

$$b = 30 \text{ cm}$$



Selon RPA 2003:

Les poutres doivent respecter les dimensions ci apres :

- $h \geq 30\text{cm}$. $\Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ vérifie .
- $b \geq 20\text{cm}$. $\Rightarrow h = 40\text{cm} > 30 \text{ cm}$ vérifie
- $h/b \leq 4$. $\Rightarrow h/b = 1.33 < 4$ vérifie

poutres principales : (bxh) =

$$(30 \times 45) \text{ cm}^2$$

poutres secondaires : (bxh) =

$$(30 \times 40) \text{ cm}^2$$

❖ 4. Les poteaux

D'après le "R.P.A 99" en zone 11.

$$\frac{l_y}{a} \leq 14,4 \text{ Où } \begin{cases} a: \text{petite dimension de la section.} \\ l_f \text{ longueur de flambement.} \end{cases}$$

$$L_f = 0,7 l_0 \gg \gg = 0,7 \times 3,20 \gg \gg l_f = 2,24 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{l_f}{14,4} \gg \gg a \geq \frac{2,24}{14,4} \gg \gg a \geq 15,55 \gg \gg a = 30 \text{ cm}$$

La section des poteaux doit satisfaire les conditions suivantes:

$$\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 30 > 25 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

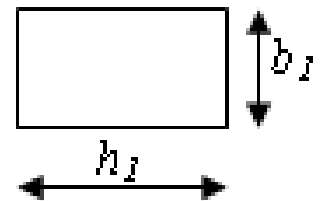
$$\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \text{ Avec : } h_e \text{ c'est l hauteur de l'étage}$$

$$\text{Min}(30 ; 40) \geq \frac{320}{20} \gg \gg 30 > 16 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{30}{40} \leq 4 \Rightarrow \text{vérifie}$$

Les 3 conditions vérifiées donc on adopte la section (30x40) cm².

Remarque: cette section sera vérifiée après la descente de charges.



❖ 5. Les escaliers

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place, la jonction palier – volée est assurée par des piques de scellement s'apposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution
- Utilisation immédiate de l'escalier.

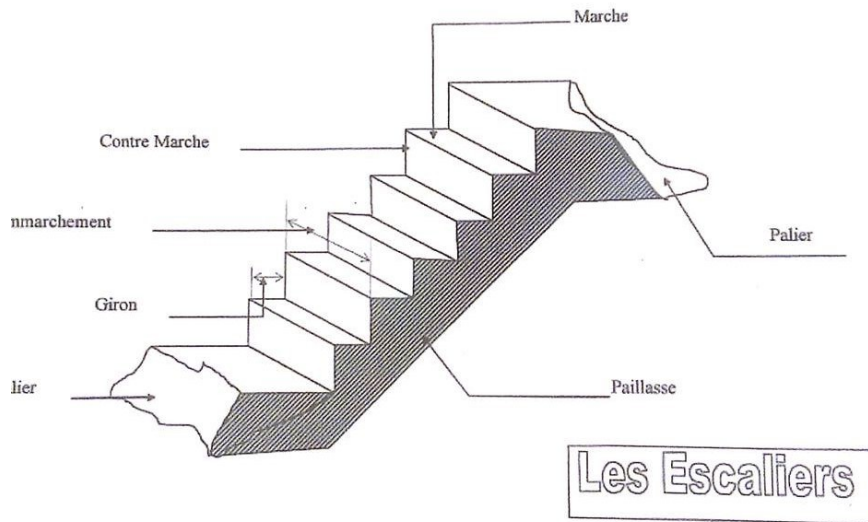


Figure II.2. Schéma d'escalier

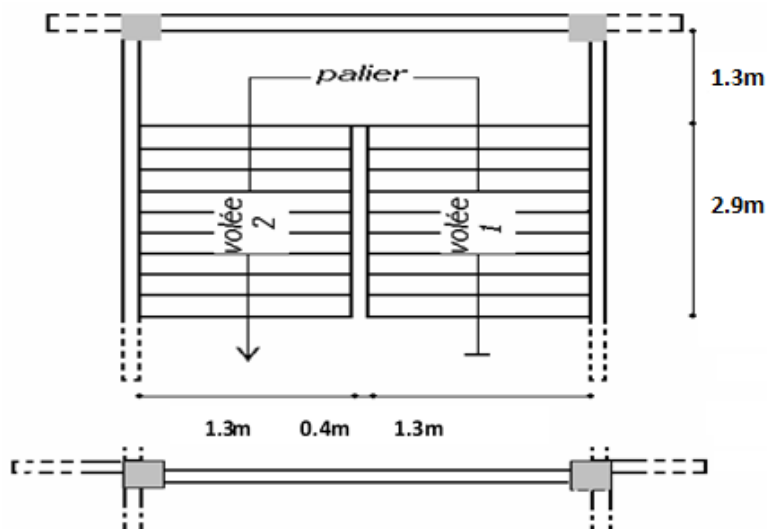


Figure II.3 : Vue en plan

Caractéristiques techniques :

➤ Pour étage courant et RDC

- Hauteur d'étage : **H=3,20 m**

Hauteur de la marche a partir de la formule de BLONDEL :

- On a: $59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$.
- h : varie de 14 cm a 20 cm.
- g : varie de 22 cm a 33 cm.
- Pour: **h=16 cm**
- $N_c = H/h = 320/16$

On aura **20** contre marche entre chaque etage, soit :

- **10 contre marche (volée 1)**
- **10 contre marche (volée 2)**

- Nombre de marches $N = N_c - 1 = 9$ marches (volée 1)
- Nombre de marches $N = N_c - 1 = 9$ marches (volée 2)

Inclinaison de la pailasse

- $Tg\alpha = H' / L'$
- $H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 10 \times 16 \Rightarrow H' = 1.60m$
-
- $L' = (n-1) \times g \Rightarrow L' = (10-1) \times 30 \Rightarrow$ **L' = 2.74m**

- $Tg\alpha = 1.60/2.7 = 0.5925 \Rightarrow$ **$\alpha = 30.6^\circ$**

- La longueur de volée est : $L = 1.60 / \sin\alpha \Rightarrow$ **L = 3.14m**

- L'épaisseur de la pailasse est : $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 314/30 < e < 314/20$

$$10.46 < e < 15.70 \Rightarrow$$
 e = 15 cm

- L'épaisseur du palier est la meme que celle de la pailasse

e = 15 cm

❖ 6. Les voiles

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de **RPA 99**.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- L : longueur de voile.
- e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article **7.7.1 de RPA99** :

$$e_{\min} = 15\text{cm.}$$

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,20\text{m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq \max (e_{\min} , h_e/25, h_e/22 , h_e/20)$$

$$e \geq \max (15; 12.8; 14.54; 16)$$

$$e \geq 16\text{cm}$$

on adopte que :

$$e = 16\text{cm}$$

7- Evaluation des charges

❖ Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (**G**).
- Les surcharges d'exploitation (**Q**).

$Q = 100 \text{ kg/m}^2$ pour une terrasse inaccessible

$Q = 150 \text{ kg/m}^2$ pour une terrasse accessible

$Q = 150 \text{ kg/m}^2$ pour les chambres;

$Q = 250 \text{ kg/m}^2$ pour le hall de circulation;

$Q = 350 \text{ kg/m}^2$ pour les balcons.

❖ 7-1- Les planchers

a) Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

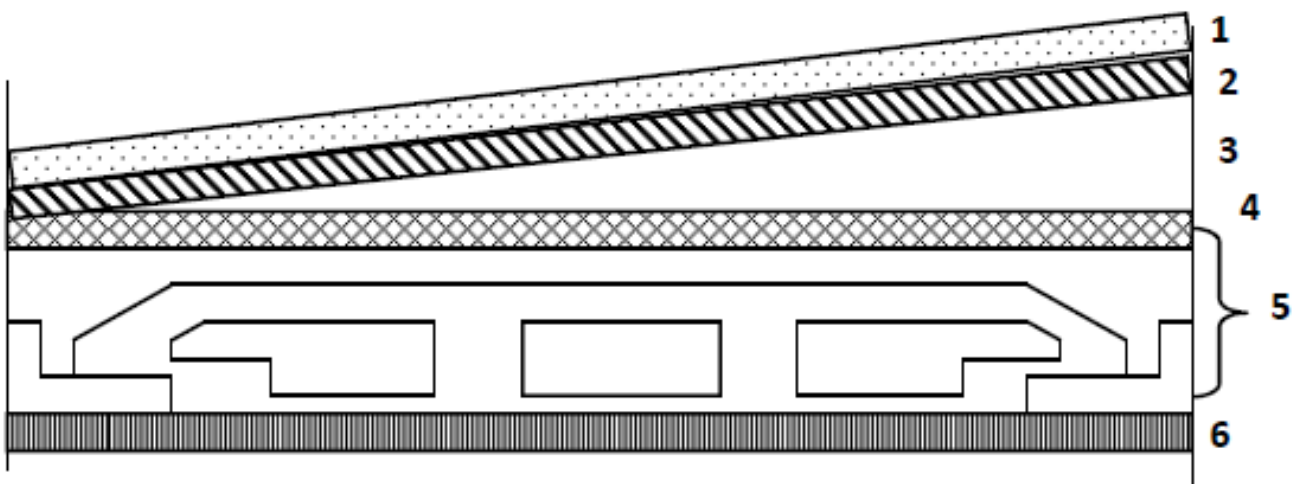


Figure II.4 : Coupe plancher terrasse

Charge permanente :

Matériaux	Epaisseur (cm)	D(kg/m ³)	G (kg/m ²)
1- Protection en gravillon	5	1700	85
2- Étanchéité multicouche	/	/	12
3- Forme de pente	10	2200	220
4- Isolation liège	4	400	16
5- Dalle en corps creux	20+4	1400	320
6- Enduit plâtre	2	1000	20

G = 673 kg /m²

Tableau 1 : evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

$Q = 100 \text{ kg/m}^2$ pour une terrasse inaccessible

$Q = 150 \text{ kg/m}^2$ pour une terrasse accessible

b)Plancher étage courant + RDC :

les planchers des étages courant sont en corps creux :

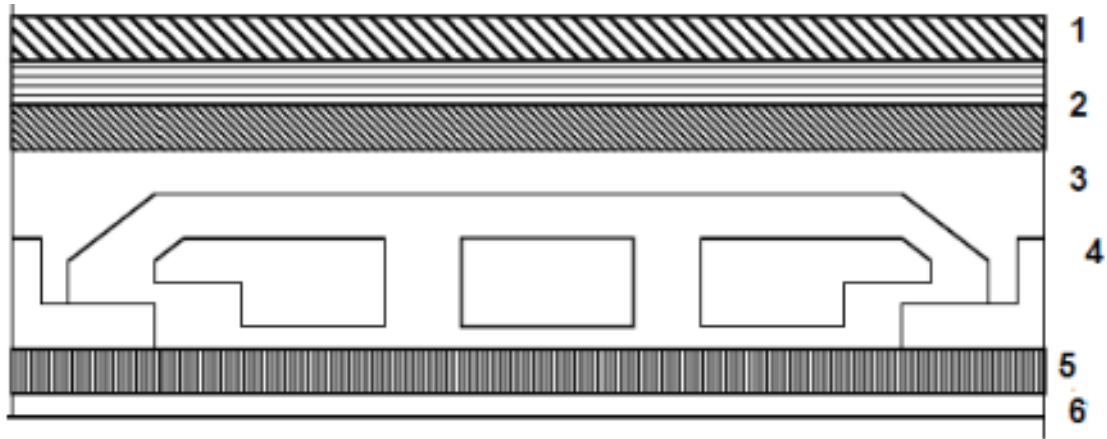


Figure II.5 : coupe plancher étage courant

Charge permanente :

Matériaux	Epaisseur (cm)	D(kg/m ³)	G (kg/m ²)
1- Carrelage	2	2200	44
2- mortier de pose	2	2000	40
3- lit de sable	2	1800	36
4- Dalle en corps creux	20+4	1400	320
5- Enduit plâtre	2	1000	20
6- Cloison de séparation	/	/	75

$$G = 535 \text{ kg/m}^2$$

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

Tableau 2 : evaluation des charges permanentes du plancher courant.

❖ 7-2- balcons

Les balcons sont en dalle pleine :

Matériaux	Epaisseur (cm)	D(kg/m³)	G (kg/m²)
carrelage	2	2200	44
mortier de pose	2	2000	40
lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	15	2500	375
Enduit ciment	2	2000	40

$$G = 560 \text{ kg/m}^2$$

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

Tableau 3 : evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

❖ 7-3-l'acrotère

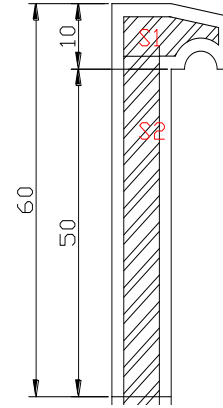
L'acrotère est soumise à la flexion composée, les sollicitations a prendre en compte sont:

- Le poids propre G
- Une poussé horizontale due à la main courant
- Le calcul sera effectué sur une bonde de 1m

➤ Enduit: $ep = 2cm \rightarrow G_{enduit} = 0,055t / ml$

➤ $S_1 = \frac{0,08 + 0,1}{2} \times 0,2 = 0,018m^2$

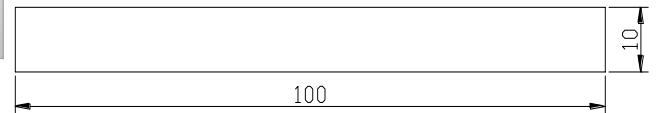
➤ $S_2 = 0,5 \times 0,1 = 0,05m^2$



G = 0.225t/ml

➤ $G_{béton} = 2,5(0,018 + 0,05) = 0,17t / ml$

➤ $G_{Total} = 0,17 + 0,055 =$



➤ Charge d'exploitation :

Q = 0.1t/ml

❖ 7-4- Murs extérieurs

Matériaux	Epaisseur (cm)	D(kg/m ³)	G (kg/m ²)
Brique creux	25	1400	350
Enduit plâtre	2	1200	24

G = 414 kg/m²

Enduit ciment	2	2000	40
----------------------	----------	-------------	-----------

évaluation des permanentes de

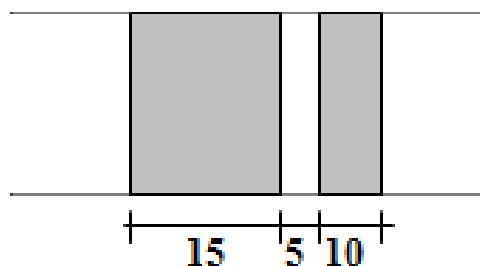


Tableau 04 :
charges mur extérieur.

❖ 7-5-escalier

• 1-palier :

Matériaux	Epaisseur (cm)	D(kg/m ³)	G (kg/m ²)
carrelage	2	2200	44
mortier de pose	2	2000	40
lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	15	2500	2500 x 0.15 =375
Enduit ciment	2	2000	40

G = 535 kg/m²

Q = 250 kg/m²

Tableau 05 : evaluation des charges permanentes de palier .

• 2-Paillasse :

Materiaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Marche	16	2200	2200x0.16/2=176
Paillasse	15	2500	(2500x0.15)/cos 30.65 = 436
Enduit ciment	2	2000	40
Gardes corps	/	/	90

G = 862 kg/m²

Q = 250 kg/m²

Tableau 06 : evaluation des charges permanentes de palier

DESCENTE DE CHARGES

1- Introduction

Le but de la descente de charge est le calcul des charges et des surcharges agissant sur les poteaux afin de vérifier la section architecturale.

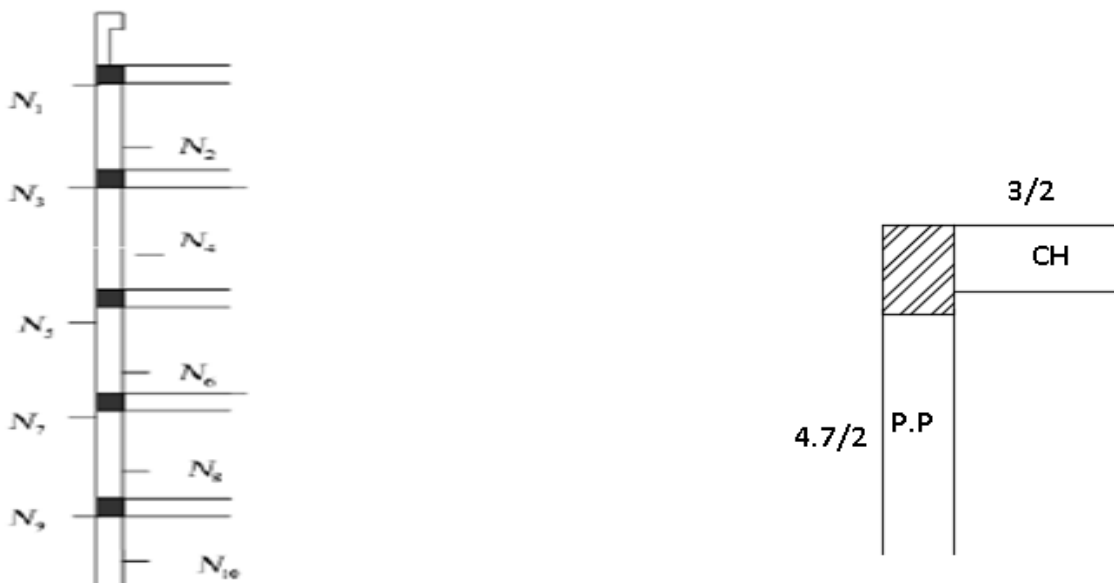
2 -La descente de charge sur les poteaux

2-1 Poteau d'angle

- La surface afférente $S = (3/2 \times 4.7/2)$
- $S = 3.525 \text{ m}^2$
- L'acrotère = $2.25 (3/2 + 4.7/2) = 8.66 \text{ kn}$
- Plancher terrasse = $6.73 \times 3.525 = 23.72 \text{ kn}$
- Poutre principale = $25(0.3 \times 0.45) \times (4.7/2) = 7.93 \text{ kn}$
- Poutre secondaire = $25 (0.3 \times 0.40) \times 3/2 = 4.5 \text{ kn}$
- Plancher courant $5.35 \times 3.525 = 18.85 \text{ kn}$
- Mur extérieur :
- = $4.14 (2.8 \times 3/2) + 4.14 (2.75 \times 4.7/2) = 44.13 \text{ kn}$

$$\text{long } 3.20 - 0.40 = 2.8 \quad \text{trans } 3.20 - 0.45 = 2.75$$

$$\text{➤ Poteaux} = 25 \times (0.3 \times 0.4) \times 3.20 = 9.6 \text{ kn}$$



Chapitre 03 : Descente de charges

	désignation	G(kn)	Q(kn)
1_1	1-Acrotère 2-plancher terrasse 3- Poutre principale (pp) 4- poutre secondaire (ps) Surcharge : 1x3.525	8.66 23.72 7.93 4.5	3.525
Σ		44.81	3.525
2_2	Venant de (1_1) 1-Mur extérieur 2- poteau	44.81 44.13 9.60	3.525
Σ		98.54	3.525
3_3	Venant de (2_2) 1-plancher étage 2- Poutre principale (pp) 3- poutre secondaire (ps) Surcharge : 1.5x3.525	98.54 18.85 7.93 4.5	5.28
Σ		129.82	8.8
4_4	Venant de (3_3) 1-Mur extérieur 2- poteau	129.82 44.13 9.60	8.8
Σ		183.55	8.8
5_5	Venant de (4_4) 1-plancher étage 2- Poutre principale (pp) 3- poutre secondaire (ps) Surcharge : 1.5x3.525	183.55 18.85 7.93 4.5	5.28
Σ		214.83	14.08
6_6	Venant de (5_5) 1-Mur extérieur 2- poteau	214.83 44.13 9.60	14.08

Chapitre 03 : Descente de charges

Σ		268.56	14.08
7_7	Venant de (6_6) 1-plancher étage 2- Poutre principale (pp) 3- poutre secondaire (ps) Surcharge : 1.5x3.525	268.56 18.85 7.93 4.5	14.08 5.28
Σ		299.84	19.36
8_8	Venant de (7_7) 1-Mur exterieur 2- poteau	299.84 44.13 9.60	19.36
Σ		350.87	19.36
9_9	Venant de (8_8) 1-plancher étage 2- Poutre principale (pp) 3- poutre secondaire (ps) Surcharge 1.5 x 3.525	350.87 18.85 7.93 4.5	5.28
Σ		382.15	24.64
10_10	Venant de (9_9) 1-Mur exterieur 2- poteau	382.15 44.13 9.60	24.64
Σ		435.88	24.64
11-11	Venant de (10_10) 1-plancher étage 2- Poutre principale (pp) 3- poutre secondaire (ps) Surcharge 1.5 x 3.525	435.88 18.85 7.93 4.5	5.28
Σ		467.16	29.92
12-12	Venant de (11_11) 1-Mur exterieur 2- poteau	467.16 44.13 9.60	29.92
Σ		520.89	29.92

Chapitre 03 : Descente de charges

13-13	Venant de (12_12) 1-plancher étage 2- Poutre principale (pp) 3- poutre secondaire (ps) Surcharge 1.5 x 3.525	520.89 18.85 7.93 4.5	29.92 5.28
Σ		552.17	35.2
14-14	Venant de (13_13) 1-Mur exterieur 2- poteau	552.17 44.13 9.60	35.2
Σ		603.2	35.2
15_15	Venant de (14_14) 1-poteau (h=2.0 m)	603.2 6	35.2
Σ		609.2	35.2
		G=609.2 kn	Q =35.2kn

➤ $Nu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (609.2) + 1.5 (35.2)$

Nu = 875.22kn

2-2- Poteau intermédiaire:

➤ La surface afférente $S = (5.4/2 \times 4.7/2) + (4.7/2 \times 3/2) + (5.4/2 \times 3.05/2) + (3/2 \times 3.05/2)$

$S = 16.24 \text{ m}^2$

➤ **Plancher terrasse** = $6.73 \times 16.24 = 109.29 \text{ kn}$

➤ **Poutre principale** = $25(0.3 \times 0.45) \times (4.7/2 + 3.05/2) = 13.06 \text{ kn}$

➤ **Poutre secondaire** = $25 (0.3 \times 0.40) \times (5.4/2 + 3/2) = 12.6 \text{ kn}$

➤ **Plancher courant** = $5.35 \times (2.7 \times 2.35) + (2.35 \times 1.5) + (2.7 \times 1.52) + (1.5 \times 1.52) = 86.88 \text{ kn}$

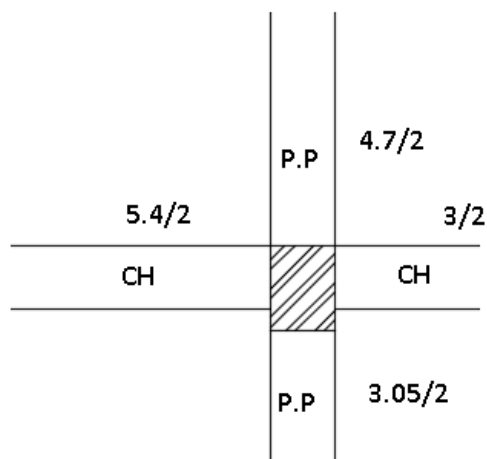
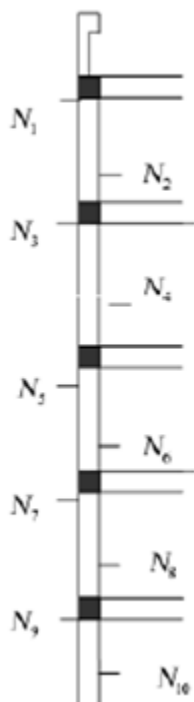
➤ **Poteaux** = $25 \times (0.3 \times 0.4) \times 3.20 = 9.60 \text{ kn}$

➤ **mur exterieur** = $4.14 (2.75 \times 2.35) + 4.14(2.75 \times 1.52) = 44.04 \text{ kn}$

Chapitre 03 : Descente de charges

➤ **Cloison** = $2.04 (2.80 \times 1.5) + (2.8 \times 2.7) = 24 \text{ kn}$

long $3.20 - 0.45 = 2.80$ **trans** $3.20 - 0.4 = 2.8$



	désignation	G(kn)	Q(kn)
1_1	1-plancher terrasse 2- Poutre principale (pp) 3- poutre secondaire (ps) Surcharge : 1x16.24	109.29 13.06 12.6	16.24
Σ		134.95	16.24
2_2	Venant de (1_1) 1-Mur exterieur 2-cloison 3- poteau	134.95 44.04 24 9.60	16.24
Σ		212.59	16.24

Chapitre 03 : Descente de charges

3_3	Venant de (2_2)	212.59	16.24
	1-plancher étage	86.88	
	2- Poutre principale (pp)	13.06	
	3- poutre secondaire (ps)	12.6	
	Surcharge : 1.5x16.24		24.36
.Σ		325.13	40.6
4_4	Venant de (3_3)	325.13	40.6
	1-Mur exterieur	44.04	
	2-cloison	24	
	3- poteau	9.60	
Σ		402.77	40.6
5_5	Venant de (4_4)	402.77	40.6
	1-plancher étage	86.88	
	2- Poutre principale (pp)	13.06	
	3- poutre secondaire (ps)	12.6	
	Surcharge : 1.5x16.24		24.36
Σ		515.31	64.96
6_6	Venant de (5_5)	515.31	64.96
	1-Mur exterieur	44.04	
	2-cloison	24	
	3- poteau	9.60	
Σ		592.95	64.96
7_7	Venant de (6_6)	592.95	64.96
	1-plancher étage	86.88	
	2- Poutre principale (pp)	13.06	
	3- poutre secondaire (ps)	12.6	
	Surcharge : 1.5x16.24		24.36
Σ		705.49	89.32
8_8	Venant de (7_7)	705.49	89.32
	1-Mur exterieur	44.04	
	2-cloison	24	
	3- poteau	9.60	

Chapitre 03 : Descente de charges

Σ		783.13	89.32
9_9	Venant de (8_8) 1-plancher étage 2- Poutre principale (pp) 3- poutre secondaire (ps) Surcharge 1.5 x 16.24	783.13 86.88 13.06 12.6	89.32 24.36
Σ		895.67	113.68
10_10	Venant de (9_9) 1-Mur exterieur 2-cloison 3- poteau	895.67 44.04 24 9.60	113.68
Σ		973.31	113.68
11-11	Venant de (10_10) 1-plancher étage 2- Poutre principale (pp) 3- poutre secondaire (ps) Surcharge 1.5 x 16.24	973.31 86.88 13.06 12.6	113.68 24.36
Σ		1085.85	138.04
12-12	Venant de (11_11) 1-Mur exterieur 2-cloison 3- poteau	1085.85 44.04 24 9.60	138.04
Σ		1163.49	138.04
13-13	Venant de (12_12) 1-plancher étage 2- Poutre principale (pp) 3- poutre secondaire (ps) Surcharge 1.5 x 16.24	1163.49 86.88 13.06 12.6	138.04 24.36
Σ		1276.03	162.4
14-14	Venant de (13_13) 1-Mur exterieur 2-cloison 3- poteau	1276.03 44.04 24 9.60	162.4

Chapitre 03 : Descente de charges

Σ		1353.67	162.4
15_15	Venant de (14_14) 1-poteau (h=2.0 m)	1353.67 6	162.4
Σ		1359.67	162.4

➤ $Nu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (1359.67) + 1.5 (162.4)$

$Nu = 2079.15kn$

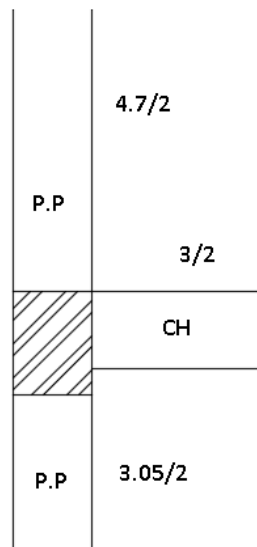
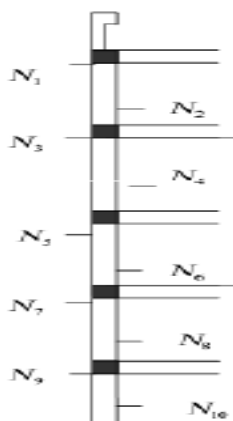
2-3 Poteau de facade

- **La surface afférente** $S = (3/2 \times 4.7/2) + (3/2 \times 3.05/2) = 5.81 \text{ m}^2$
- **L'acrotère** $= 2.25 (3.05/2 + 4.7/2) = 8.7 \text{ kn}$
- **Plancher terrasse** $= 6.73 \times 5.81 = 39.10 \text{ kn}$
- **Poutre principale** $= 25((0.3 \times 0.45) \times (4.7/2) + ((0.3 \times 0.45) \times (3.05/2))$
 $= 13.07kn$
- **Poutre secondaire** $= 25 (0.3 \times 0.40) \times 3/2 = 4.5 \text{ kn}$
- **Plancher courant** $5.35 \times 5.81 = 31.08 \text{ kn}$
- **Mur extérieur :**
- $= 4.14 (2.75 \times 3.05/2) + 4.14 (2.75 \times 4.7/2) = 44.11kn$
trans $3.20 - 0.45 = 2.75$
- **Poteaux** $= 25 \times (0.3 \times 0.4) \times 3.20 = 9.6 \text{ kn}$

$G = 1359.67kn$

$Q = 162.4kn$

Chapitre 03 : Descente de charges



	désignation	G(kn)	Q(kn)
1_1	1-Acrotère 2-plancher terrasse 3- Poutre principale (pp) 4- poutre secondaire (ps) Surcharge : 5.81	8.7 39.10 13.07 4.5	5.81
Σ		65.37	5.81
2_2	Venant de (1_1) 1-Mur extérieur 2- poteau	65.37 44.11 9.60	5.81
Σ		119.08	5.81
3_3	Venant de (2_2) 1-plancher étage 2- Poutre principale (pp) 3- poutre secondaire (ps) Surcharge : 1.5x5.81	119.08 31.08 13.07 4.5	8.71
Σ		167.73	14.52
4_4	Venant de (3_3) 1-Mur extérieur 2- poteau	167.73 44.11 9.60	14.52

Chapitre 03 : Descente de charges

Σ		221.44	14.52
5_5	Venant de (4_4) 1-plancher étage 2- Poutre principale (pp) 3- poutre secondaire (ps) Surcharge : 1.5x5.81	221.44 31.08 13.07 4.5	14.52 8.71
Σ		270.09	23.23
6_6	Venant de (5_5) 1-Mur exterieur 2- poteau	270.09 44.11 9.60	23.23
Σ		323.8	23.23
7_7	Venant de (6_6) 1-plancher étage 2- Poutre principale (pp) 3- poutre secondaire (ps) Surcharge : 1.5x5.81	323.8 31.08 13.07 4.5	23.23 8.71
Σ		372.45	31.94
8_8	Venant de (7_7) 1-Mur exterieur 2- poteau	372.45 44.11 9.60	31.94
Σ		426.16	31.94
9_9	Venant de (8_8) 1-plancher étage 2- Poutre principale (pp) 3- poutre secondaire (ps) Surcharge 1.5 x 5.81	426.16 31.08 13.07 4.5	31.94 8.71
Σ		474.81	40.65
10_10	Venant de (9_9) 1-Mur exterieur 2- poteau	474.81 44.11 9.60	40.65
Σ		528.52	40.65

Chapitre 03 : Descente de charges

11-11	Venant de (10_10) 1-plancher étage 2- Poutre principale (pp) 3- poutre secondaire (ps) Surcharge 1.5 x 5.81	528.52 31.08 13.07 4.5	40.65 8.71
Σ		577.17	49.36
12-12	Venant de (11_11) 1-Mur exterieur 2- poteau	577.17 44.11 9.60	49.36
Σ		630.88	49.36
13-13	Venant de (12_12) 1-plancher étage 2- Poutre principale (pp) 3- poutre secondaire (ps) Surcharge 1.5 x 5.81	630.88 31.08 13.07 4.5	49.36 8.71
Σ		679.54	58.07
14-14	Venant de (13_13) 1-Mur exterieur 2- poteau	679.54 44.11 9.60	58.07
Σ		733.25	58.07
15_15	Venant de (14_14) 1-poteau (h=2.0 m)	733.25 6	58.07
Σ		739.25	58.07

➤ $Nu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (739.25) + 1.5 (58.07)$

$Nu = 1085.05kn$

$Nu = \text{MAX} (875.22 \text{ kn}, 2079.15kn, 1085.05 \text{ kn}) = 1704.27 \text{ kn}$

Verification de la section du poteau :

$$\overline{Nu} = \alpha \left[\frac{Br \cdot F_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A \cdot Fe}{\gamma_s} \right]$$

$$Br = (a - 0.02)(b - 0.02) = 0.106 \text{ m}^2$$

$$B = (0.30 \times 0.40) = 0.12 \text{ m}^2$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec } l_f = 0.7 l_0$$

$$l_f = 0.7 \times 3.20 = 2.24 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0.3^2}{12}} = 0.087 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.24}{0.087} = 25.74$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} = 0,76$$

$$Nu' = 0.76 (0.106 \times 25 / (0.9 \times 1.5) + 0.0012 \times 348) = 1.809 \text{ Mn} = 1809 \text{ kn}$$

Donc Nu = 2079.15 kn > \overline{Nu} : = 1809 kn

donc doit rédimensionné les poteaux au niveau RDC

2-4- Poteau intermédiaire au niveau RDC:

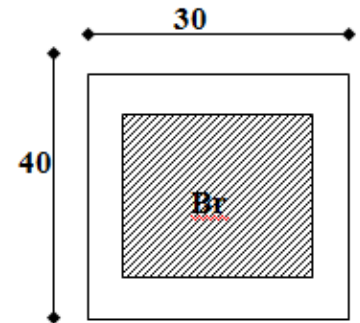
➤ **La surface afférente S = (2.62x1.49) + (2.62x2.3) + (2.30x1.42) + (1.42x1.49)**

$$S = 15.31 \text{ m}^2$$

➤ **Poutre principale = 25(0.3x0.45) x (2.3+1.49) = 12.79 kn**

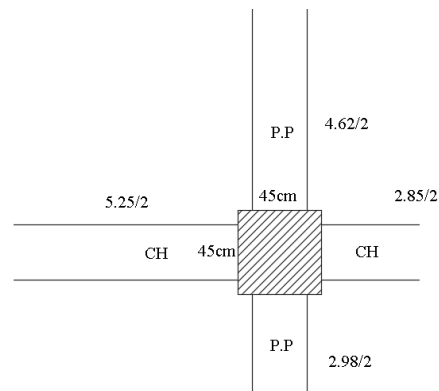
➤ **Poutre secondaire = 25 (0.3x0.40) x (2.62+1.42) = 12.12 kn**

➤ **Plancher courant = 5.35 x 15.31 = 81.90kn**



Chapitre 03 : Descente de charges

- **Poteaux** = $25 \times (0.45 \times 0.45) \times 3.20 = 16.2 \text{ kn}$
- **mur extérieur** = $4.14 (2.3 \times 2.75) + 4.14 (1.49 \times 2.75) = 43.14 \text{ kn}$
- **Cloison** = $2.04 (2.80 \times 2.62) + (2.8 \times 1.42) = 24 \text{ kn}$
long $3.20 - 0.45 = 2.75$ **trans** $3.20 - 0.4 = 2.8$



	désignation	G(kn)	Q(kn)
Σ		1163.49	138.04
13-13	Venant de (12_12)	1163.49	138.04
	1-plancher étage	81.9	
	2- Poutre principale (pp)	12.79	
	3- poutre secondaire (ps)	12.12	
	Surcharge 1.5 x 16.24		22.96
Σ		1270.3	161
14-14	Venant de (13_13)	1270.3	161
	1-Mur extérieur	43.14	
	2-cloison	23.07	
	3- poteau	16.2	
Σ		1352.71	161
15_15	Venant de (14_14)	1352.71	161
	1-poteau (h=2.0 m)	10.12	
Σ		1362.83	161
		G=1362.83kn	Q=161kn

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (1362.83) + 1.5 (161)$$

$$Nu = 2081.32kn$$

Verification de la section du poteau :

$$\overline{Nu} = \alpha \left[\frac{Br \cdot F_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A \cdot Fe}{\gamma_s} \right]$$

$$Br = (a - 0.02)(b - 0.02) = 0.184 \text{ m}^2$$

$$B = (0.45 \times 0.45) = 0.20 \text{ m}^2$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec} \quad l_f = 0.7 l_0$$

$$l_f = 0.7 \times 3.20 = 2.24 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}} = \sqrt{\frac{h^2}{20.25}} = \sqrt{\frac{0.45^2}{20.25}} = 0.1 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.24}{0.1} = 22.4$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} = 0,78$$

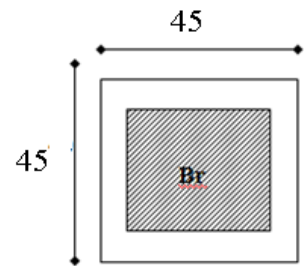
$$Nu' = 0.76 (0.184 \times 25 / (0.9 \times 1.5) + 0.0020 \times 348) = 3.20 \text{ Mn} = 3200.65 \text{ kn}$$

Donc Nu = 2081.32 kn < \overline{Nu} : = 3200.65 kn

Les dimensions des poteaux au niveau RDC sont acceptables.

Les poteaux RDC ; 45cmx45cm

Les poteaux ETAGE ; 30cm x 40 cm



I- Calcul de l'acrotère

❖ définition :

L'acrotère est un élément de protection contournant le bâtiment. Il est considéré comme une console encastree au niveau du plancher terrasse a une hauteur total $h=60\text{cm}$ et une épaisseur $e=10\text{cm}$.

-D'après les actions montrées sur la figure l'acrotère sera calculé en flexion composée, cette sollicitation est due à l'effort normal (N) qui présente le poids propre de l'acrotère et un moment qui est provoqué par l'application d'une action due à la main courante (q) avec $q=100\text{kg/ml}$.

1. Détermination des efforts :

a) Poids propre de l'acrotère:

On considère le poids d'une bande d'acrotère de longueur unitaire appliquée en son centre de gravité : soit (N_G).

- **Enduit:**

$$e_p = 2 \text{ cm} \rightarrow G_{\text{enduit}} = 0,055 \text{ t / ml}$$

- **Béton:**

$$G_{\text{béton}} = 2,5(0,018 + 0,05) = 0,17 \text{ t / ml}$$

$$N_G = 0,17 + 0,055 = 0,225 \text{ t / ml}$$

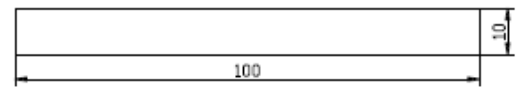
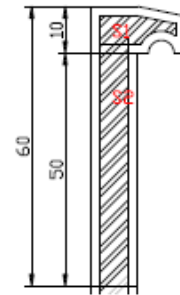


Figure IV.1

b) Charge horizontale

Il s'agit d'un effort normal (Q), que pourrait appliquer une main horizontalement à l'extrémité de la console générant un moment d'encastrement (M_Q) avec lequel

on calculera la section d'armatures.

(Q) est pris égale à 100Kg/ml .

- $N_G = 0,225 \text{ t/ml}$; $M_G = 0$
- $N_Q = 0$; $M_Q = q \times h = 0,1 \times 0,6 = 0,06 \text{ t.m}$

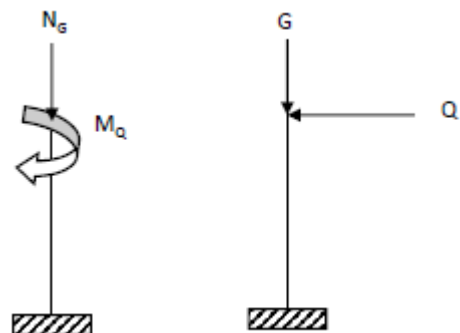


Figure IV.2

2. Determination des sollicitations

ELU :

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q$$

$$= 1.35 \times 0 + 1.5 \times 0.06 = 0.09 \text{ t.m/ml}$$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 225 + 1.5 \times 0 = 0.303 \text{ t/ml}$$

ELS :

$$M_{ser} = M_G + M_Q = 0 + 0.06 = 0.06 \text{ t.m/ml}$$

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 0.225 + 0 = 0.225 \text{ t/ml.}$$

3. Ferrailage a E.L.U

$$e_0 = \frac{MuG}{NuG} = \frac{90}{303} = 0.29 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.29 > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 0.0166 \text{ m} \rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

On peut l'essimer à une section en flexion simple avec des A_{fs} et A' d'ou on pourra tirer A_{fc} et A' de la flexion composée :

Calcul du moment fictif M_{uA}

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 90 + 303 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 99.11 \text{ kg.m}$$

Calcul des aciers de la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{99.11 \times 10}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.011 ; \mu_l = 0.392 \text{ pour } f_e E400 \quad \mu_l > \mu_{bu} \leftrightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011} \right) = 0.015$$

$$Z_u = d \left(1 - 0.4\alpha_u \right) = 8 \left(1 - 0.4 \times 0.015 \right) = 7.9 \text{ cm}$$

$$A_{fs} = \frac{M_{uA}}{z_u \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{99.11 \times 10}{7.9 \times \frac{400}{1.15}} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{FC} = A_{fs} - \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma_c}} = 0.56 - \frac{432 \times 10^{-2}}{\frac{400}{1.15}} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement

$$S_t = \min(3h, 33\text{cm}) \rightarrow s_t = 30 \text{ cm.}$$

Armatures de répartition

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{rep} = 4 \varnothing 6 = 1.13 \text{ cm}^2.$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 1.5 \times Q = 150 \text{ kg}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{1500}{1000 \times 80} = 0.01875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.01875 < \tau_{uadm} = 0.07 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

Donc pas de risque de fissuration par l'effort tranchant

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_a} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{s, \text{min}} = 0.097 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit $4\phi 8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

4. Schema de ferrailage

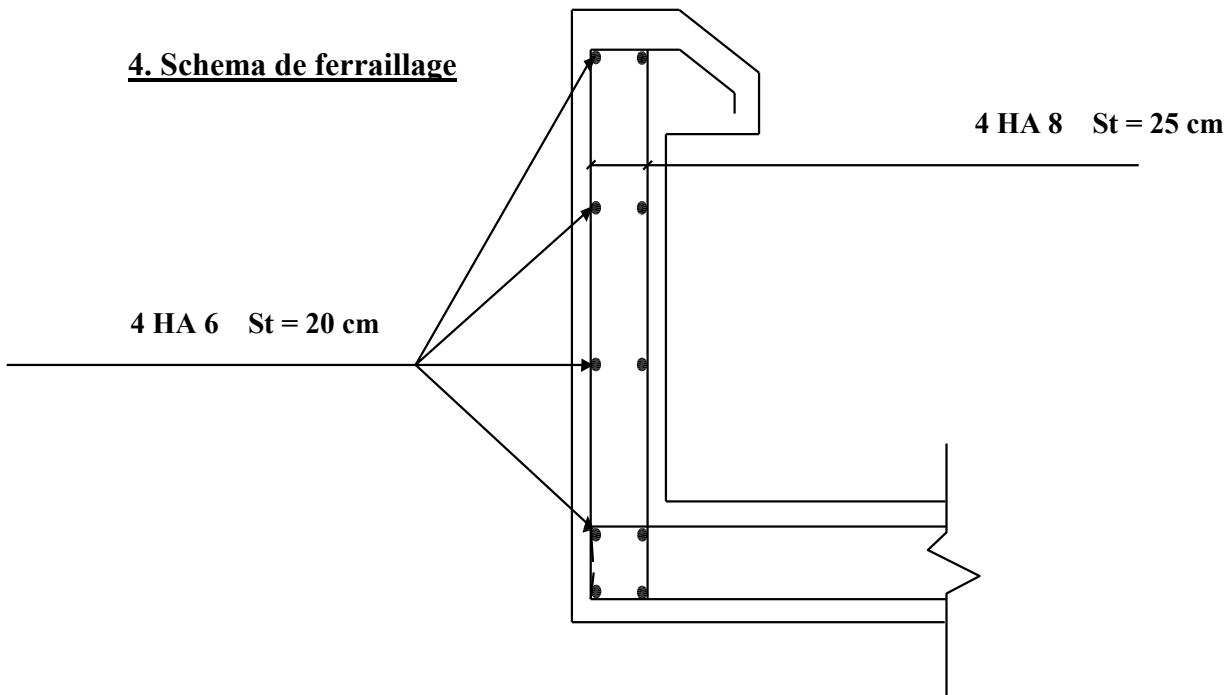


Figure IV.3

II- Etude des escaliers

❖ définitions

Les escaliers ont pour un but de relier les différents niveaux d'une même construction au moyen de gradins successifs pour permettre l'accès aux personnes.

Soit n_m : nombre des marches

n_c : nombre des contres marches

h : hauteur de la marche.

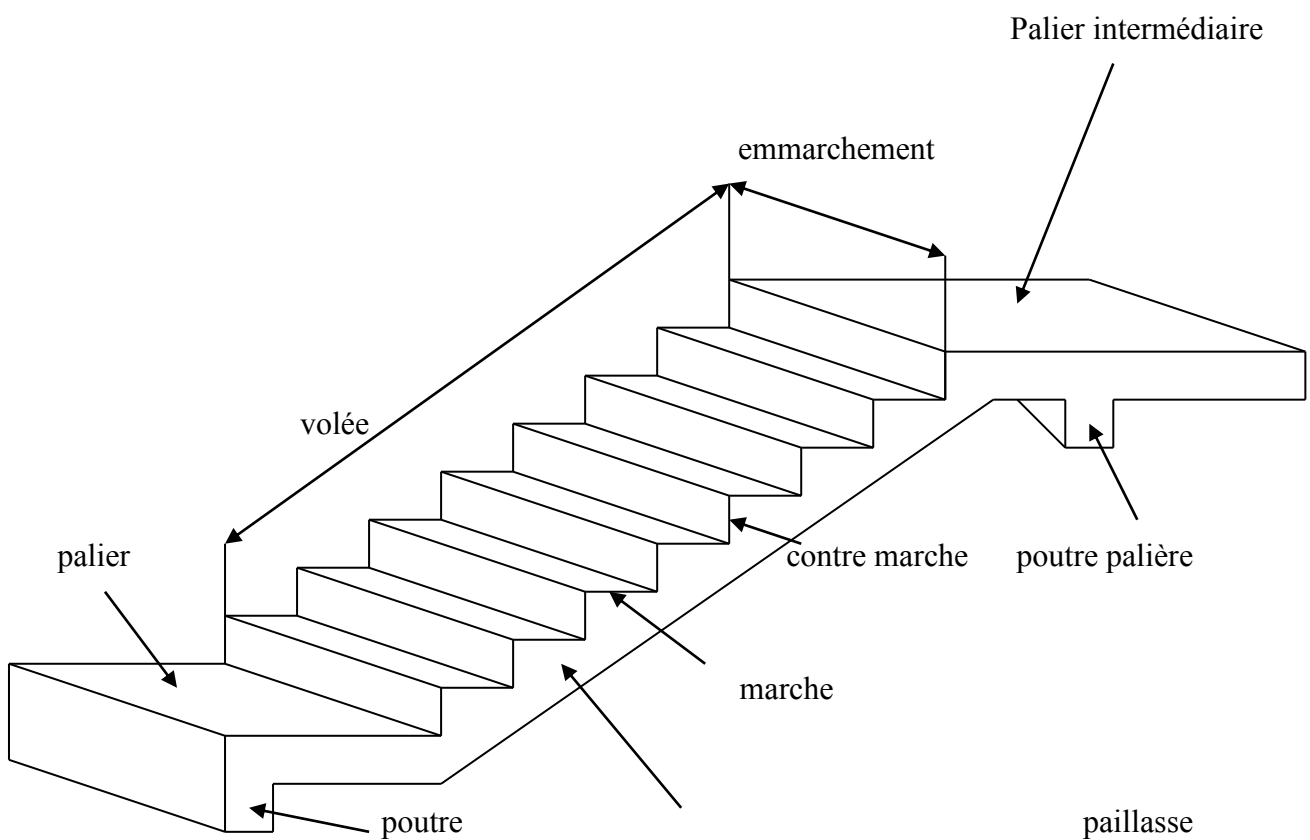


Figure IV.4

1- Présentation

L'escalier se présente comme un escalier traditionnel en béton armé de largeur 3.00 m et longueur de paillasse de 2.90 m avec un palier de 1.30 m de largeur .

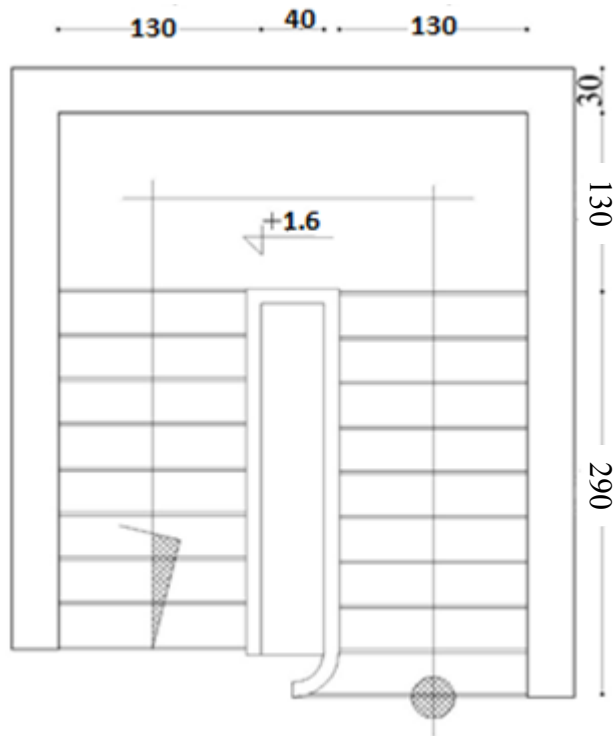


Figure IV.5 Vue en plan de l'escalier

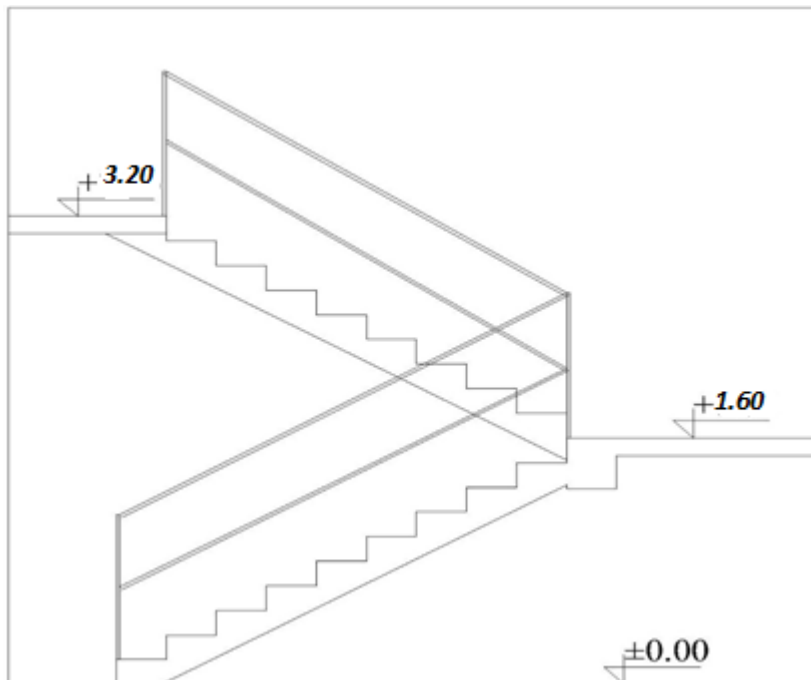


Figure IV.6 Coupe au niveau de l'escalier

2- Evaluation des charges

Pour notre emmarchement on aura :

Palier $G_1=0.535 \times 1.30 = 0.695 \text{ t/ml}$

Paillasse..... $G_2 = 0.862 \times 1.30=1.12 \text{ t/ml}$

Surcharge..... $Q_1 = 0.250 \times 1.30 = 0.325 \text{ t/ml}$

3- Les Combinaisons de Chargement sont:

ELU

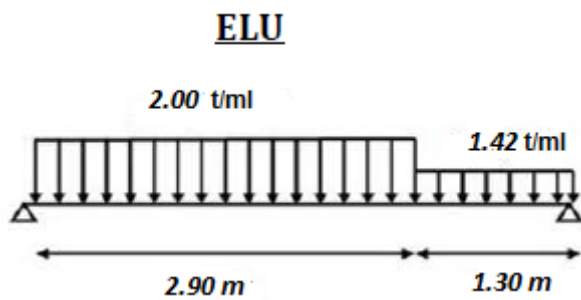
$q_{1u} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 0,695+1,5 \times 0,325 = 1,42 \text{ t/ml}$

$q_{2u} = 1,35 G_2 + 1,5 Q_2 = 1,35 \times 1,12 +1,5 \times 0,325 = 2.00 \text{ t/ml}$

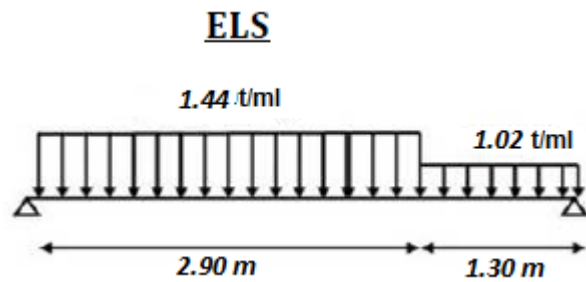
ELS

$q_{1s} = G_1+Q_1 = 0,695+0,325 = 1.02 \text{ t/ml}$

$q_{2s} = G_2+Q_2 = 1,12+0,325 = 1,44 \text{ t/ml}$



FigureIV.7



FigureIV.8

4- Calcul de la charge equivalente

$$q_e = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i}$$

q_i: charge répartie sur la longueur L_i;
L_i: longueur d'application de la charge q_i.

E L U

$$q_{equ} = (2.00 \times 2.90 + 1.42 \times 1.3) / (2.9 + 1.3)$$

$$q_{equ} = 1.83 \text{ t/ml}$$

E L S

$$q_{eqser} = (1.44 \times 2.9 + 1.02 \times 1.3) / (2.9 + 1.3)$$

$$q_{eqser} = 1.33 \text{ t/ml}$$

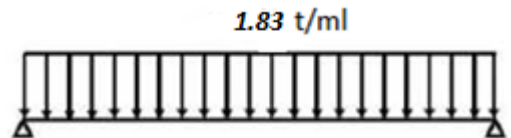


Figure IV.9

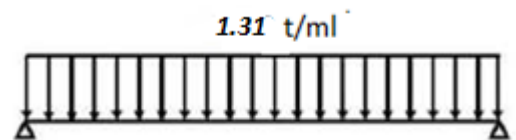


Figure IV.10

4.1- Calcul des efforts internes a l'E L U:

$$M_{0u} = q_u \cdot L^2 / 8 = 4.03 \text{ t.ml.}$$

$$V_u = q_u \cdot L / 2 = 3.84 \text{ t.}$$

En travée :

$$M_{travée} = 0,85 \cdot M_0 \quad M_{travée} = 0,85 \times 4.03 = 3.42 \text{ t.m}$$

En appui :

$$M_{appui} = 0,2 \cdot M_0 \quad M_{appui} = 0,2 \times 4.03 = 0.80 \text{ t.m}$$



Figure IV.11

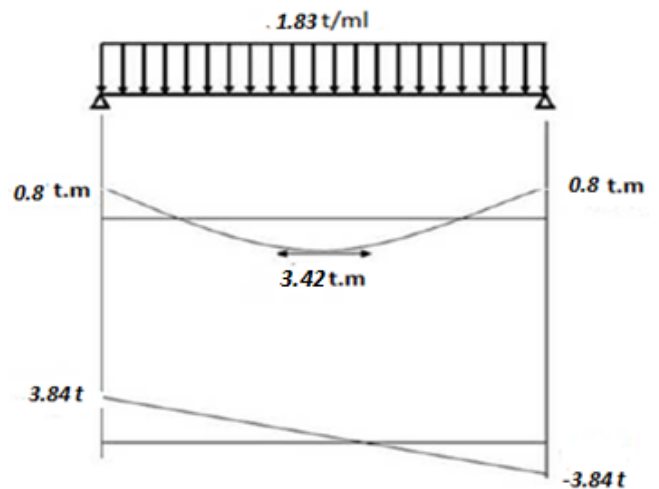


Figure IV.12

4.2- Calcul des efforts internes a l'E L s:

$$M_{0s} = q_u \cdot L^2 / 8 = 2.88 \text{ t.ml.}$$

$$V_s = q_s \cdot L/2 = 2.75 \text{ t.}$$

En travée :

$$M_{travée} = 0,85 \cdot M_0 \quad M^{travée} = 0,85 \times 2.88 = 2.44 \text{ t.m}$$

En appui :

$$M_{appui} = 0,2 \cdot M_0 \quad M_{appui} = 0,2 \times 2.88 = 0.57 \text{ t.m}$$

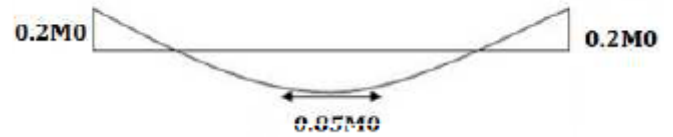


Figure IV.13

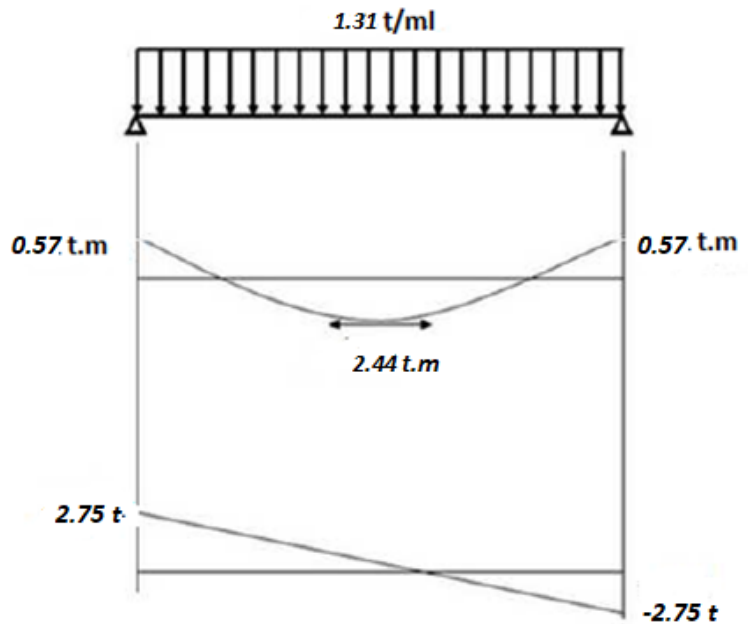


Figure IV.14

5-Ferraillage

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.

a . En travée :

On a : $d = 0.135\text{m}$ $b = 0.13\text{m}$ $\gamma_s = 1.15$ $f_e = 400$

, $F_{bu} = 14.20\text{MPa}$

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

$$\mu_{bu} = \frac{3.42 \times 10000}{1.3 \times 135 \times 135 \times 14.20} = 0.010$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0.010)}) = 0.013$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 13.42$$

$$A_s = M_u / z \cdot f_e / \gamma_s = 7.32 \text{ cm}^2$$

Vérifications

1.condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 130 \times 13.5 \times 2.1 / 400 = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}(A_{\min}, A_{\text{cal}}) = \text{Max}(2.11, 7.32) \gg A_s = 7.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.32 \text{ cm}^2, \text{ soit } 7 \text{ HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 7.92 / 4 = 1.98 \text{ cm}^2, \text{ soit } ; 5\text{HA}8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2. calcul de l'espacement

$$s_t \geq s_{t \max} = \min(0.9d, 40\text{cm}) = 12.15 \text{ cm}$$

On prend $s_t = 20 \text{ cm}$

3.Vérification au cisaillement:

$$\tau_U = \frac{T_u}{b_0 d}$$

Fissuration peu nuisible $\tau_U = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_U} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} \rightarrow$

$$\tau_U = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{2.75 \times 10000}{1.3 \times 1000 \times 135} = 0.156 MPa$$

$$\overline{\tau_U} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right\}$$

$$\overline{\tau_U} = \min \{ 3,33; 5MPa \}$$

$$\overline{\tau_U} = 3,33 MPa \Rightarrow 0.156 < 3.33 \Leftrightarrow \tau_U < \overline{\tau_U}$$

La condition est vérifiée , donc il n'y a pas de risque de fissuration par l'effort tranchant

4.vérification à E.L.S :

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.

Pour les poutre à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont acier de Fe =400Mpa, si ce condition suivant est vérifié $\alpha_U < \alpha$. Avec :

$$\text{avec } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad \alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_c}{100}$$

Section	$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$	α_U	$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_c}{100}$	Comparaison
Travée	1.40	0.013	0.45	0.013 < 0.45

Tableau 1

b. En appuis :

$$\mu = \frac{0.80 \times 10000}{1.3 \times 145 \times 14.5 \times 14.20} = 0.020$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.020)}) = 0.026$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.133$$

$$A_s = M_u / z \cdot f_e / \gamma_s = 0.017 \text{ cm}^2$$

Vérifications

1. condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 130 \times 13.5 \times 2.1 / 400 = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}(A_{mn}, A_{cal}) = \text{Max}(2.11, 0.017) \gg A_s = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.11 \text{ cm}^2, \text{ soit } 5 \text{ HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 3.92 / 4 = 0.98 \text{ cm}^2, \text{ soit ; } 5 \text{ HA}8 / \text{ml} = 2.513 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2. calcul de l'espacement

$$S_t > S_{t \max} = \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = 12.15 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

3. Vérification au cisaillement:

$$\tau_U = \frac{T_u}{b_0 d}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \tau_U = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \overline{\tau_U} = \min\left\{0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} \rightarrow$$

$$\tau_U = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{3.84 \times 10000}{1.3 \times 1000 \times 135} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left\{0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\}$$

$$\overline{\tau}_U = \min\{3,33;5MPa\}$$

$$\overline{\tau}_U = 3,33MPa \Rightarrow 0.21 < 3.33 \Leftrightarrow \tau_U < \overline{\tau}_U$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de fissuration par l'effort tranchant

4.vérification à E.L.S :

Vérification de la contrainte de compression d'après le B.A.E.L.

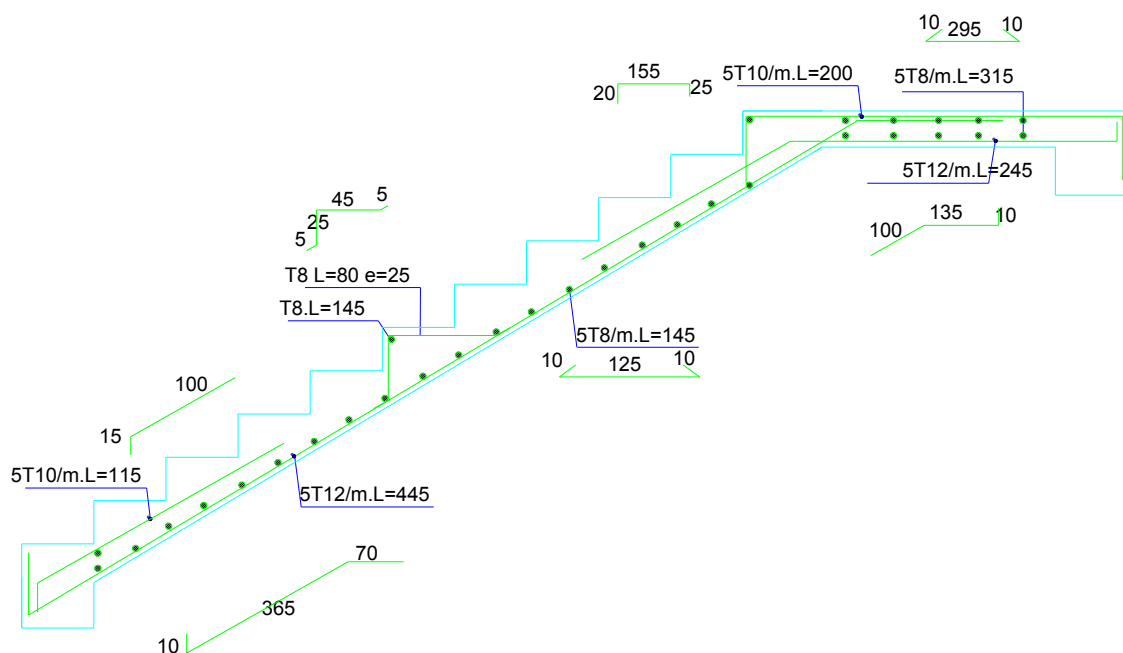
Pour les poutre à section rectangulaire soumises à la flexion simple dont les armatures sont acier de Fe =400Mpa,si ce condition suivant est vérifier $\alpha_U < \alpha$. Avec :

$$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_c \cdot 28}{100} \text{ avec } \delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Section	$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}}$	α_U	$\alpha = \frac{\delta - 1}{2} + \frac{f_c \cdot 28}{100}$	Comparaison
Travée	1.40	0.026	0.43	0.026 < 0.43

Tableau 2

-Schéma de ferrailage



6- Calcul de la poutre palière

La poutre palière travaille sous 2 types de sollicitation :

D'une part à la flexion simple (sous l'effet de son propre , de la réaction du palier ou de la paillasse ainsi que du poids du mur qu'elle supporte éventuellement)

D'autre part à la torsion (sous l'effet des moments sur appui générés par le palier ou la paillasse) .

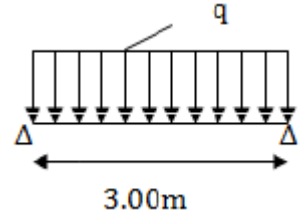


Figure IV.15

a) Pré-dimensionnement de la poutre palière

$$\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{3.00}{15} \leq h_p \leq \frac{3.00}{10}$$

$$20 \text{ cm} \leq h_p \leq 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA version 99-2003

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{on adopte } h = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Donc la section de la poutre palière est de (30 x 35) cm²

b) Evaluation des charges

$$\text{Poids propre : } 0.3 \times 0.35 \times 2500 = 0.26 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poids propre du mur : } 1.265 \times 0.414 = 0.523$$

$$\text{Réaction de la paillasse } R_u = qe_u \times 4.20/2 = 1.83 \times 4.20/2 = 3.84 \text{ t/ml}$$

$$\text{Réaction de la paillasse } R_s = qe_s \times 4.20/2 = 1.33 \times 4.20/2 = 2.79 \text{ t/ml}$$

c) Calcul des moments :

E.L.U

$$q_u = 1.35G + R_u = 1.35 (0.26 + 0.523) + 3.84 \times 1 \text{ m} = 4.8 \text{ t/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{4.8 \times 3^2}{8} = 5.4 \text{ t.m}$$

$$\text{Travée : } M_t = 0.85M_0 = 4.59 \text{ t.m}$$

$$\text{Appui : } M_a = -0.2M_0 = -1.08 \text{ t.m}$$

E.L.S :

$$q = 1.35G + R_s = 1.35 (0.26 + 0.523) + 2.79 = 3.84 \text{ t/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{3.84 \times 3^2}{8} = 4.32 \text{ t.m}$$

Travée $M_t = 0.85M_0 = 3.67 \text{ t.m}$

Appui $M_a = 0.2M_0 = 0.86 \text{ t.m}$

Calcul les armatures à E L U

On à : $b = 30 \text{ cm}$ $d = 31.5 \text{ cm}$ $C = 2 \text{ cm}$

$$F_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{calculée} = \frac{M_{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}, \quad \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

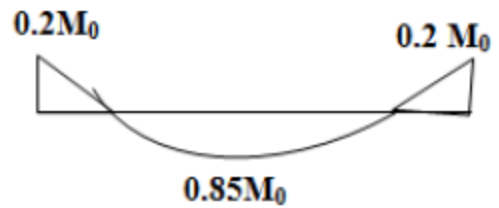


Figure IV.16

Calcul la section minimale

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

d-Calcul de ferrailage :

	Mu (t.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α_u	β	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adaptée (cm ²)
Travée	4.59	30	31.5	0.10	0.132	0.947	4.42	1.20	3HA14 =4.62
Appui	1.08	30	31.5	0.025	0.032	0.987	0.99	1.20	3HA12 =3.39

Tableau 3

e-Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{4.8 \times 3}{2} = 7.2t$$

$$\tau_U = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{7.2 \times 10000}{300 \times 315} = 0.76 MPa$$

$$\overline{\tau_U} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 MPa \right\}$$

$$\overline{\tau_U} = \min \{ 3.33; 5 MPa \}$$

$$\overline{\tau_U} = 3.33 MPa \Rightarrow 0.76 < 3.33 \Leftrightarrow \tau_U < \overline{\tau_U}$$

Les condition est vérifier donc il n'y a pas de risque de fissuration par l'effort tranchant

Les aciers transversaux sont disposés à 90°

f-Verification de l'espacement minimal et de la section minimale des armatures :

$$S_t \leq \min (0.9d : 40cm) \text{ et aussi } \frac{A_t}{b \times s_t} \times f_e \geq 0.4 \text{ Mpa}$$

Calcul de A_t

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varnothing_{Lmin}, \frac{b}{10} \right) = \min (10, 12, 30) \text{ mm} = 10 \text{ mm}$$

$\varnothing_t \leq 10 \text{ mm}$ on adopte des **HA8**

L'espacement minimal sera alor :

$$S_t \leq \min (28.35cm, 40 \text{ cm}) = 28.35cm$$

$$S_t = \mathbf{28.35 \text{ cm}}$$



$$S_t \leq \frac{\frac{(4 \times 3.14 \times 0.2^2)}{4}}{0.4 \times 30} \times 400 = 67 \text{ cm}$$

On adopte un espacement $s_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$

h-Schéma de ferrailage de la poutre palier :

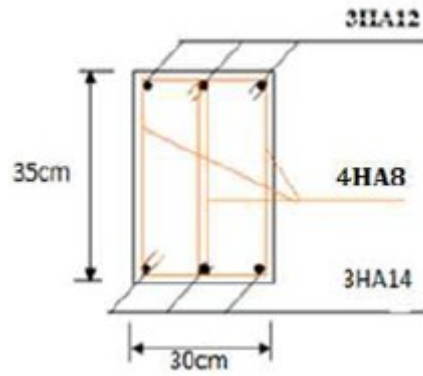


Figure IV.17 schéma de ferrailage de la poutre palier:

III- ETUDE DES BALCONS

❖ Introduction

Les balcons sont considérés comme poutre console encastrée sur la poutre longitudinale de rive, ils sont calculés comme une dalle en porte à faux le balcon la plus sollicité est de 2.5m de longueur et de 1.0m de largeur .il sera constitué d'une dalle pleine d'épaisseur 15 cm.

La charge et sur charge agissant. Sur une bande de 1m.

1.Poids propre

- Carrelage	2cm	$\gamma = 2200kg/m^3$	44kg/m ²
- mortier de pose	1.5cm	$\gamma = 2000kg/m^3$	30kg/m ²
- sable	1 cm	$\gamma = 1800kg/m^3$	18kg/m ²
-dalle en béton armée	15cm	$\gamma = 2500kg/m^3$	375kg/m ²
- enduit de ciment	2 cm	$\gamma = 2000kg/m^3$	40kg/m ²
Cloison			100kg/m ²
G= 607 kg/m ²			
Sur charge Q=350 kg/m ²			

2.Combinaison d'action:

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 607 + 1.5 \times 350 \Rightarrow q_u = 1344.45kg/m^2$$

On prend une bande de 1m $\Rightarrow q_u = 1344,45kg/ml$

- la charge de barreaux pour 1ml $\Rightarrow p_u = 50kg/ml$

On assimile le balcon a une bande de 1m de longueur $\Rightarrow p_u = 1.35 \times 50 = 67.5kg$

La force due a la mains courante $f=100kg/ml$ pour une bande 1m de longueur

$$1.5 \times F \Rightarrow Q = 150 kg$$

*le moment provoqué par F

$$M_0 = F \times 1.5 \Rightarrow M_0 = 150 \times 1.5 = 225 kg.m$$

Le moment max se trouve à l'extrémité d'encastrement

$$M_u = \frac{qL^2}{2} + M_0 + p.l$$

$$M_U = \frac{1344.45 \times 1.5^2}{2} + 225 + 67.5 \times 1.5 = 1838.75 \text{ kg.m} \Rightarrow M_u = 1838.75 \text{ kg.m}$$

E L S:

$$= G+Q=607+350=957 \text{ kg/m}^2 q_{ser}$$

on prend une bande de 1m $\Rightarrow q_{ser} = 957 \text{ kg/ml}$

-la charge de barreaux pour 1m $\Rightarrow p = 50 \text{ kg/ml}$ on assimile le balcon au une bande de 1m

langueur $\Rightarrow p_{ser} = p = 50 \text{ kg}$

La force due a la main courant $F = 100 \text{ Kg/ml}$.

Pour une bande de 1m langueur $F = 100 \text{ Kg}$

$$= F = 100 \text{ Kg } F_{ser}$$

Le moment provoque par F_{ser}

$$M_0 = F \times 1.5 = 100 \times 1.5 = 150 \text{ Kg.m}$$

Le moment max se trouve a l'extrimite d'encastrement

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} + M_0 + P_{ser} \times L$$

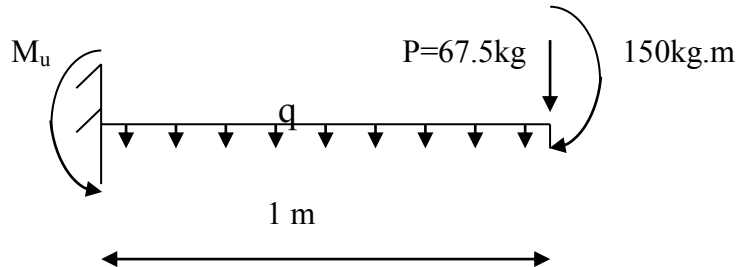
$$M_{ser} = \frac{957 \times 1.5^2}{2} + 150 + 67.5 \times 1.5 = 1327.87 \text{ kg.m} \Rightarrow M_{ser} = 1327.87 \text{ kg.m}$$

3.Ferraillage

$$M_u = 1838.75 \text{ kg.m}$$

$$\text{Acier : } f_e = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{Béton ; } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$$



$$b=100\text{cm} \quad , \quad d=0.9 \times h = 0.9 \times 15 = 13.5\text{cm} \quad , \quad c=2\text{cm}.$$

1.Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_u}{b F_{bu} d^2} = \frac{1838.75 \times 10^4}{1000 \times 135^2 \times 14.2} = 0.071$$

d'armature comprimée $\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0. pas$

2.Calcul de α :

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.071)})$$

$$\alpha = 0.0925$$

3.Calcul de β :

$$B = 1 - 0,4\alpha$$

$$B = 1 - 0.4(0.0925)$$

$$B = 0.96$$

$$A_u = \frac{M_u}{B.d.\sigma_{st}} = \frac{1838.75 \times 10^4}{(0.96 \times 135 \times 348)} = 4.07 \text{ cm}^2$$

4.Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 13.5 \times 100 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

donc : adopte.6HA12 = 6.79 cm^2 $A_u > A_{\min}$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{1}{4} A_U = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

Adopte 4HA10 = 3.14 cm²

5.Effort tranchant :

$$V_{\max} = RA = ql + F + p = 1344.45 \times 1.5 + 150 + 67.5 = 2234.17 \text{ kg}$$

$$V_{\max} = 2234.17 \text{ kg}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{2234.17 \times 10}{1000 \times 135} = 0.16 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_c 28}{\sigma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min \{ 2.5, 4 \text{ Mpa} \}$$

$$0.16 < 2.5 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

6.Calcul de l'espacement :

Fissuration préjudiciable

Espacement longitudinal

$$St = \min \{ 0.9d, 40 \text{ cm} \} \Rightarrow St = 16,2 \text{ cm}$$

On prend : St=16cm.

7.Schéma de ferrailage du balcon

Les armatures principales seront bien ancrées dans les poutres, et les armatures de répartition seront placées en haut.

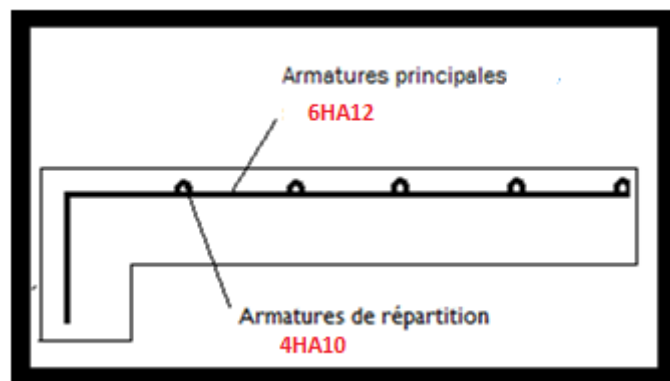


Figure IV.4 : schéma de ferrailage du balcon

VI- Etude des plancher

❖ Définition :

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

une fonction de résistance mécanique : il doit être supporter son poids propre et les surcharges.

une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assuré par un feux plafond ou un revêtement de sol approprié.

La méthode forfaitaire :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moment en travée et les moment sur appuis à des fraction fixées forfaitairement de la valeur, maximale du moment M_0 dans la travée isostatique.

▪ 1-Plancher etage courant (type 1) :poutre sur 6 appuis

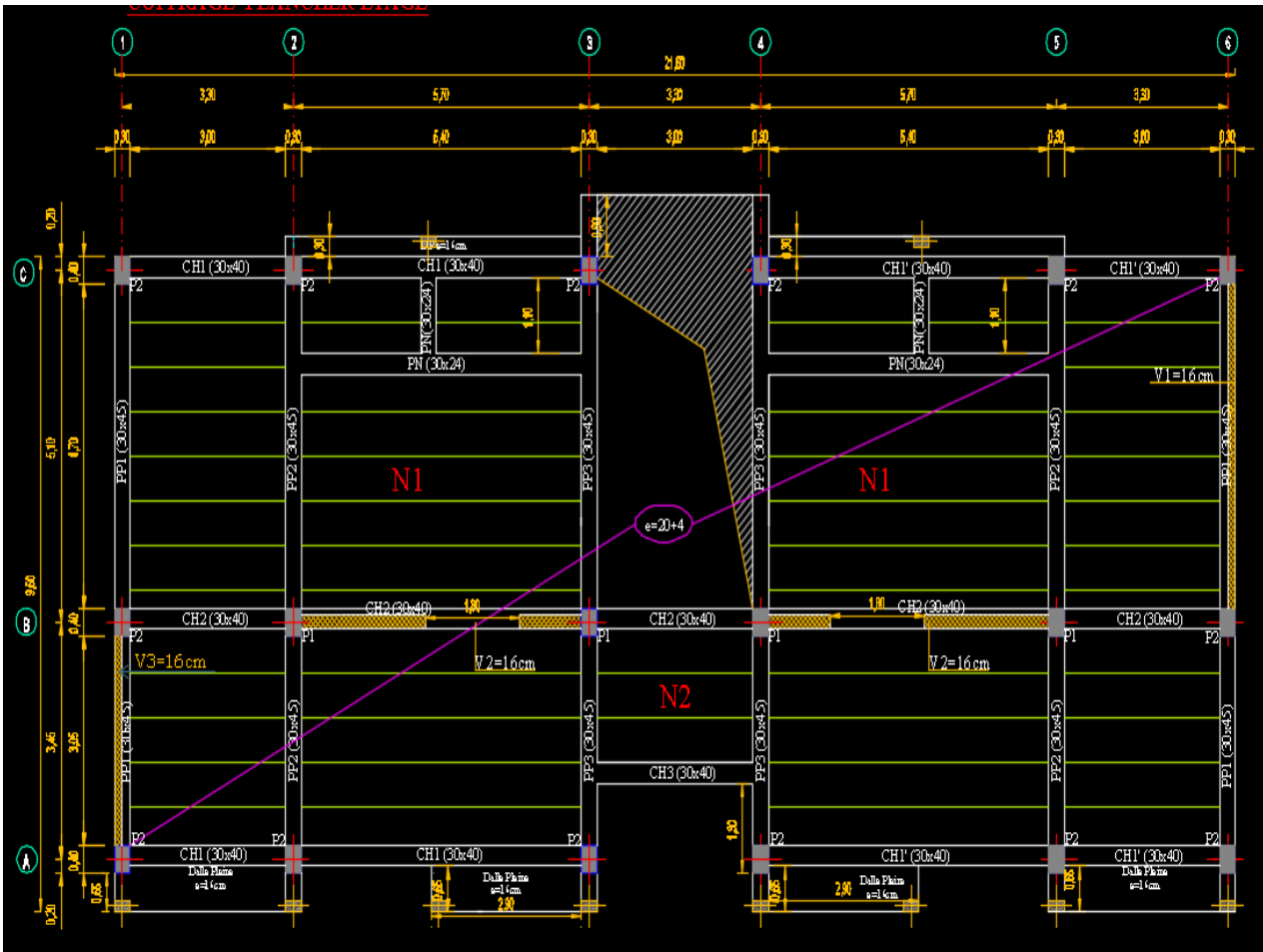


Figure IV.18 : PLAN DE COFFRAGE

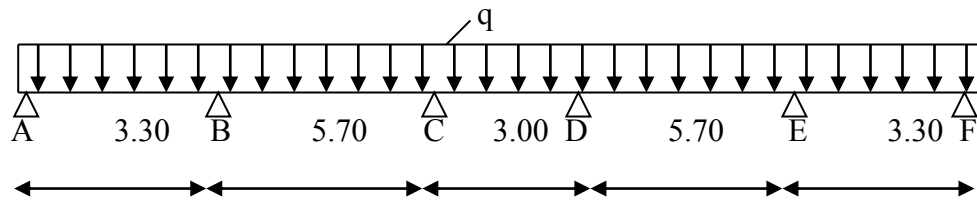
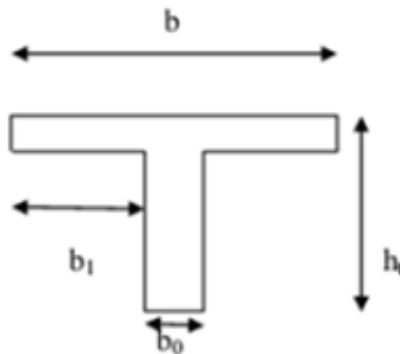


Figure IV19

1. Dimensionnement des poutrelles

Elles sont considérées comme des sections en T dont la hauteur est de 20cm.



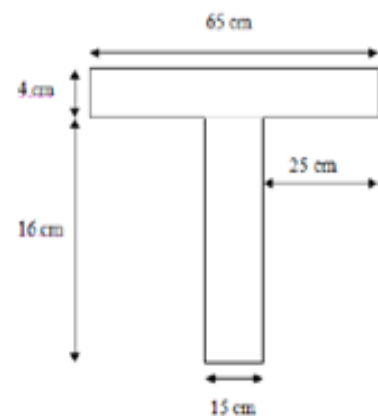
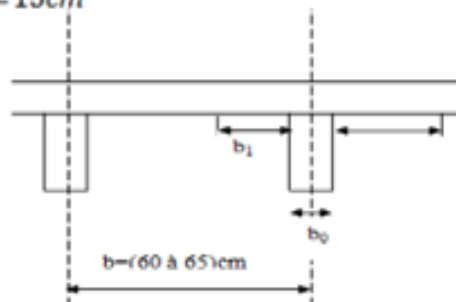
$$b_1 = \min\left(\frac{L_n}{2}; \frac{L_{\max}}{10}; 6 \cdot h_0\right)$$

L_n : distance entre axes des nervures (poutrelles) et $h_0 = 4\text{cm}$.

$50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm}$, donc, on adopte $L_n = 65\text{cm}$.

$$b_1 = \min\left(\frac{65}{2}; \frac{420}{10}; 6 \times 4\right) = 24\text{cm} \text{ , on adopte } b_1 = 25\text{cm}.$$

$$b_0 = b - 2 \cdot b_1 = 65 - 2 \times 25 = 15\text{cm}$$



2- Evaluation des charges

-charge permanente : $G= 535 \text{ kg/m}^2$

-charge d'exploitation : $Q= 150 \text{ kg/m}^2$ (cas des chambres)

3- vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

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

- 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

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.30}{5.70} \leq 1.25 \text{ non vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{5.70}{3.00} \leq 1.25 \text{ non vérifiée}$$

Donc on utilise la méthode de Caquot pour calcul des moments.

4- Combinaison de charges

ELU

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

$$q_u = 1,35(535) + 1,5(150) = 947.25 \text{ kg/m}^2$$

ELS

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 535 + 150 = 685 \text{ kg/m}^2$$

-La charge revenant a chaque poutrelle :

$$q_u = 947.25 \times 0,65 = 615.71 \text{ kg/ml}$$

$$q_{ser} = 685 \times 0,65 = 445.25 \text{ kg/ml}$$

5- Calcul des moments sur appuis

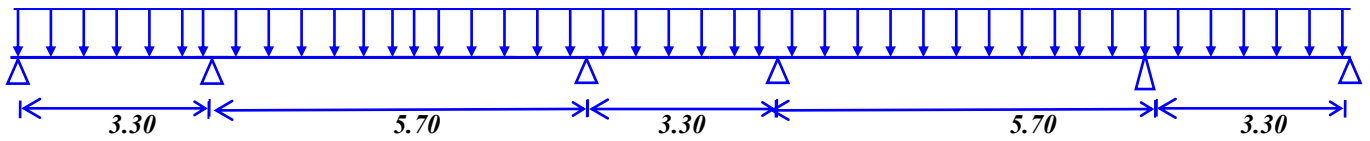


Figure IV.20

- Appuis A et F

$$M_A = M_f = 0$$

- Appuis B et E

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

$$l_w' = l_w = 3.30 \text{ m} \quad l_e' = 0.8 l_e = 0.8 \times 5.70 = 4.56$$

$$M_B = M_E = \frac{6157.1 (3.75)^3 + 6157.1 (4.56)^3}{8.5(3.30+4.56)} = 14448.15 \text{ N.m}$$

- Appuis C et D

$$l_w' = 0.8 l_w = 0.8 \times 5.70 = 4.56 \text{ m} \quad l_e' = 0.8 l_e = 0.8 \times 3.30 = 2.64 \text{ m}$$

$$M_c = M_d = \frac{6157.1 (4.56)^3 + 6157.1 (2.64)^3}{8.5(4.56+2.64)} = 11390.49 \text{ N.m}$$

6- Calcul des moments en travées

On isolee chaque travée :

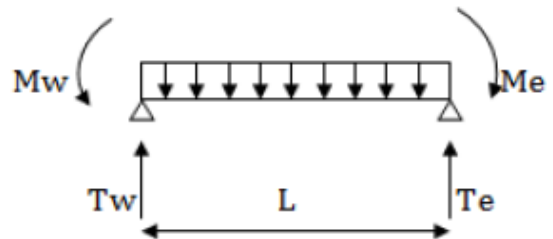


Figure IV.21

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

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

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

Travée	Mw	Me	Q	L	Tw	Te	X	Mt
I et V	0	14448.15	6157.1	3.30	5780.98	14537.44	0.94	2713.92
II et IV	14448.15	11390.49	6157.1	5.7	19873.64	17011.30	3.22	17615.33
III	11390.49	11390.49	6157.1	3.30	10159.21	10159.21	1.65	13753.21

Tableau 1

Diagramme des moments de flexion

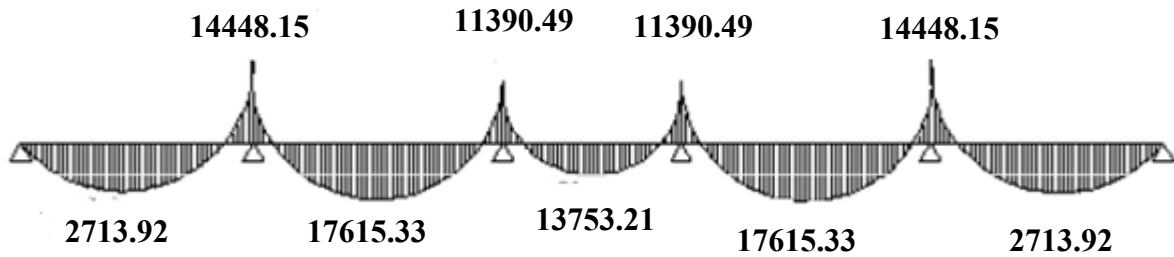


Figure IV.22

Diagramme de l'effort tranchant

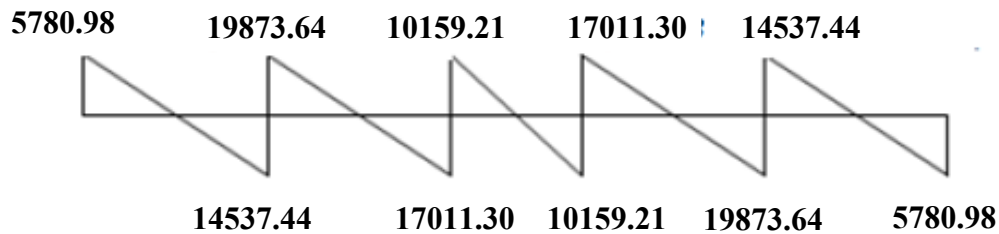


Figure IV.23

7- Ferrailage

Calcul du moment équilibré par la table de compression

$$M_{tbu} = F_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{tbu} = 14,2 \times 65 \times 4 \left(21,6 - \frac{4}{2}\right)$$

$$M_{tbu} = 72363,2 \text{ N.m} > M_u = 41005,82 \text{ N.m}$$

Etape de calcul

On a $M_{tbu} > M_u$: la section est calculer comme une section rectangulaire de dimension b.h sur travée et $b_0.h$ sur appuis

1. Calcul de μ :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 F_{bu}} \text{ on trouve } \mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

2. Calcul de α :

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

3.Calcul de β :

$$B= 1-0,4\alpha$$

4.Calcul de A:

$$A = \frac{M_u}{B.d.\sigma_{st}} \quad / \sigma_{st} = 348Mpa$$

5.Calcul de la section d'armature minimale

$$A_{min} \geq 0,23 \text{ b.d. } \frac{F_{t28}}{F_e}$$

- Au niveau d'appuis :

$$A_{min} = 0,23 \times 15 \times 21.6 \times 2.1/400 \rightarrow A_{min} \geq 0,39 \text{ cm}^2$$

- Au niveau de travée :

$$A_{min} = 0,23 \times 65 \times 21.6 \times 2.1/400 \rightarrow A_{min} \geq 1,69 \text{ cm}^2$$

Section	M _{umax} (N.m)	M _{tbu} (N.m)	B,b ₀ (cm)	D (cm)	μ	α	β	A calcul (cm) ²	A min (cm) ²	Aadopte (cm) ²
Appuis B-C	14448.15	72363.2	15	21.6	0.145	0.200	0.920	2.09	0,39	2HA12=2.26
Travée I- V	17615.33	72363.2	65	21.6	0.095	0.125	0.950	3.60	1,69	3HA14=4.62

tableau 2

6.Vérification de la contrainte de cisaillement :

On a: $V_{max} = 17011.13 \text{ N}$ $b_0 = 15\text{cm}$ $d = 21.6 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{17011.13}{150 \times 216} \Rightarrow \tau_u = 0,53Mpa$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa \right\}$

Donc $\bar{\tau}_u = 3,33Mpa$

On a $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires aux armatures longitudinales

, (pas de risque de fissuration par l'effort tranchant).

7.Calcul de l'espacement

$$St \leq \min \{0,9d, 40\text{cm}\} : St \leq 19.44\text{cm}$$

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

Le premier cadre sera $St/2 = 7,5\text{cm}$

- Suivant la série de Caquot et suivant les RPA 2003 on adopte , l'espacement dans la zone Nodale

8.Calcul de la longueur de recouvrement :

- FeE400
- $L_s = 40 \phi_l$: $L_s = 40 \times 1,0 = 40\text{ cm}$
- Pour les Armatures transversal en prend des étrées $\phi 6$ $A_t = 0,57\text{cm}^2$

8-Schéma de ferrailage des poutrelles

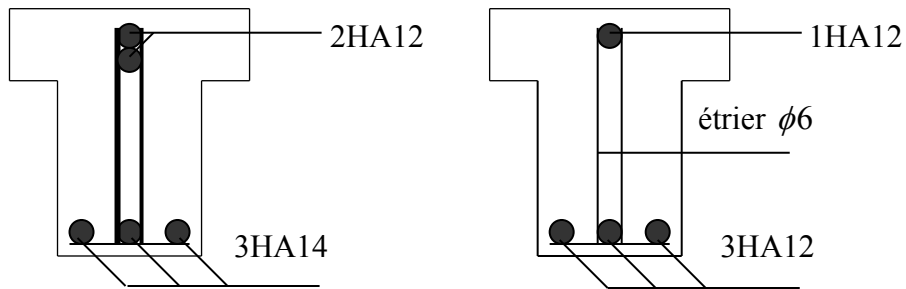
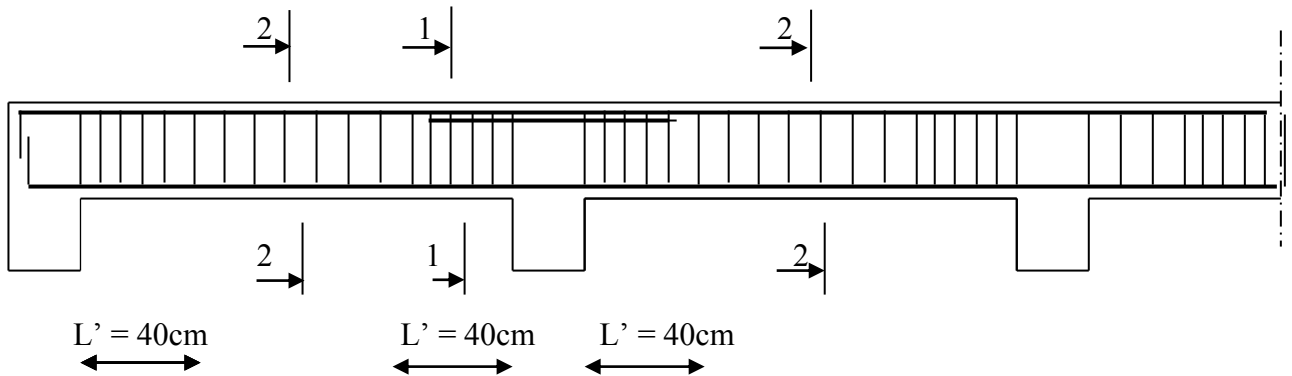


Figure IV27 : schéma de ferrailage des poutrelles

Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **robot 2010** qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

A. Modèle de la structure en 3D :

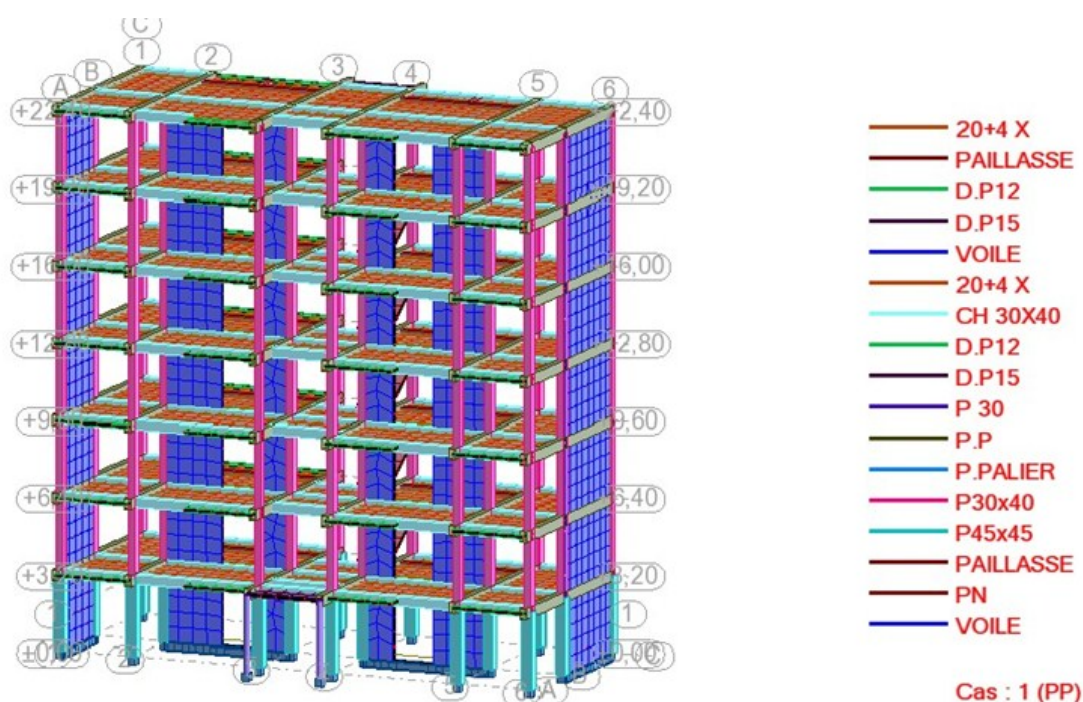


Figure V.1 : Vue en 3D de la structure

Chapitre 5 : Modélisation

B. Données géométriques de la structure :

Type de structure : Coque

<u>Coordonnées du centre géométrique de la structure</u>	<u>Coordonnées du centre de gravité de la structure</u>
X = 10.580(m)	X = 10.750 (m)
Y = 4.240 (m)	Y = 4.200 (m)
Z = 10.200 (m)	Z = 10.913 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 60457873.740 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 97831714.819 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 54959792.178 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 998530.000 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 10.737 \text{ (m)}$$

$$Y = 4.203 \text{ (m)}$$

$$Z = 10.968 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$I_x = 65235266.333 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 105072852.590 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 59182725.010 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 1081259.978 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de nœuds:	5449
Nombre de barres:	492
Appuis:	48
Combinaisons:	15

Chapitre 5 : Modélisation

C. Tableaux des chargements statiques (PP, G, Q) :

Cas	Type de charge	Liste	Valeurs de la charge
PP	poids propre	3 5A27 29A105 110A118 120A196 201A209 211A287 292A300 302A378 1152A1164 1170A1174 1179A1189 1192A1201 1215A1218 1223A1226 1237A1239 1322A1336 1657A1659 1661A1670 1166 1168 1177 1206 1210 1212 1213 1220 1221 1228 1229 1231 1232 1235 1245 1247 1352 1353 1356 1374 1672 1674A1692 1695A1700 1703A1737 1739A1744 1747A1749 1751A1760 1764A1783 1785A1790 1794A1809 1762 1816A1819 1821A1827 1829A1834 1855A1859 1862 1863 1872 1874	PZ Moins Coef=1,00
G	charge uniforme		PZ=-0,81[kN/m]
G	(EF) surfaccique uniforme	1185	PZ=-0,16[kN/m2]
G	(EF) surfaccique uniforme	1235	PZ=-0,42[kN/m2]
G	(EF) linéaire sur les bords	1200_BORD(2) 1201_BORD(2)	PZ=-0,81[kN/m]
G	(EF) linéaire sur les bords	1196_BORD(3) 1197_BORD(3) 1198_BORD(3) 1199_BORD(3) 1200_BORD(3) 1201_BORD(3)	PZ=-0,65[kN/m]
G	charge uniforme	15 17	PZ=-0,81[kN/m]
2	charge uniforme	1171 1173 1179A1182	PZ=-0,65[kN/m]
G	charge uniforme	1157 1158 1172 1174 1177 1186A1189 1194 1195 1247	PZ=-0,81[kN/m]
G	charge uniforme	3 6 1748 1749 1752A1754 1767A1770 1772 1777 1779A1783 1856 1857 1859	PZ=-0,22[kN/m]
G	(EF) linéaire sur les bords	1785_BORD(3) 1786_BORD(3) 1787_BORD(2 3) 1788_BORD(2 3) 1789_BORD(2 3) 1790_BORD(2) 1855_BORD(3)	PZ=-0,22[kN/m]
G	(EF) surfaccique uniforme	1816A1819 1821A1827 1829 1830 1858	PZ=-0,35[kN/m2]
G	(EF) surfaccique uniforme	1785A1790 1855	PZ=-0,18[kN/m2]
G	(EF) surfaccique uniforme	88A101 179A192 270A283 361A374 1726A1737 1739 1740	PZ=-0,21[kN/m2]
G	(EF) surfaccique uniforme	59A64 150A155 241A246 332A337 1695A1700	PZ=-0,18[kN/m2]

Chapitre 5 : Modélisation

G	(EF) linéaire sur les bords	59_BORD(3) 60_BORD(3) 61_BORD(3) 62_BORD(3) 63_BORD(3) 64_BORD(3) 150_BORD(3) 151_BORD(3) 152_BORD(3) 153_BORD(3) 154_BORD(3) 155_BORD(3) 241_BORD(3) 242_BORD(3) 243_BORD(3) 244_BORD(3) 245_BORD(3) 246_BORD(3) 332_BORD(3) 333_BORD(3) 334_BORD(3) 335_BORD(3) 336_BORD(3) 337_BORD(3) 1695_BORD(3) 1696_BORD(3) 1697_BORD(3) 1698_BORD(3) 1699_BORD(3) 1700_BORD(3)	PZ=-0,65[kN/m]
G	charge uniforme	23A296P91 24A297P91 26A299P91 31A304P91 32A305P91 43A46 48A321P91 55A58 134A137 146A149 225A228 237A240 316A319 328A331 1658 1663 1664 1677A1680 1682 1689A1692 1862 1863	PZ=-0,81[kN/m]
G	charge uniforme	7 10 19A292P91 22A295P91 49A53 140A144 231A235 322A326 1683A1687	PZ=-0,65[kN/m]
G	(EF) linéaire sur les bords	61_BORD(2) 62_BORD(2) 63_BORD(2) 64_BORD(2) 152_BORD(2) 153_BORD(2) 154_BORD(2) 155_BORD(2) 243_BORD(2) 244_BORD(2) 245_BORD(2) 246_BORD(2) 334_BORD(2) 335_BORD(2) 336_BORD(2) 337_BORD(2) 1697_BORD(2) 1698_BORD(2) 1699_BORD(2) 1700_BORD(2)	PZ=-0,81[kN/m]
G	(EF) surfacique uniforme	86A359P91 87A360P91 1724 1725	PZ=-0,43[kN/m ²]
G	(EF) surfacique uniforme	82A355P91 1720	PZ=-0,16[kN/m ²]
G	(EF) surfacique uniforme	1322A1332	PZ=-0,21[kN/m ²]
G	(EF) surfacique uniforme	1184 1196A1201	PZ=-0,18[kN/m ²]
Q	(EF) surfacique uniforme	18 271 858	PZ=-0,15[kN/m ²]
Q	(EF) surfacique uniforme	1816A1819 1821A1826 1829 1830	PZ=-0,10[kN/m ²]
Q	(EF) surfacique uniforme	1785A1790 1855	PZ=-0,35[kN/m ²]
Q	(EF) surfacique uniforme	88A101 179A192 270A283 361A374 1726A1737 1739 1740	PZ=-0,15[kN/m ²]
Q	(EF) surfacique uniforme	59A64 150A155 241A246 332A337 1695A1700	PZ=-0,35[kN/m ²]

Chapitre 5 : Modélisation

Q	(EF) surfacique uniforme	82A355P91 86A359P91 87A360P91 1720 1724 1725	PZ=-0,25[kN/m2]
Q	(EF) surfacique uniforme	1322A1332	PZ=-0,15[kN/m2]
Q	(EF) surfacique uniforme	1184 1196A1201	PZ=-0,35[kN/m2]
Q	(EF) surfacique uniforme	11 851 235	PZ=-0,25[kN/m2]

D. Les différents résultats du calcul dynamique (modale et sismique) :

Cas 04

Type d'analyse : Modale

❖ Données:

Mode d'analyse	:	Modal
Type de matrices de masses	:	Concentrée sans rotations
Nombre de modes	:	33
Limites	:	0.000
Coefficient des masses participantes	:	0.000

❖ Résultats de l'analyse :

Tableau des étages :

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
RD C	RDC	11A18 1152A1164 1166 1168 1170A1174 1177 1179A1189 1192A1201 1206 1210 1212 1213 1215A1218 1220 1221 1223A1226 1228 1229 1231 1232 1235 1237A1239 1245 1247 1322A1336 1352 1353 1356 1374 1377 1874 1875	1	21,16	11,08	1,06	0,55
1	Etage 1	292A300 302A380 1873 1876	2	21,16	10,55	1,06	0,53
2	Etage 2	201A209 211A289 381 382	3	21,16	10,55	1,06	0,53
3	Etage 3	110A118 120A198 290 291	4	21,16	10,55	1,06	0,53
4	Etage 4	19A27 29A107 199 200	5	21,16	10,55	1,06	0,53
5	Etage 5	7A10 108 109 1657A1659 1661A1670 1672 1674A1692 1695A1700 1703A1737 1739A1746 1862 1863	6	21,16	10,55	1,06	0,53
6	Etage 6	3 5 6 1747A1749 1751A1760 1762 1764A1783 1785A1790 1794A1809 1816A1819 1821A1827 1829A1836 1855A1859 1872	7	21,16	10,55	1,06	0,53

Chapitre 5 : Modélisation

Tableau Centre de masse et centre de torsion :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	Centre de mass G (x,y,z) [m]	Centre de torsion R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
4/ 1	RDC	153475,5 1	10,71 4,03 2,62	10,57 4,93 2,58	1560305,6	71576 00	8475844, 19	0, 14	0, 9	0	0
4/ 2	Etage 1	137515,0 6	10,80 4,19 5,87	10,57 4,95 5,83	1280523,3 5	64406 86	7508088, 98	0, 22	0, 75	0	0
4/ 3	Etage 2	137515,0 6	10,80 4,19 9,07	10,57 4,95 9,03	1280522,9 4	64406 86	7508088, 98	0, 22	0, 75	0	0
4/ 4	Etage 3	137515,0 6	10,80 4,19 12,27	10,57 4,95 12,23	1280522,5 2	64406 85	7508088, 98	0, 22	0, 75	0	0
4/ 5	Etage 4	137515,0 6	10,80 4,19 15,47	10,57 4,95 15,43	1280522,1 1	64406 85	7508088, 98	0, 22	0, 75	0	0
4/ 6	Etage 5	137515,0 6	10,80 4,19 18,67	10,57 4,95 18,63	1280824,8 5	64410 07	7508068, 87	0, 22	0, 75	0	0
4/ 7	Etage 6	131668,3 1	10,83 4,19 21,93	10,58 4,95 21,90	1192972,5 8	63120 23	7315805, 84	0, 25	0, 76	0	0

Tableau mode propre :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	2,34	0,43	0,01	57,06	0,01	57,06	961434,16	961434,16
4/ 2	3,07	0,33	69,89	57,32	69,88	0,27	961434,16	961434,16
4/ 3	3,58	0,28	72,87	67,69	2,98	10,37	961434,16	961434,16
4/ 4	8,41	0,12	72,88	84,57	0,01	16,88	961434,16	961434,16
4/ 5	10,01	0,1	88	84,66	15,13	0,08	961434,16	961434,16
4/ 6	12,32	0,08	88,01	87,8	0	3,14	961434,16	961434,16
4/ 7	12,43	0,08	88,01	87,91	0,01	0,11	961434,16	961434,16
4/ 8	13,62	0,07	88,01	87,92	0	0,02	961434,16	961434,16
4/ 9	13,91	0,07	88,11	87,95	0,1	0,03	961434,16	961434,16
4/ 10	14,41	0,07	88,13	89,5	0,02	1,55	961434,16	961434,16
4/ 11	14,61	0,07	88,13	89,56	0	0,06	961434,16	961434,16
4/ 12	14,88	0,07	88,14	89,77	0,01	0,21	961434,16	961434,16
4/ 13	15,08	0,07	88,14	89,77	0	0	961434,16	961434,16
4/ 14	15,16	0,07	88,18	89,8	0,04	0,03	961434,16	961434,16
4/ 15	15,31	0,07	88,2	89,86	0,02	0,06	961434,16	961434,16

Chapitre 5 : Modélisation

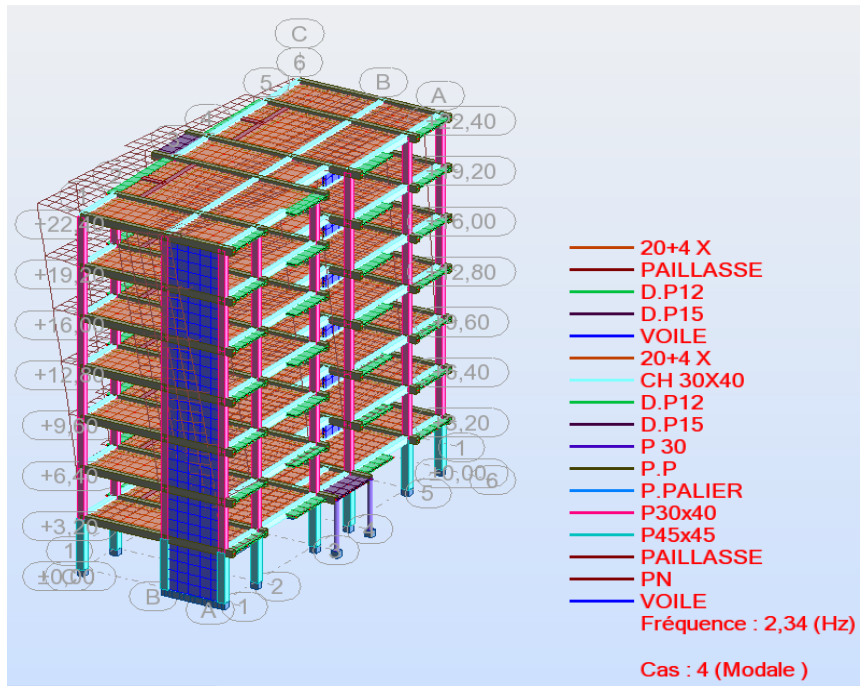
4/ 16	15,77	0,06	88,2	89,88	0	0,02	961434,16	961434,16
4/ 17	15,99	0,06	88,2	89,89	0	0,01	961434,16	961434,16
4/ 18	16,13	0,06	88,2	90,01	0	0,12	961434,16	961434,16
4/ 19	16,26	0,06	88,2	90,04	0	0,03	961434,16	961434,16
4/ 20	16,29	0,06	88,2	90,7	0	0,65	961434,16	961434,16
4/ 21	16,83	0,06	88,28	90,75	0,08	0,05	961434,16	961434,16
4/ 22	17,23	0,06	88,31	90,78	0,03	0,03	961434,16	961434,16
4/ 23	17,28	0,06	88,47	91,01	0,16	0,23	961434,16	961434,16
4/ 24	17,3	0,06	88,61	91,16	0,15	0,14	961434,16	961434,16
4/ 25	17,38	0,06	88,64	91,16	0,03	0	961434,16	961434,16
4/ 26	17,71	0,06	88,72	91,19	0,08	0,03	961434,16	961434,16
4/ 27	17,89	0,06	89,06	91,24	0,34	0,05	961434,16	961434,16
4/ 28	18,17	0,06	89,09	91,25	0,03	0,01	961434,16	961434,16
4/ 29	18,23	0,05	89,1	91,97	0,01	0,72	961434,16	961434,16
4/ 30	18,25	0,05	89,33	91,97	0,23	0	961434,16	961434,16
4/ 31	18,29	0,05	89,34	92	0,02	0,03	961434,16	961434,16
4/ 32	18,35	0,05	89,38	92,49	0,04	0,49	961434,16	961434,16
4/ 33	18,75	0,05	93,34	92,54	3,96	0,05	961434,16	961434,16
5/ 1	2,34	0,43	0,01	57,06	0,01	57,06	961434,16	961434,16
5/ 2	3,07	0,33	69,89	57,32	69,88	0,27	961434,16	961434,16
5/ 3	3,58	0,28	72,87	67,69	2,98	10,37	961434,16	961434,16
5/ 4	8,41	0,12	72,88	84,57	0,01	16,88	961434,16	961434,16
5/ 5	10,01	0,1	88	84,66	15,13	0,08	961434,16	961434,16
5/ 6	12,32	0,08	88,01	87,8	0	3,14	961434,16	961434,16
5/ 7	12,43	0,08	88,01	87,91	0,01	0,11	961434,16	961434,16
5/ 8	13,62	0,07	88,01	87,92	0	0,02	961434,16	961434,16
5/ 9	13,91	0,07	88,11	87,95	0,1	0,03	961434,16	961434,16
5/ 10	14,41	0,07	88,13	89,5	0,02	1,55	961434,16	961434,16
5/ 11	14,61	0,07	88,13	89,56	0	0,06	961434,16	961434,16
5/ 12	14,88	0,07	88,14	89,77	0,01	0,21	961434,16	961434,16
5/ 13	15,08	0,07	88,14	89,77	0	0	961434,16	961434,16
5/ 14	15,16	0,07	88,18	89,8	0,04	0,03	961434,16	961434,16
5/ 15	15,31	0,07	88,2	89,86	0,02	0,06	961434,16	961434,16
5/ 16	15,77	0,06	88,2	89,88	0	0,02	961434,16	961434,16
5/ 17	15,99	0,06	88,2	89,89	0	0,01	961434,16	961434,16
5/ 18	16,13	0,06	88,2	90,01	0	0,12	961434,16	961434,16
5/ 19	16,26	0,06	88,2	90,04	0	0,03	961434,16	961434,16
5/ 20	16,29	0,06	88,2	90,7	0	0,65	961434,16	961434,16
5/ 21	16,83	0,06	88,28	90,75	0,08	0,05	961434,16	961434,16
5/ 22	17,23	0,06	88,31	90,78	0,03	0,03	961434,16	961434,16
5/ 23	17,28	0,06	88,47	91,01	0,16	0,23	961434,16	961434,16
5/ 24	17,3	0,06	88,61	91,16	0,15	0,14	961434,16	961434,16
5/ 25	17,38	0,06	88,64	91,16	0,03	0	961434,16	961434,16

Chapitre 5 : Modélisation

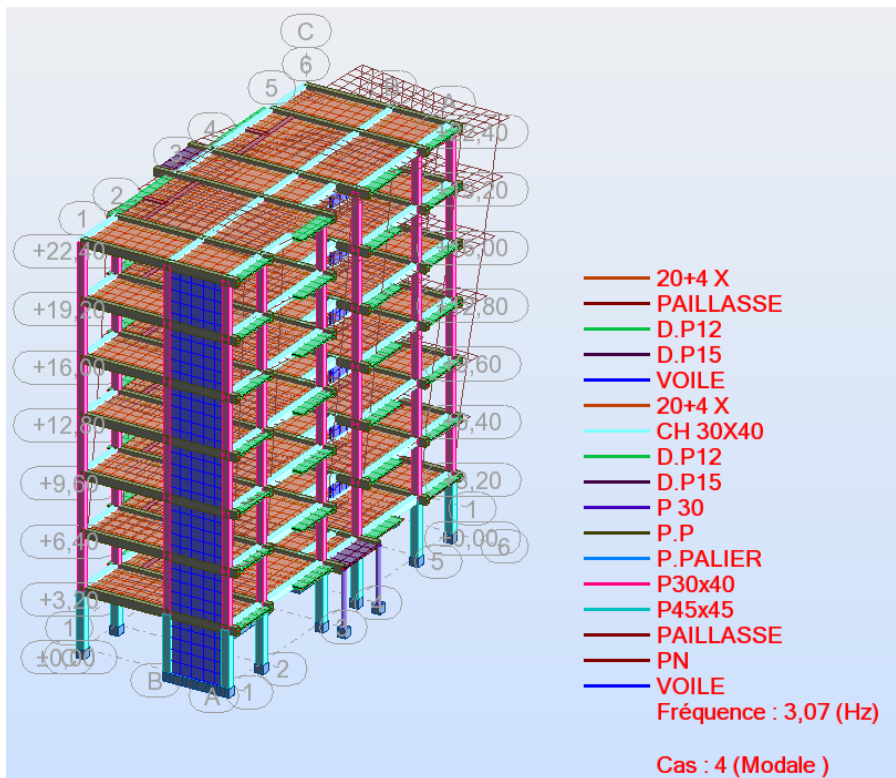
5/26	17,71	0,06	88,72	91,19	0,08	0,03	961434,16	961434,16
5/27	17,89	0,06	89,06	91,24	0,34	0,05	961434,16	961434,16
5/28	18,17	0,06	89,09	91,25	0,03	0,01	961434,16	961434,16
5/29	18,23	0,05	89,1	91,97	0,01	0,72	961434,16	961434,16
5/30	18,25	0,05	89,33	91,97	0,23	0	961434,16	961434,16
5/31	18,29	0,05	89,34	92	0,02	0,03	961434,16	961434,16
5/32	18,35	0,05	89,38	92,49	0,04	0,49	961434,16	961434,16
5/33	18,75	0,05	93,34	92,54	3,96	0,05	961434,16	961434,16
6/1	2,34	0,43	0,01	57,06	0,01	57,06	961434,16	961434,16
6/2	3,07	0,33	69,89	57,32	69,88	0,27	961434,16	961434,16
6/3	3,58	0,28	72,87	67,69	2,98	10,37	961434,16	961434,16
6/4	8,41	0,12	72,88	84,57	0,01	16,88	961434,16	961434,16
6/5	10,01	0,1	88	84,66	15,13	0,08	961434,16	961434,16
6/6	12,32	0,08	88,01	87,8	0	3,14	961434,16	961434,16
6/7	12,43	0,08	88,01	87,91	0,01	0,11	961434,16	961434,16
6/8	13,62	0,07	88,01	87,92	0	0,02	961434,16	961434,16
6/9	13,91	0,07	88,11	87,95	0,1	0,03	961434,16	961434,16
6/10	14,41	0,07	88,13	89,5	0,02	1,55	961434,16	961434,16
6/11	14,61	0,07	88,13	89,56	0	0,06	961434,16	961434,16
6/12	14,88	0,07	88,14	89,77	0,01	0,21	961434,16	961434,16
6/13	15,08	0,07	88,14	89,77	0	0	961434,16	961434,16
6/14	15,16	0,07	88,18	89,8	0,04	0,03	961434,16	961434,16
6/15	15,31	0,07	88,2	89,86	0,02	0,06	961434,16	961434,16
6/16	15,77	0,06	88,2	89,88	0	0,02	961434,16	961434,16
6/17	15,99	0,06	88,2	89,89	0	0,01	961434,16	961434,16
6/18	16,13	0,06	88,2	90,01	0	0,12	961434,16	961434,16
6/19	16,26	0,06	88,2	90,04	0	0,03	961434,16	961434,16
6/20	16,29	0,06	88,2	90,7	0	0,65	961434,16	961434,16
6/21	16,83	0,06	88,28	90,75	0,08	0,05	961434,16	961434,16
6/22	17,23	0,06	88,31	90,78	0,03	0,03	961434,16	961434,16
6/23	17,28	0,06	88,47	91,01	0,16	0,23	961434,16	961434,16
6/24	17,3	0,06	88,61	91,16	0,15	0,14	961434,16	961434,16
6/25	17,38	0,06	88,64	91,16	0,03	0	961434,16	961434,16
6/26	17,71	0,06	88,72	91,19	0,08	0,03	961434,16	961434,16
6/27	17,89	0,06	89,06	91,24	0,34	0,05	961434,16	961434,16
6/28	18,17	0,06	89,09	91,25	0,03	0,01	961434,16	961434,16
6/29	18,23	0,05	89,1	91,97	0,01	0,72	961434,16	961434,16
6/30	18,25	0,05	89,33	91,97	0,23	0	961434,16	961434,16
6/31	18,29	0,05	89,34	92	0,02	0,03	961434,16	961434,16
6/32	18,35	0,05	89,38	92,49	0,04	0,49	961434,16	961434,16
6/33	18,75	0,05	93,34	92,54	3,96	0,05	961434,16	961434,16

Chapitre 5 : Modélisation

Les différentes modes de déformation de la structure :

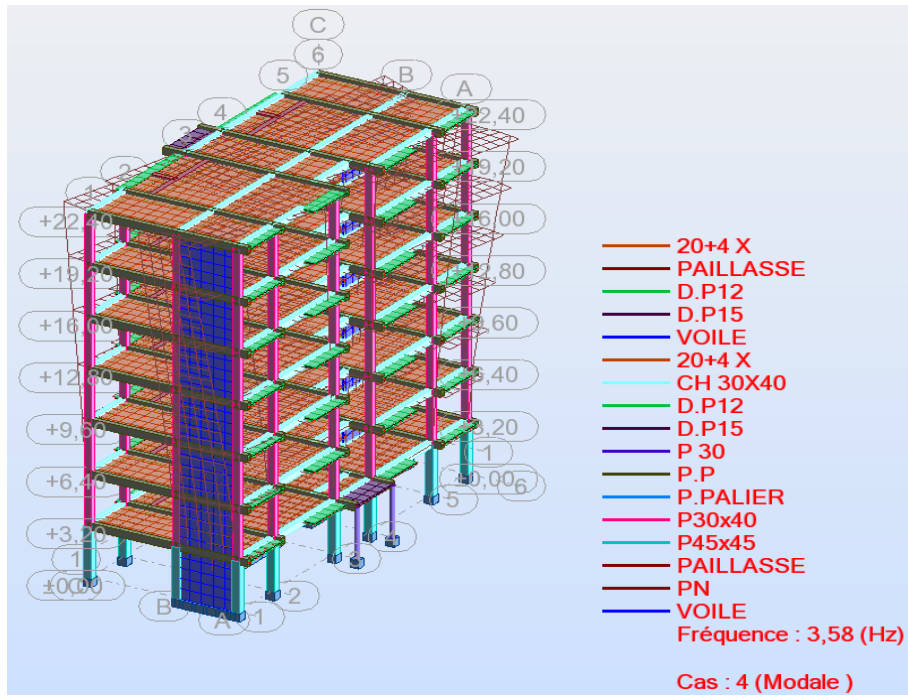


Mode 01



Mode 02

Chapitre 5 : Modélisation



Mode 03

E. Tableau des combinaisons :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de la combinaison	Nature du cas	Définition
7 (C)	1.35(G+PP)+1.5Q	Combinaisonlinéaire	ELU	permanente	(1+2)*1.35+3*1.50
8 (C)	(G+PP)+Q	Combinaisonlinéaire	ELS	permanente	(1+2+3)*1.00
9 (C) (CQC)	(G+PP)+Q+EX	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	(1+2+3+5)*1.00
10 (C) (CQC)	(G+PP)+Q-EX	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	(1+2+3)*1.00+5*-1.00
11 (C) (CQC)	(G+PP)+Q+EY	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	(1+2+3+6)*1.00
12 (C) (CQC)	(G+PP)+Q-EY	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	(1+2+3)*1.00+6*-1.00
13 (C) (CQC)	(G+PP)+Q+1.2EX	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	(1+2+3)*1.00+5*1.20
14 (C) (CQC)	(G+PP)+Q-1.2EX	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	(1+2+3)*1.00+5*-1.20
15 (C) (CQC)	(G+PP)+Q+1.2EY	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	(1+2+3)*1.00+6*1.20
16 (C) (CQC)	(G+PP)+Q-1.2EY	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	(1+2+3)*1.00+6*-1.20
17 (C) (CQC)	0.8(G+PP)+EX	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	(1+2)*0.80+5*1.00
18 (C) (CQC)	0.8(G+PP)-EX	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	(1+2)*0.80+5*-1.00
19 (C) (CQC)	0.8(G+PP)+EY	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	(1+2)*0.80+6*1.00
20 (C) (CQC)	0.8(G+PP)-EY	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	(1+2)*0.80+6*-1.00

TableauVI.3 : combinaisons de calculs

Introduction

Une grande partie de l'Algérie notamment le nord est sujette au séisme, chacun se rappelle du terrible séisme qui a touché AL-ASMAN le 10/10/1980 ($M=7,3$). cette catastrophe a provoqué de nombreuses pertes en vies humaines, destructions d'habitation en grand nombre et des dommages importantes à des infrastructures de liaison et à des équipements publics, encore puis récemment d'autres régions ont subit le même phénomène:Tiaret (le 04/05/85, $M=5,5$);Constantine (le 27/10/85, $M=6$);oued djer (le 31/10/88, $M=5,5$);mont chenoua-tipaza (le 27/10/89, $M=6,2$) et en fin Boumerdes (le 21/05/2003).

A. Modèle de la structure en 3D :

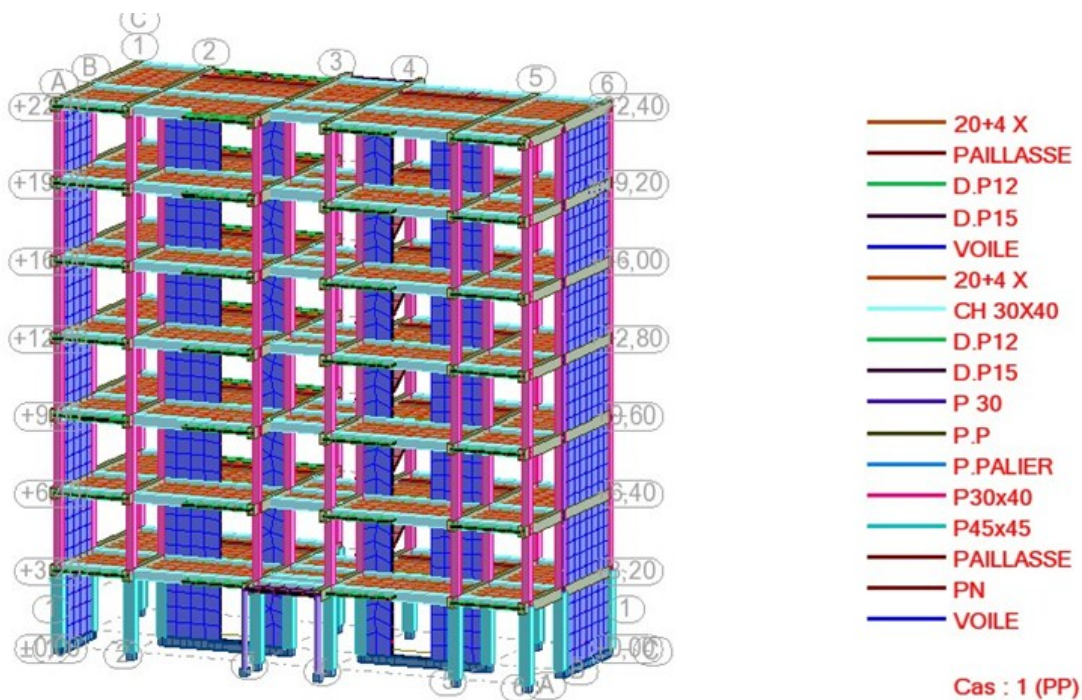


Figure V.1 : Vue en 3D de la structure

2. Méthodes de calcul

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

3. Analyse dynamique (méthode d'analyse spectrale modale) :

Dans cette note de calcul on a utilisé la méthode exigée par le RPA 2003 qui est la méthode d'analyse spectrale modale. Cette méthode est basée sur la superposition modale, elle combine le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, pour obtenir la réponse de la structure.

3.1. Méthodologie et règlements d'étude :

La méthodologie adoptée s'articule des points suivants :

- Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en élément finis de la structure par le logiciel RoboBat.
- Définition des différentes charges statiques G et Q.
- Calculs et vérifications selon le RPA.2003

3.2. Spectre de réponse de calcul

D'après le règlement (RPA99/version.2003) l'action sismique est représentée par le Spectre suivant

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

3.3. Définition du différent paramètre selon le RPA2003 :

A. Coefficient d'accélération de la zone (A) :

Données par le tableau 4.1 du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Notre bâtiment est classé en zone II de sismicité dans le groupe d'usage 2.

$$A = 0.15$$

B. Facteur d'amplification dynamique (D)

Facteur d'amplification dynamique, il est en fonction de la catégorie de site, facteur de Correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = [7 / (2 + \zeta)]^{0.5} \geq 0.7$$

Chapitre 6 : Etude sismique

ζ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages:

D'après le tableau 4.2 du RPA, on prend : $\zeta = 7\% \Rightarrow \eta = 0.882$

- **Période caractéristique, associée à la catégorie du site (site meuble S3)**

D'après le tableau 4.7 du RPA, on prend : $T_1 = 0.15 \text{ s}$ et $T_2 = 0.50 \text{ s}$

- **La période empirique T est donnée par la formule :**

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N)

$$h_N = 22.4 \text{ m}$$

C_T : coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6, $C_T = 0.05 \Rightarrow T = 0.51 \text{ s}$.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases} \quad \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \quad \boxed{D = 0.66}$$

C. Coefficient de comportement global de la structure (R) :

D'après le tableau 4.3 du RPA :

Pour le sens longitudinal (sens x-x) Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie

$$\boxed{R = 3.5}$$

Pour le sens transversal (sens y-y) Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie

$$\boxed{R = 3.5}$$

D. Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure Q est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère « q » est satisfait ou non.

	Observé	Pq
Critère q		N/observé
Conditions minimales sur les fils de contreventement		0.05
Redondance en plan		0.05
Régularité en plan		0.05
Régularité en élévation	0.00	
Contrôle de la qualité des matériaux		0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution		0.10

Tableau VI.1 : valeurs du coefficient de qualité (tableau4.4 du RPA)

1- Conditions minimales sur les files de contreventement:

Sens longitudinal: 5 travee > 3 ->P. =0

Sens transversal: 2 travee < 3 ->P. = 0,05

2- Redondance en plan:

Sens longitudinal: 3 files <4->P. =0.05

Sens transversal: 6 files > 4 ->P. = 0.00

3- Regularity en plan:

Le batiment est regulier en plan ->P. =0

4- Regularity en elevation:

La construction est reguliere en elevation ->P. =0

5- Controle de la qualite des materiaux:

Generalement non observe->P. = 0,05

6- Controle de la qualite d'execution: ->P. = 0,10

⇒ Sens longitudinal $Q = 0.05+0.05+0.1+1 = 1.20$

⇒ Sens transversal $Q = 0.05+0.05+0.1+1 = 1.2$

Q = 1.20

O = 1.20

- β : Coefficient de pondération : fonction de la nature et de la durée de la charged'exploitation.
- D'après le tableau 4.3 du RPA : **$\beta = 0.20$**

3.4. Analyse dynamique de la structure :

Elle permet de déterminer les efforts et les déplacements maximums d'une structure lors d'un séisme par l'étude de son comportement en vibrations libres non amortie tenant compte de ses caractéristiques dynamiques propres.

3.4.1. Modélisation de la structure :

Le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSE 2010, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries.

Chapitre 6 : Etude sismique

A. Les différents cas de chargement :

Cas	Préfixe	Nom du cas	Nature	Type d'analyse
1	PERM1	PP	permanente	Statiquelinéaire
2	PERM1	G	permanente	Statiquelinéaire
3	EXPLOIT	Q	d'exploitation	Statiquelinéaire
4	MOD6	Modale		Modale
5	SIS_X7	EX	sismique	Sismique-RPA 99 (2003)
6	SIS_Y8	EY	sismique	Sismique-RPA 99 (2003)

Tableau VI.2 : Cas de chargement

B. Les combinaisons de calculs sont :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de la combinaison	Nature du cas	Définition
7 (C)	$1.35(G+PP)+1.5Q$	Combinaisonlinéaire	ELU	permanente	$(1+2)*1.35+3*1.50$
8 (C)	$(G+PP)+Q$	Combinaisonlinéaire	ELS	permanente	$(1+2+3)*1.00$
9 (C) (CQC)	$(G+PP)+Q+EX$	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	$(1+2+3+5)*1.00$
10 (C) (CQC)	$(G+PP)+Q-EX$	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	$(1+2+3)*1.00+5*-1.00$
11 (C) (CQC)	$(G+PP)+Q+EY$	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	$(1+2+3+6)*1.00$
12 (C) (CQC)	$(G+PP)+Q-EY$	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	$(1+2+3)*1.00+6*-1.00$
13 (C) (CQC)	$(G+PP)+Q+1.2EX$	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	$(1+2+3)*1.00+5*1.20$
14 (C) (CQC)	$(G+PP)+Q-1.2EX$	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	$(1+2+3)*1.00+5*-1.20$
15 (C) (CQC)	$(G+PP)+Q+1.2EY$	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	$(1+2+3)*1.00+6*1.20$
16 (C) (CQC)	$(G+PP)+Q-1.2EY$	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	$(1+2+3)*1.00+6*-1.20$
17 (C) (CQC)	$0.8(G+PP)+EX$	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	$(1+2)*0.80+5*1.00$
18 (C) (CQC)	$0.8(G+PP)-EX$	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	$(1+2)*0.80+5*-1.00$
19 (C) (CQC)	$0.8(G+PP)+EY$	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	$(1+2)*0.80+6*1.00$
20 (C) (CQC)	$0.8(G+PP)-EY$	Combinaisonlinéaire	ACC	accidentelle	$(1+2)*0.80+6*-1.00$

Tableau VI.3 : combinaisons de calculs

Chapitre 6 : Etude sismique

4/ 18	16,13	0,06	88,2	90,01	0	0,12	961434,16	961434,16
4/ 19	16,26	0,06	88,2	90,04	0	0,03	961434,16	961434,16
4/ 20	16,29	0,06	88,2	90,7	0	0,65	961434,16	961434,16
4/ 21	16,83	0,06	88,28	90,75	0,08	0,05	961434,16	961434,16
4/ 22	17,23	0,06	88,31	90,78	0,03	0,03	961434,16	961434,16
4/ 23	17,28	0,06	88,47	91,01	0,16	0,23	961434,16	961434,16
4/ 24	17,3	0,06	88,61	91,16	0,15	0,14	961434,16	961434,16
4/ 25	17,38	0,06	88,64	91,16	0,03	0	961434,16	961434,16
4/ 26	17,71	0,06	88,72	91,19	0,08	0,03	961434,16	961434,16
4/ 27	17,89	0,06	89,06	91,24	0,34	0,05	961434,16	961434,16
4/ 28	18,17	0,06	89,09	91,25	0,03	0,01	961434,16	961434,16
4/ 29	18,23	0,05	89,1	91,97	0,01	0,72	961434,16	961434,16
4/ 30	18,25	0,05	89,33	91,97	0,23	0	961434,16	961434,16
4/ 31	18,29	0,05	89,34	92	0,02	0,03	961434,16	961434,16
4/ 32	18,35	0,05	89,38	92,49	0,04	0,49	961434,16	961434,16
4/ 33	18,75	0,05	93,34	92,54	3,96	0,05	961434,16	961434,16
5/ 1	2,34	0,43	0,01	57,06	0,01	57,06	961434,16	961434,16
5/ 2	3,07	0,33	69,89	57,32	69,88	0,27	961434,16	961434,16
5/ 3	3,58	0,28	72,87	67,69	2,98	10,37	961434,16	961434,16
5/ 4	8,41	0,12	72,88	84,57	0,01	16,88	961434,16	961434,16
5/ 5	10,01	0,1	88	84,66	15,13	0,08	961434,16	961434,16
5/ 6	12,32	0,08	88,01	87,8	0	3,14	961434,16	961434,16
5/ 7	12,43	0,08	88,01	87,91	0,01	0,11	961434,16	961434,16
5/ 8	13,62	0,07	88,01	87,92	0	0,02	961434,16	961434,16
5/ 9	13,91	0,07	88,11	87,95	0,1	0,03	961434,16	961434,16
5/ 10	14,41	0,07	88,13	89,5	0,02	1,55	961434,16	961434,16
5/ 11	14,61	0,07	88,13	89,56	0	0,06	961434,16	961434,16
5/ 12	14,88	0,07	88,14	89,77	0,01	0,21	961434,16	961434,16
5/ 13	15,08	0,07	88,14	89,77	0	0	961434,16	961434,16
5/ 14	15,16	0,07	88,18	89,8	0,04	0,03	961434,16	961434,16
5/ 15	15,31	0,07	88,2	89,86	0,02	0,06	961434,16	961434,16
5/ 16	15,77	0,06	88,2	89,88	0	0,02	961434,16	961434,16
5/ 17	15,99	0,06	88,2	89,89	0	0,01	961434,16	961434,16
5/ 18	16,13	0,06	88,2	90,01	0	0,12	961434,16	961434,16
5/ 19	16,26	0,06	88,2	90,04	0	0,03	961434,16	961434,16
5/ 20	16,29	0,06	88,2	90,7	0	0,65	961434,16	961434,16
5/ 21	16,83	0,06	88,28	90,75	0,08	0,05	961434,16	961434,16
5/ 22	17,23	0,06	88,31	90,78	0,03	0,03	961434,16	961434,16
5/ 23	17,28	0,06	88,47	91,01	0,16	0,23	961434,16	961434,16
5/ 24	17,3	0,06	88,61	91,16	0,15	0,14	961434,16	961434,16
5/ 25	17,38	0,06	88,64	91,16	0,03	0	961434,16	961434,16

Chapitre 6 : Etude sismique

5/26	17,71	0,06	88,72	91,19	0,08	0,03	961434,16	961434,16
5/27	17,89	0,06	89,06	91,24	0,34	0,05	961434,16	961434,16
5/28	18,17	0,06	89,09	91,25	0,03	0,01	961434,16	961434,16
5/29	18,23	0,05	89,1	91,97	0,01	0,72	961434,16	961434,16
5/30	18,25	0,05	89,33	91,97	0,23	0	961434,16	961434,16
5/31	18,29	0,05	89,34	92	0,02	0,03	961434,16	961434,16
5/32	18,35	0,05	89,38	92,49	0,04	0,49	961434,16	961434,16
5/33	18,75	0,05	93,34	92,54	3,96	0,05	961434,16	961434,16
6/1	2,34	0,43	0,01	57,06	0,01	57,06	961434,16	961434,16
6/2	3,07	0,33	69,89	57,32	69,88	0,27	961434,16	961434,16
6/3	3,58	0,28	72,87	67,69	2,98	10,37	961434,16	961434,16
6/4	8,41	0,12	72,88	84,57	0,01	16,88	961434,16	961434,16
6/5	10,01	0,1	88	84,66	15,13	0,08	961434,16	961434,16
6/6	12,32	0,08	88,01	87,8	0	3,14	961434,16	961434,16
6/7	12,43	0,08	88,01	87,91	0,01	0,11	961434,16	961434,16
6/8	13,62	0,07	88,01	87,92	0	0,02	961434,16	961434,16
6/9	13,91	0,07	88,11	87,95	0,1	0,03	961434,16	961434,16
6/10	14,41	0,07	88,13	89,5	0,02	1,55	961434,16	961434,16
6/11	14,61	0,07	88,13	89,56	0	0,06	961434,16	961434,16
6/12	14,88	0,07	88,14	89,77	0,01	0,21	961434,16	961434,16
6/13	15,08	0,07	88,14	89,77	0	0	961434,16	961434,16
6/14	15,16	0,07	88,18	89,8	0,04	0,03	961434,16	961434,16
6/15	15,31	0,07	88,2	89,86	0,02	0,06	961434,16	961434,16
6/16	15,77	0,06	88,2	89,88	0	0,02	961434,16	961434,16
6/17	15,99	0,06	88,2	89,89	0	0,01	961434,16	961434,16
6/18	16,13	0,06	88,2	90,01	0	0,12	961434,16	961434,16
6/19	16,26	0,06	88,2	90,04	0	0,03	961434,16	961434,16
6/20	16,29	0,06	88,2	90,7	0	0,65	961434,16	961434,16
6/21	16,83	0,06	88,28	90,75	0,08	0,05	961434,16	961434,16
6/22	17,23	0,06	88,31	90,78	0,03	0,03	961434,16	961434,16
6/23	17,28	0,06	88,47	91,01	0,16	0,23	961434,16	961434,16
6/24	17,3	0,06	88,61	91,16	0,15	0,14	961434,16	961434,16
6/25	17,38	0,06	88,64	91,16	0,03	0	961434,16	961434,16
6/26	17,71	0,06	88,72	91,19	0,08	0,03	961434,16	961434,16
6/27	17,89	0,06	89,06	91,24	0,34	0,05	961434,16	961434,16
6/28	18,17	0,06	89,09	91,25	0,03	0,01	961434,16	961434,16
6/29	18,23	0,05	89,1	91,97	0,01	0,72	961434,16	961434,16
6/30	18,25	0,05	89,33	91,97	0,23	0	961434,16	961434,16
6/31	18,29	0,05	89,34	92	0,02	0,03	961434,16	961434,16
6/32	18,35	0,05	89,38	92,49	0,04	0,49	961434,16	961434,16
6/33	18,75	0,05	93,34	92,54	3,96	0,05	961434,16	961434,16

Chapitre 6 : Etude sismique

Tableau VI.4 : Résultats des différentes modes propres

- **Vérification de la période fondamentale de la structure :**

Les RPA exigent une vérification de la période empirique (analytique) par apport à celle numérique. T numérique ne doivent pas dépasser la valeur de T analytique de plus de 30%

$$T_{\text{numérique}} = 0.43\text{s} ; \Rightarrow T_{\text{numérique}} < 1.3 \times T_{\text{analytique}} = 0.66\text{ s}$$

On remarque d'après le tableau que la participation de la masse atteint le 90% dans le 33^{ème} mode avec une participation de masse égale à 93.34% dans le sens -x- et de 92.54 % dans le sens -y

E.Valeurs de déformations maximales :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0,8	1,5	0,2	0,001	0,001	0,001
Noeud	416	5912	54	4236	739	5933
Cas	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	6	8 (C)	8 (C)	15 (C) (CQC)
Mode			CQC			
MIN	-0,8	-1,4	-0,4	-0,002	-0,001	-0,001
Noeud	416	382	742	2497	690	5929
Cas	14 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	16 (C) (CQC)
Mode						

Tableau VI.5: déformations maximales des nœuds

F. Les différents résultats de l'analyse sismique :

- Cas 1 : Directions X (EX) :

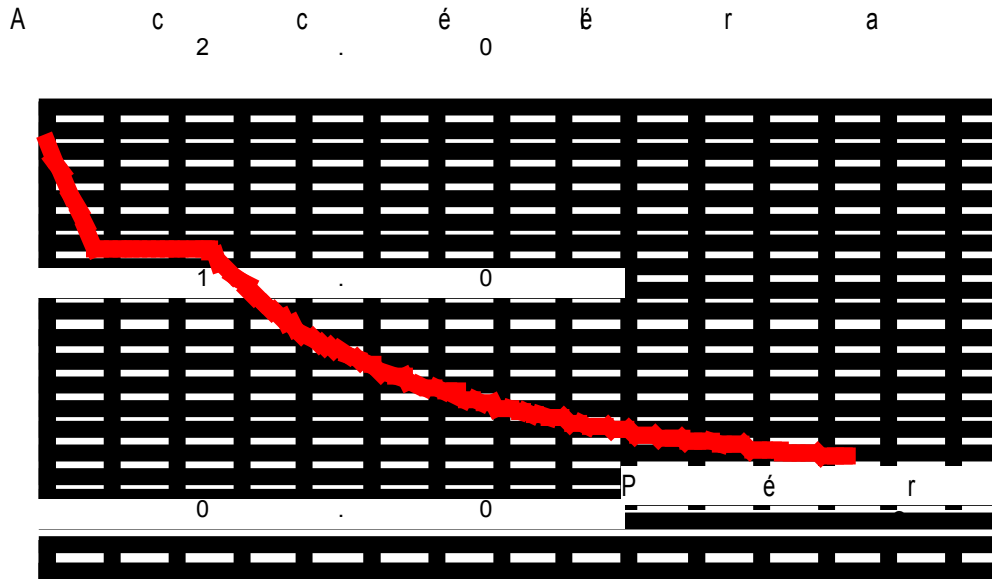


Figure VI.2 : spectre de la repense direction X

- Cas 2 : Directions Y (EY) :

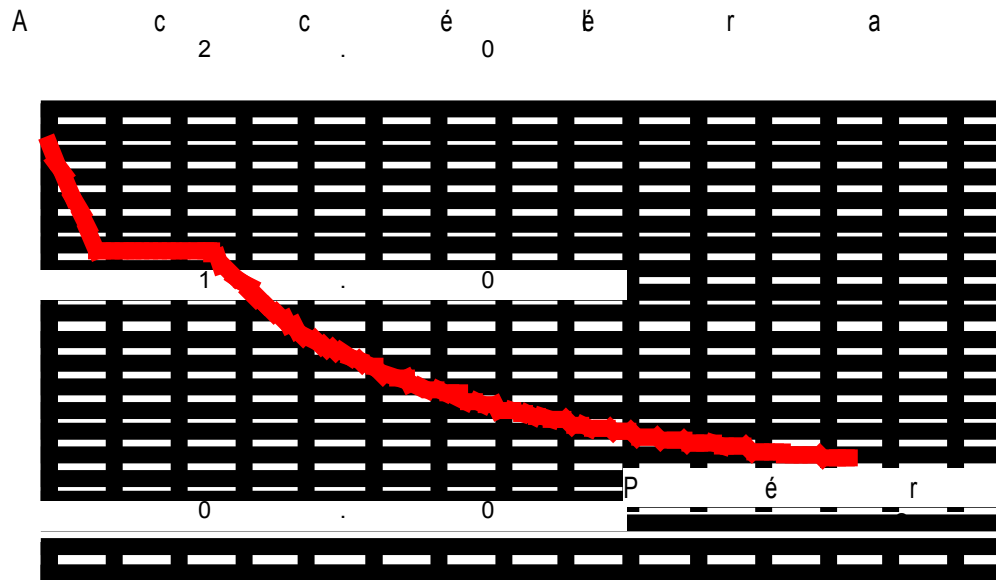


Figure VI.3 : spectre de la repense direction Y

G. Vérification de la force sismique V :

La résultante de la force sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique T .

- **Calcul de la force sismique à la base (V) par la méthode statique équivalente :**

$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 0.66 \times 1.20}{3.5} \times 961434,16 = 32633.82 \text{ daN}$$

Avec : W = la masse totale de la structure qui est égale à $961434,16 \text{ kg}$

- **Détermination de la force sismique à la base (V_t) obtenue par combinaison des valeurs modales (calculer par le logiciel) :**

Suite à l'application de spectre de calcul dans les deux sens de la structure les résultats sont comme suit

Effort sismique dans le sens x-x = 1077.81 daN

Effort sismique dans le sens y-y = 835.20 daN

	Vt (KN)	V (KN)	80% V	Vt < 0.8 V
Sens-X	11	326	243.2	Non vérifier
Sens-Y	8	326	243.2	Non vérifier

Tableau VI.6 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Conclusion :

$V_t < 80\%V$. Donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (force, déplacement, moment). Par le rapport $\frac{0.8V}{V_t} = 32.6$ (on doit multiplier les combinaisons de calcul sismiques par 1.52).

- **Les combinaisons de calcul sismique deviennent :**

$$(G + Q) + EX \Rightarrow (G + Q) + 1.52 EX$$

$$(G + Q) - EX \Rightarrow (G + Q) - 1.52 EX$$

$$(G + Q) + EY \Rightarrow (G + Q) + 1.52 EY$$

$$(G + Q) - EY \Rightarrow (G + Q) - 1.52 EY$$

$$(G + Q) + 1.2 EX \Rightarrow (G + Q) + (1.2 \times 1.52) EX$$

$$(G + Q) - 1.2 EX \Rightarrow (G + Q) - (1.2 \times 1.52) EX$$

$$(G + Q) + 1.2 EY \Rightarrow (G + Q) + (1.2 \times 1.52) EY$$

$$(G + Q) - 1.2 EY \Rightarrow (G + Q) - (1.2 \times 1.52) EY$$

Chapitre 6 : Etude sismique

Effort sismique obtient par les nouvelles combinaisons:

Effort sismique dans le sens x-x = 420 KN (tableau reaction dans roboto)

Effort sismique dans le sens y-y = 271 KN. (tableau reaction dans roboto)

	Vt (KN)	V (KN)	80% V	Vt < 0.8 V
Sens-X	420	326	243.2	vérifier
Sens-Y	271	326	243.2	vérifier

Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

1. INTRODUCTION

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$

2. 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 50ϕ 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° .

3. CALCUL DU FERRAILAGE

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).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

3.1. Sens porteur (Poutre principale)

a. Situation durable : $1,35G+1,5Q$

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)
RDC	30x45	Travée	28.33	2.00	0.00	6,75
		Appui	51.23	3.60	0.00	6,75
1 ^{er}	30x45	Travée	32.29	2.2	0.00	6,75
		Appui	58.95	4.2	0.00	6,75
TERRASSE	30x45	Travée	30.85	2.1	0.00	6,75
		Appui	61.59	4.3	0.00	6,75

Tableau V.13 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

b. Situation accidentelle : $G+Q+E$

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)
RDC	30x45	Travée	19.42	1.4	0.00	6,75
		Appui	72.41	5.2	0.00	6,75
1 ^{ere}	30x45	Travée	19.67	1.4	0.00	6,75
		Appui	84.37	6.1	0.00	6,75
Terrasse	30x45	Travée	20.69	1.4	0.00	6,75
		Appui	71.26	5.1	0.00	6,75

Tableau V.14 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

3.2. Sens non porteur (Poutre secondaire):

a. Situation durable : $1,35G+1,5Q$

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)
RDC	30x40	Travée	18.18	1.4	0.00	6,00
		Appui	27.3	2.1	0.00	6,00
1 ^{er}	30x40	Travée	20.72	1.6	0.00	6,00
		Appui	25.81	2.00	0.00	6,00
TERRASSE	30x40	Travée	19.9	1.6	0.00	6,00
		Appui	20.00	1.6	0.00	6,00

Tableau V.15 : Ferrailage des poutres secondaires (situation durable)

b. Situation accidentelle : $G+Q+E$

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)
RDC	30x40	Travée	13.19	1.2	0.00	6,00
		Appui	35.70	2.8	0.00	6,00
1 ^{er}	30x40	Travée	14.48	1.2	0.00	6,00
		Appui	44.95	3.6	0.00	6,00
TERRASSE	30x40	Travée	14.20	1.2	0.00	6,00
		Appui	37.05	2.9	0.00	6,00

Tableau V.16: Ferrailage des poutres secondaires (situation accidentelle)

Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

• CHOIX DES ARMATURES

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- Sens porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{\max} (ZN)(cm ²)	A_s^{\max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{\min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	30x45	Travée	54.00	81.00	6,75	1.4	3T14+2T12	6.88
		Appui				5.2	3T14+2T12	6.88
1 ^{er}	30x45	Travée	54.00	81.00	6,75	1.4	3T14+2T12	6.88
		Appui				6.1	3T14+2T12	6.88
Terrasse	30x45	Travée	54.00	81.00	6,75	1.4	3T14+2T12	6.88
		Appui				5.1	3T14+2T12	6.88

Tableau V.17 : Choix des armatures pour les poutres porteuses

2- Sens non porteur :

Niveaux	Section (cm ²)	Position	A_s^{\max} (ZN)(cm ²)	A_s^{\max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{\min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	30x40	Travée	48.00	72,00	6,00	1.2	3T14+2T12	6.88
		Appui				2.8	3T14+2T12	6.88
1 ^{er}	30x40	Travée	48.00	72,00	6,00	1.2	3T14+2T12	6.88
		Appui				3.6	3T14+2T12	6.88
Terrasse	30x40	Travée	48.00	72,00	6,00	1.2	3T14+2T12	6.88
		Appui				2.9	3T14+2T12	6.88

Tableau V.18 : Choix des armatures pour les poutres secondaires

• CONDITION DE NON FRAGILITÉ

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Section (cm ²)	(cm ²) $A_{s(\min)}^{\text{choisi}}$	(cm ²) A_s^{\min}	Vérification
30x45	6.78	1,46	Vérifiée
30x40	6.78	1,30	Vérifiée

Tableau V.19: Vérification de la condition de non fragilité

- **VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT**

1- Sens porteur :

La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :

a. La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration non préjudiciable : $\overline{\tau}_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

Soit la poutre principale la plus sollicitée ; $T_{\max} = 55.78 \text{ KN}$

Avec : $b = 30 \text{ cm}$; $d = 42 \text{ cm}$

$T/b.d = 0.442 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV T_{\max} \tau_u =$

b. Calcul de la section des armatures transversales :

- **choix du diamètre :**

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

On a :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 16 \right) = 10 \text{ mm}$$

On prend : T8 (HA.F_eE400MPa)

$$A_t f_e / b \times S_t \geq \max \left[\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow A_t \geq 0,453 \times 30 \times 33,3 / 400 = 1,132 \text{ cm}^2$$

Soit: **At = 4T8 = 2,01 cm²**

- Espacement d'après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min (0,9.d, 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t f_e / 0,4b = (2,01 \times 400) / (0,4 \times 30) = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}, S_{t2}) = 37.8 \text{ cm}$$

- Espacement exigé par le RPA :

En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4, 12\phi) = \min (35/4, 12 \times 1,2) = 11.25 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq h / 2 = 45 / 2 = 22.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante.

- La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{t \min} = 0,003.S_t.b = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1,62 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2$$

2- Sens non porteur :

La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :

a. La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration non préjudiciable : $\overline{\tau}_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

Soit la poutre principale la plus sollicitée ; $T_{\max} = 28.92 \text{ KN}$

Avec : $b = 30 \text{ cm}$; $d = 37 \text{ cm}$

$T/b.d = 0.260 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV T_{\max} \tau_u =$

b. Calcul de la section des armatures transversales :

• **choix du diamètre :**

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

On a :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 16 \right) = 10 \text{ mm}$$

On prend : T8 (HA.F_eE400MPa)

$$A_t f_e / b \times S_t \geq \max \left[\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow A_t \geq 0,453 \times 30 \times 33,3 / 400 = 1,132 \text{ cm}^2$$

Soit: **$A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$**

• Espacement d'après le BAEL :

$$S_{t1} \leq \min (0,9.d, 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t f_e / 0,4b = (2,01 \times 400) / (0,4 \times 30) = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}, S_{t2}) = 33.3 \text{ cm}$$

• Espacement exigé par le RPA :

En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4, 12\phi) = \min (40/4, 12 \times 1,2) = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq h / 2 = 40 / 2 = 20 \text{ cm}$

Donc on adopte :

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante.

• La section minimale des armatures transversales selon le RPA 99 :

$$A_{t \min} = 0,003.S_t.b = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1,62 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2$$

Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

• RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES

$L_r = 50\varnothing$ (zone II).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\varnothing = 12\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 60\text{cm}$

- ARRÊT DES BARRES [1]

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

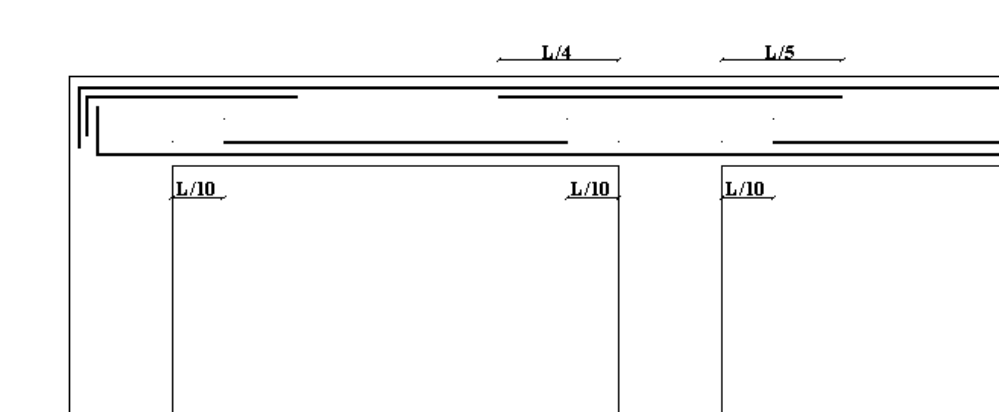
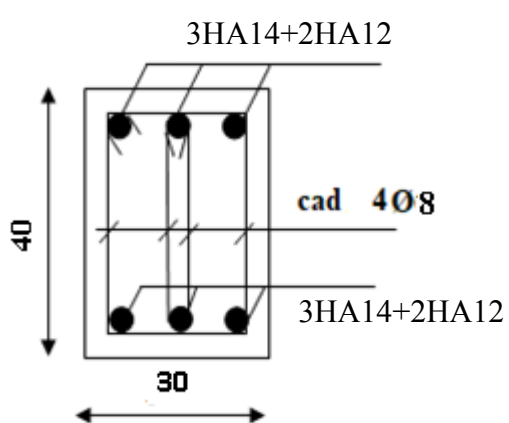


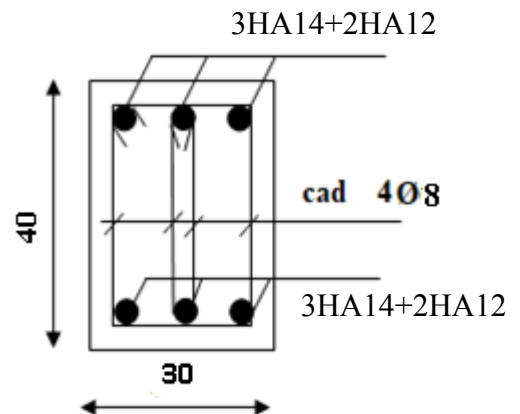
Figure VI.2: Arrêt des barres

Schéma de ferrailage

A-poutre secondaire ;30x40

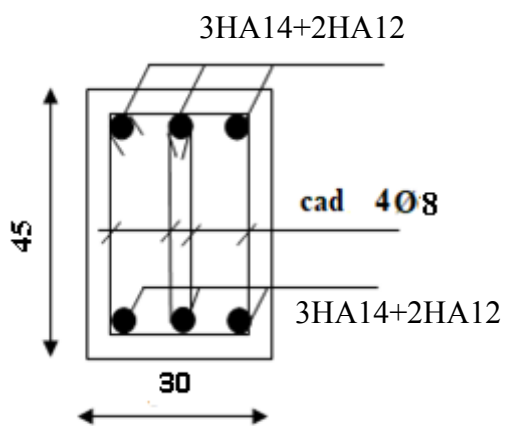


En appuis

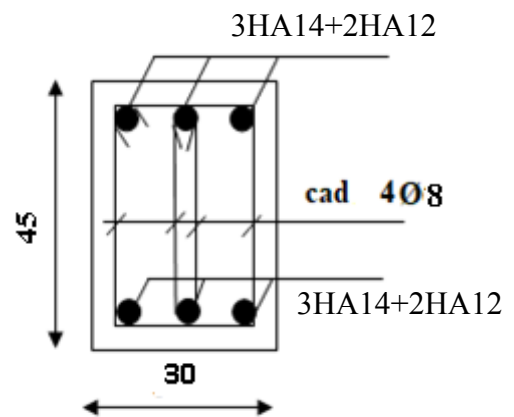


En travées

B-poutre principale ;30x45



En appuis



En travées

3.3. Calcul du ferrailage des poteaux en Flexion composée

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux se calcule en fonction de l'excentricité due à la présence d'un effort de compression et des moments fléchissant (flexion composée).

Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée on doit vérifier la formule suivante :

$$A_{\min} = 0.23 \times b d \times (f_{c28} / F_e)$$

• Condition de l'RPA :

Pour les armatures longitudinales elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets:

- Leur pourcentage minimal sera de 0,8% de la section totale du béton.
- Leur pourcentage maximal sera de:
 - 3% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ .

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	MY [kNm]	MZ [kNm]
72/ 282/ 13 (C) (CQC)	152,29	-4,68	15,79
72/ 282/ 14 (C) (CQC)	114,20	5,25	0,06
72/ 282/ 15 (C) (CQC)	188,88	-19,88	12,20
72/ 282/ 16 (C) (CQC)	77,62	20,45	3,64
72/ 104/ 13 (C) (CQC)	161,71	-5,46	-0,39
72/ 104/ 14 (C) (CQC)	123,62	4,97	-15,36
72/ 104/ 15 (C) (CQC)	198,30	-20,19	-3,58
72/ 104/ 16 (C) (CQC)	87,03	19,71	-12,17
81/ 272/ 13 (C) (CQC)	135,91	-10,43	13,07
81/ 272/ 14 (C) (CQC)	41,79	9,98	-3,83
81/ 272/ 15 (C) (CQC)	156,77	-19,81	8,79
81/ 272/ 16 (C) (CQC)	20,93	19,36	0,44
81/ 118/ 13 (C) (CQC)	145,33	-9,95	3,74
81/ 118/ 14 (C) (CQC)	51,21	10,70	-12,62
81/ 118/ 15 (C) (CQC)	166,19	-19,37	-0,29
81/ 118/ 16 (C) (CQC)	30,35	20,13	-8,59
163/ 104/ 13 (C) (CQC)	210,45	-5,56	16,27
163/ 104/ 14 (C) (CQC)	155,35	4,93	-0,61
163/ 104/ 15 (C) (CQC)	260,10	-19,62	11,78

Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

163/	104/	16 (C) (CQC)	105,70	18,99	3,88
163/	157/	13 (C) (CQC)	219,87	-4,81	0,55
163/	157/	14 (C) (CQC)	164,77	5,74	-16,06
163/	157/	15 (C) (CQC)	269,52	-19,90	-3,74
163/	157/	16 (C) (CQC)	115,12	20,84	-11,77
172/	118/	13 (C) (CQC)	189,19	-10,33	13,51
172/	118/	14 (C) (CQC)	55,96	9,28	-5,13
172/	118/	15 (C) (CQC)	216,37	-19,54	8,21
172/	118/	16 (C) (CQC)	28,79	18,49	0,17
172/	166/	13 (C) (CQC)	198,61	-9,35	5,26
172/	166/	14 (C) (CQC)	65,38	10,82	-13,20
172/	166/	15 (C) (CQC)	225,79	-18,77	0,13
172/	166/	16 (C) (CQC)	38,20	20,25	-8,08
254/	157/	13 (C) (CQC)	269,82	-6,10	16,37
254/	157/	14 (C) (CQC)	197,33	3,82	-0,46
254/	157/	15 (C) (CQC)	331,09	-18,37	11,22
254/	157/	16 (C) (CQC)	136,05	16,10	4,69
254/	203/	13 (C) (CQC)	279,24	-4,06	0,18
254/	203/	14 (C) (CQC)	206,75	5,80	-16,61
254/	203/	15 (C) (CQC)	340,51	-17,62	-4,74
254/	203/	16 (C) (CQC)	145,47	19,35	-11,69
263/	166/	13 (C) (CQC)	242,29	-9,81	13,29
263/	166/	14 (C) (CQC)	69,99	7,94	-5,88
263/	166/	15 (C) (CQC)	274,64	-18,26	7,35
263/	166/	16 (C) (CQC)	37,64	16,40	0,06
263/	212/	13 (C) (CQC)	251,70	-8,13	6,37
263/	212/	14 (C) (CQC)	79,41	10,58	-13,21
263/	212/	15 (C) (CQC)	284,06	-17,07	0,40
263/	212/	16 (C) (CQC)	47,06	19,52	-7,23
345/	203/	13 (C) (CQC)	329,82	-7,42	14,58
345/	203/	14 (C) (CQC)	241,67	-0,24	-1,90
345/	203/	15 (C) (CQC)	401,19	-20,37	8,70
345/	203/	16 (C) (CQC)	170,30	12,70	3,98
345/	70/	13 (C) (CQC)	339,24	3,81	5,47
345/	70/	14 (C) (CQC)	251,09	9,13	-13,60
345/	70/	15 (C) (CQC)	410,61	-16,74	-1,12
345/	70/	16 (C) (CQC)	179,72	29,68	-7,01
354/	212/	13 (C) (CQC)	292,96	-7,95	11,26
354/	212/	14 (C) (CQC)	85,44	5,42	-5,58
354/	212/	15 (C) (CQC)	329,06	-14,38	5,83
354/	212/	16 (C) (CQC)	49,33	11,85	-0,16
354/	73/	13 (C) (CQC)	302,37	-5,20	6,07
354/	73/	14 (C) (CQC)	94,86	8,24	-10,70
354/	73/	15 (C) (CQC)	338,48	-11,76	0,87
354/	73/	16 (C) (CQC)	58,75	14,79	-5,50
1212/	70/	13 (C) (CQC)	376,48	-16,34	24,95
1212/	70/	14 (C) (CQC)	293,95	-10,49	-13,04
1212/	70/	15 (C) (CQC)	430,25	-40,87	11,37
1212/	70/	16 (C) (CQC)	240,18	14,04	0,55
1212/	15/	13 (C) (CQC)	392,37	7,54	14,80
1212/	15/	14 (C) (CQC)	309,85	10,40	-23,34
1212/	15/	15 (C) (CQC)	446,14	-20,30	0,96
1212/	15/	16 (C) (CQC)	256,07	38,25	-9,51
1216/	73/	13 (C) (CQC)	343,83	-7,69	16,50
1216/	73/	14 (C) (CQC)	102,69	4,02	-7,17
1216/	73/	15 (C) (CQC)	379,48	-13,49	7,93
1216/	73/	16 (C) (CQC)	67,03	9,82	1,39
1216/	18/	13 (C) (CQC)	359,72	-4,87	10,64
1216/	18/	14 (C) (CQC)	118,58	6,87	-16,55
1216/	18/	15 (C) (CQC)	395,38	-11,47	1,24
1216/	18/	16 (C) (CQC)	82,93	13,47	-7,15
1710/	326/	13 (C) (CQC)	95,40	-4,11	14,17
1710/	326/	14 (C) (CQC)	73,70	6,38	1,06

Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

1710/	326/	15 (C) (CQC)	119,62	-15,81	12,25
1710/	326/	16 (C) (CQC)	49,49	18,09	2,98
1710/	282/	13 (C) (CQC)	104,82	-6,81	-1,60
1710/	282/	14 (C) (CQC)	83,12	4,60	-14,03
1710/	282/	15 (C) (CQC)	129,04	-17,61	-3,15
1710/	282/	16 (C) (CQC)	58,91	15,40	-12,47
1719/	316/	13 (C) (CQC)	83,67	-9,52	11,76
1719/	316/	14 (C) (CQC)	26,42	9,56	-2,36
1719/	316/	15 (C) (CQC)	97,62	-18,25	8,54
1719/	316/	16 (C) (CQC)	12,47	18,30	0,85
1719/	272/	13 (C) (CQC)	93,09	-9,81	2,15
1719/	272/	14 (C) (CQC)	35,84	10,00	-11,44
1719/	272/	15 (C) (CQC)	107,04	-18,72	-0,83
1719/	272/	16 (C) (CQC)	21,89	18,91	-8,45
1800/	370/	13 (C) (CQC)	39,39	-4,91	17,28
1800/	370/	14 (C) (CQC)	31,85	6,58	3,67
1800/	370/	15 (C) (CQC)	49,86	-22,08	16,10
1800/	370/	16 (C) (CQC)	21,39	23,76	4,84
1800/	326/	13 (C) (CQC)	48,81	-5,33	-3,32
1800/	326/	14 (C) (CQC)	41,27	4,68	-14,35
1800/	326/	15 (C) (CQC)	59,28	-19,00	-4,00
1800/	326/	16 (C) (CQC)	30,81	18,35	-13,68
1809/	360/	13 (C) (CQC)	32,14	-13,18	12,99
1809/	360/	14 (C) (CQC)	9,48	13,03	-0,83
1809/	360/	15 (C) (CQC)	38,75	-24,50	10,43
1809/	360/	16 (C) (CQC)	2,88	24,36	1,72
1809/	316/	13 (C) (CQC)	41,56	-10,77	0,43
1809/	316/	14 (C) (CQC)	18,90	10,97	-11,37
1809/	316/	15 (C) (CQC)	48,16	-20,13	-1,62
1809/	316/	16 (C) (CQC)	12,30	20,34	-9,31

Tableau V.1 : Efforts et moments maximum dans les poteaux.

- Ferrailage des poteaux niveaux RDC

type	Elets	M _{max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	A _{s1} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{s2} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	
ELA	1292	94.92	70.56	5.8	(4HA16+ 2HA14)=11.12	11.12	(4HA16+ 2HA14)=11.12	M _s = 30.26 σ _b =5.7 MPa σ _a = 59.7 MPa

Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

- Ferrailage des poteaux niveaux étage

type	Elets	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	A_{s1} (cm^2)	$A_{adop}(cm^2)$	A_{s2} (cm^2)	$A_{adop}(cm^2)$	
ELA	1809	24.36	2.88	2.8	(2HA14+ 1HA12)=4.21	2.8	(2HA14+ 1HA12)=4.21	$M_s = 27.13$ kn.m $\sigma'_b = 5.1$ MPa $\sigma_a = 53.5$ MPa



➤ 3. ferrailage selon le R.P.A 99

Le pourcentage minimal en zone IIa est 0.8%

$$A_{min} = 0.008. b. h \Rightarrow A_{min} = 16.20 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T14+4T12 = 10.68 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal :

- zone courante 4% $\Rightarrow A_{max} = 72.00 \text{ cm}^2$

- zone de recouvrement 6% $\Rightarrow A_{max} = 108.00 \text{ cm}^2$

Le diamètre minimum est de 12 mm

3.4. Calcul du ferrailage des voiles en Flexion composée

a) Combinaisons d'action :

Les combinaisons à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul d'après le RPA 2003 sont :

La combinaison ELU : 1.35G+1.5Q. Art. A.3.3.2. CBA93.

La combinaison ELS : G+ Q. Art. A.3.3.3. CBA93.

La combinaison GQE : G+ Q± E. (5-3).Art. 5.2 RPA03

b) Efforts internes

V.4.1. Dans le sense (y)

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]
104/ 116-117/ 8 (C)	-500,45	68,51	6,69
104/ 116-117/ 10 (C) (CQC)	-435,09	-108,14	-50,35
104/ 116-117/ 11 (C) (CQC)	-294,39	350,20	133,61
104/ 116-117/ 19 (C) (CQC)	-231,88	279,25	106,78
104/ 116-117/ 20 (C) (CQC)	-353,19	-200,07	-99,09
195/ 164-165/ 8 (C)	-664,62	91,43	9,05
195/ 164-165/ 10 (C) (CQC)	-585,26	-235,43	-68,55
195/ 164-165/ 11 (C) (CQC)	-397,27	663,66	183,79
195/ 164-165/ 19 (C) (CQC)	-312,99	529,63	146,86
195/ 164-165/ 20 (C) (CQC)	-463,98	-424,15	-136,50
286/ 210-211/ 8 (C)	-822,76	122,42	11,48

Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

286/	210-211/ 10 (C) (CQC)	-731,58	-394,07	-83,86
286/	210-211/ 11 (C) (CQC)	-499,04	1076,44	230,19
286/	210-211/ 19 (C) (CQC)	-393,30	859,31	183,94
286/	210-211/ 20 (C) (CQC)	-568,64	-718,31	-170,81
377/	68-61/ 8 (C)	-944,47	150,30	10,62
377/	68-61/ 10 (C) (CQC)	-844,85	-556,20	-96,45
377/	68-61/ 11 (C) (CQC)	-584,35	1507,31	264,28
377/	68-61/ 19 (C) (CQC)	-460,78	1203,52	211,24
377/	68-61/ 20 (C) (CQC)	-643,71	-1030,56	-199,05
1353/	13-6/ 8 (C)	-1006,16	143,80	6,39
1353/	13-6/ 10 (C) (CQC)	-899,01	-608,26	-109,78
1353/	13-6/ 11 (C) (CQC)	-632,82	1641,35	290,24
1353/	13-6/ 19 (C) (CQC)	-499,26	1311,01	232,17
1353/	13-6/ 20 (C) (CQC)	-677,69	-1145,19	-224,64
1743/	271-275/ 8 (C)	-333,84	52,24	5,52
1743/	271-275/ 10 (C) (CQC)	-286,22	-20,80	-27,83
1743/	271-275/ 11 (C) (CQC)	-189,98	152,62	80,01
1743/	271-275/ 19 (C) (CQC)	-149,61	121,43	63,93
1743/	271-275/ 20 (C) (CQC)	-240,77	-61,00	-57,55
1833/	315-319/ 8 (C)	-160,04	35,84	6,56
1833/	315-319/ 10 (C) (CQC)	-134,46	6,02	-4,33
1833/	315-319/ 11 (C) (CQC)	-87,21	87,40	33,02
1833/	315-319/ 19 (C) (CQC)	-68,77	69,46	26,32
1833/	315-319/ 20 (C) (CQC)	-118,69	-28,01	-18,75

Tableau V.2 : les efforts et les moments dans le voile sens Y.

c) Ferrailage

1) Sens Y - Y (voile N°1)

VOILES	NIV1 (RDC)	NIV2 (1ère, 2ème étage)	NIV3 (3ème étage, 4ème étage, 5ème étage)
DONNEES			
N(kN) : Effort Normal	-632.82	-584.35	-499.04
M(kN.m) : Moment de flexion	1641.37	1507.31	1076.44
T(kN) : Effort tranchant	292.24	264.28	230.19
L(cm) : Longueur du voile	462.0	462.0	462.0
e(cm) : Epaisseur du voile	20.0	20.0	20.0
Section d'armature "As" (cm²)	19.30/face	19.3/face	19.30/face
Section minimale (cm²) Amin =0,002xLxe	18.48	18.48	18.48
Section d'armature adoptée "As" (cm²)	30T12=33.93	30T10=23.56	30T10=23.56

4.2. Dans le sens (x)

Panneau/Coupe/Cas	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]
102/ 98-102/ 7 (C)	-585,78	100,63	-11,33
102/ 98-102/ 9 (C) (CQC)	-472,89	231,83	129,10
102/ 98-102/ 10 (C) (CQC)	-698,66	-30,56	-151,75
102/ 98-102/ 17 (C) (CQC)	-367,13	183,99	103,41
102/ 98-102/ 18 (C) (CQC)	-547,74	-25,92	-121,27
193/ 152-155/ 7 (C)	-772,05	136,26	-8,63
193/ 152-155/ 9 (C) (CQC)	-628,43	460,78	187,42
193/ 152-155/ 10 (C) (CQC)	-915,68	-188,26	-204,69

Chapitre 7 : Ferrailage des éléments porteurs

193/	152-155/ 17 (C) (CQC)	-487,73	366,40	150,00
193/	152-155/ 18 (C) (CQC)	-717,52	-152,83	-163,69
284/	198-201/ 7 (C)	-953,70	168,17	-6,46
284/	198-201/ 9 (C) (CQC)	-787,96	843,33	244,24
284/	198-201/ 10 (C) (CQC)	-1119,44	-506,99	-257,17
284/	198-201/ 17 (C) (CQC)	-611,63	671,74	195,42
284/	198-201/ 18 (C) (CQC)	-876,81	-408,52	-205,72
375/	64-65/ 7 (C)	-1081,08	211,42	-4,31
375/	64-65/ 9 (C) (CQC)	-928,27	1308,82	310,07
375/	64-65/ 10 (C) (CQC)	-1233,90	-885,98	-318,70
375/	64-65/ 17 (C) (CQC)	-721,26	1043,18	248,06
375/	64-65/ 18 (C) (CQC)	-965,76	-712,67	-254,96
1374/	9-10/ 7 (C)	-1152,96	186,25	-5,08
1374/	9-10/ 9 (C) (CQC)	-1063,78	1293,13	346,92
1374/	9-10/ 10 (C) (CQC)	-1242,14	-920,62	-357,08
1374/	9-10/ 17 (C) (CQC)	-828,64	1030,97	277,61
1374/	9-10/ 18 (C) (CQC)	-971,33	-740,03	-285,59
1741/	278-279/ 7 (C)	-396,75	62,83	-13,79
1741/	278-279/ 9 (C) (CQC)	-317,10	208,68	64,12
1741/	278-279/ 10 (C) (CQC)	-476,41	-83,02	-91,69
1741/	278-279/ 17 (C) (CQC)	-246,39	166,28	51,52
1741/	278-279/ 18 (C) (CQC)	-373,84	-67,09	-73,13
1831/	322-323/ 7 (C)	-204,69	24,99	-11,04
1831/	322-323/ 9 (C) (CQC)	-160,16	177,09	14,66
1831/	322-323/ 10 (C) (CQC)	-249,21	-127,12	-36,74
1831/	322-323/ 17 (C) (CQC)	-124,79	141,84	11,91
1831/	322-323/ 18 (C) (CQC)	-196,03	-101,53	-29,21

Tableau V.3 : Les efforts et les moments dans les voiles sens X
2) Sens X - X (voile N°2)

VOILES	NIV1 RDC	NIV2 (1ère étage, 2ème étage)	NIV2 (3ème étage, 4ème étage, 5ème étage)
DONNEES			
N(kN) : Effort Normal	-1063.78	-928.77	-838.44
M(kN.m) : Moment de flexion	1293.73	1308.82	462.79
T(kN) : Effort tranchant	746.92	310.07	374.44
L(cm) : Longueur du voile	525.0	525.0	525.0
e(cm) : Epaisseur du voile	20.0	20.0	20.0
Section d'armature "As" (cm²)	21.8/face	21.8/face	21.8/face
Section minimale (cm²) Amin =0,002xLxe	21.0	21.0	21.0
Section d'armature adoptée "As" (cm²)	35T12=39.58	35T10=27.49	35T10=27.49

1. Les Fondations

1.1. Définition

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

1.2. Rappel

❖ *Les types des fondations*

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée sous Poteau
 - Semelle filante continue sous mur
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux
 - Radiers généraux ou nervurés
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

❖ *Choix des fondations*

- Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol
- Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :
 - La nature et le poids de la superstructure.
 - La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
 - La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (pour notre cas le contrainte admissible du sol =20MPa

Chapitre 8 : Les Fondations

❖ Dimensionnement des fondations

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A), les autres poteaux doivent être calculées de la même manière

❖ Stabilité des fondations

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure
- Des sollicitations dues au sol

1.3. Combinaisons d'actions à considérer

ELU : $1.35G+1.5Q$ (B.A.E.L91)

Combinaison accidentelle : $G+Q\pm E$.

$0.8G\pm E$. (R.P.A.99.Art.10.1.4.1).

ELS: $G+Q$.

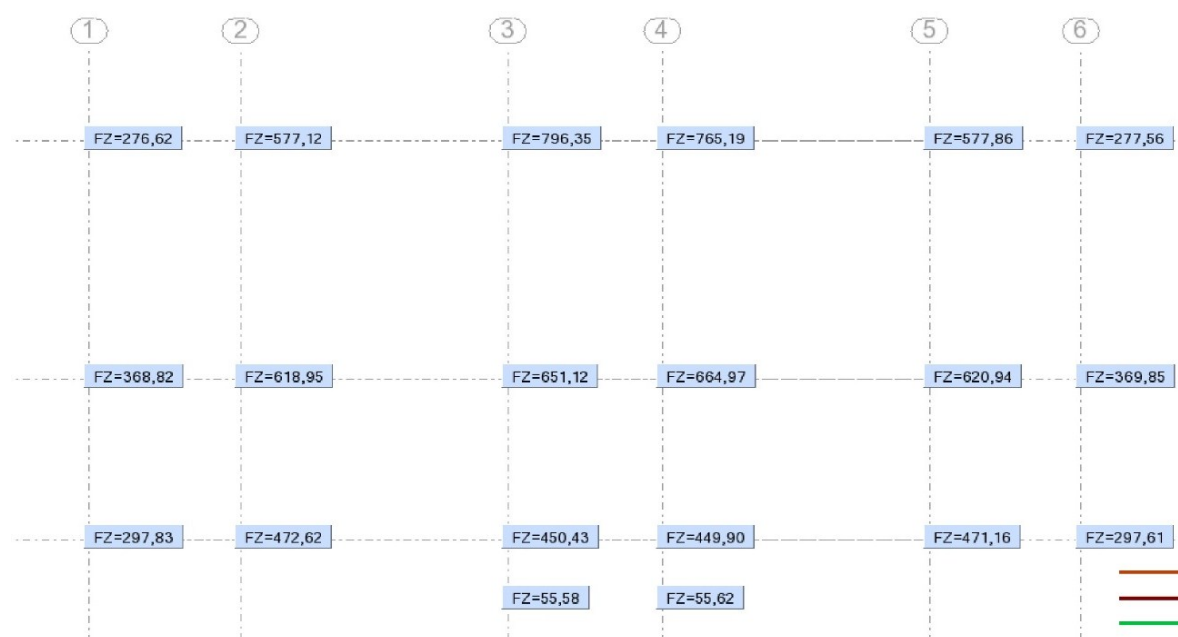


Figure VI.1 : Les réactions des fondations.

1.4. Calcul des sections

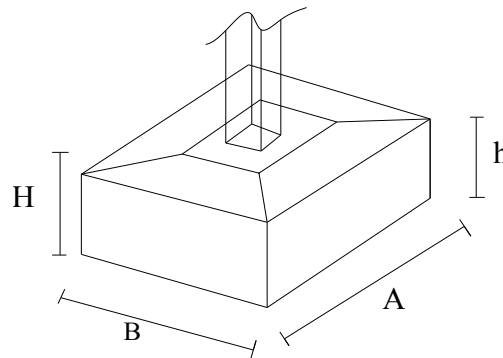
➔ Semelle isolée (S1)

$$H=2\text{m} \quad , \quad N=47.11 \quad \sigma_s=2 \text{ bars}$$

$$A = \sqrt{\frac{N * 10^3}{2 * \frac{b}{a}}} \quad \Rightarrow A = \sqrt{\frac{47.11 * 10^3}{2 * \frac{30}{40}}} = 230$$

$$\Rightarrow A = 230 + 20 = 250 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A = 250 \text{ cm}$$



$$B = A * \frac{30}{40} = 190 \text{ cm}$$

$$P_T = A * B * 1,77 * H$$

$$= 2.50 * 1.90 * 1,77 * 2 = 16.81 \text{ m}$$

$$N_t = 47.11 + 16.81 = 63.92 \text{ t}$$

$$A = \sqrt{\frac{63.92 * 10^3}{2 * \frac{30}{40}}} = 250 \text{ cm}$$

DONC $A = 250 \text{ cm}, B = 190 \text{ cm}$

$$H = \frac{240 - 40}{4} + 5 = 55 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = \frac{2}{3} H = 40 \text{ cm}$$

Ferrailage

Méthode des bielles :

$$D_b \geq \text{Max} \left(\frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right), \quad h = d_b + c + \frac{\emptyset}{2}$$

$$D_a = 52.5 \text{ cm} \quad D_b = 35 \text{ cm} \quad h = 52.5 + 3 + 0.6 = 61.5 = 65 \text{ cm}$$

Chapitre 8 : Les Fondations

$$A/a = \frac{N_u(A-a)}{8.d_a\sigma_s} = \frac{63.92(250-40)}{8.52,5.348} = 09.18 \text{ cm}^2$$

$$A/b = \frac{N_u(B-b)}{8.d_b\sigma_s} = \frac{63.92(190-30)}{8.35.348} = 10.49 \text{ cm}^2$$

Semelle	Section // A (cm ²)	Ferrailage // A	A _{adop} (cm ²)	Section // B (cm ²)	Ferrailage // B	A _{adop} (cm ²)
S1	09.18	17T12	19.23	10.61	18T12	20.36

Semelle isolée (S2)

$$H=2\text{m} \quad , \quad \sigma_{\text{sol}}=2 \text{ bars} \quad N= 66.49\text{t}$$

$$A = \sqrt{\frac{N \cdot 10^{-3}}{2 \cdot b/a}} \quad \Rightarrow A = \sqrt{\frac{66.49 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 240 \quad \Rightarrow A=240+20= 260\text{cm}$$

$$B=260 \cdot \frac{30}{40} = 200$$

$$P_t = A \cdot B \cdot 1,77 \cdot H$$

$$= 2.6 \cdot 2.0 \cdot 1,77 \cdot 2 = 18.40 \text{ t/m}$$

$$N_t = N + P_t = 84.89\text{t}$$

$$A = \sqrt{\frac{84.89 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 260 \text{ cm}$$

DONC $A = 260 \text{ cm}, B = 200 \text{ cm}$

$$H = \frac{260-40}{4} + 5 = 60\text{cm} \quad \quad h = \frac{2}{3} H = 40 \text{ cm}$$

Ferrailage

Méthode des bielles :

$$D_b \geq \text{Max} \left(\frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right), \quad h = d_b + c + \frac{\emptyset}{2}$$

Chapitre 8 : Les Fondations

$$D_a = 57.5 \text{ cm} \quad D_b = 40 \text{ cm} \quad h = 40 + 3 + 0.6 = 43.6 = 45 \text{ cm}$$

$$A/a = \frac{N_u(A-a)}{8.d_a\sigma_s} = \frac{84.89(260-40)}{8.57,5.348} = 11,66 \text{ cm}^2$$

$$A/b = \frac{N_u(B-b)}{8.d_b\sigma_s} = \frac{84.89(200-30)}{8.40.348} = 12.95 \text{ cm}^2$$

Semelle	Section // A (cm ²)	Ferrailage // A	A _{adop} (cm ²)	Section // B (cm ²)	Ferrailage // B	A _{adop} (cm ²)
S1	11.66	18T12	20.36	12.95	19T12	21.49

➔ Semelle isolée (S3)

$$H=2\text{m} \quad , \quad \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \quad N = 79.63\text{t}$$

$$A = \sqrt{\frac{N \cdot 10^{-3}}{2 \cdot b/a}} \quad \Rightarrow A = \sqrt{\frac{79.63 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 250\text{cm} \rightarrow A = 260 + 20 = 280\text{cm}$$

$$B = 280 \cdot \frac{30}{40} = 210 \text{ cm}$$

$$P_t = A \cdot B \cdot 1,77 \cdot H$$

$$= 2.8 \cdot 2.1 \cdot 1,77 \cdot 2 = 20.07 \text{ t}$$

$$N_t = N + P_t = 79.63 + 20.07 = 99.70 \text{ t}$$

$$A = \sqrt{\frac{99.70 \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{30}{40}}} = 270\text{cm} \quad \text{DONC} \quad A = 270 \text{ cm}, B = 210 \text{ cm} \quad H = \frac{210-40}{4} + 5 = 70 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = \frac{2}{3} H = 50 \text{ cm}$$

Ferrailage

Méthode des bielles :

$$D_b \geq \text{Max} \left(\frac{B-b}{4}, \frac{A-a}{4} \right), \quad h = d_b + c + \frac{\emptyset}{2}$$

Chapitre 8 : Les Fondations

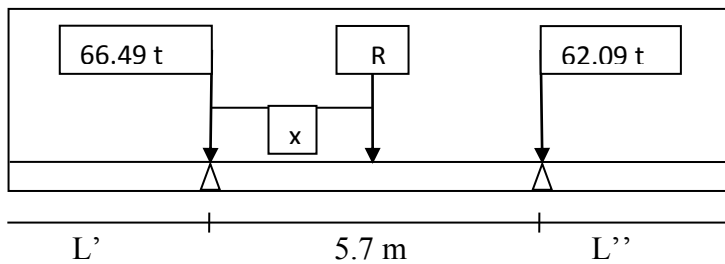
$$D_a = 60 \text{ cm} \quad D_b = 42.5 \text{ cm} \quad h = 42.5 + 3 + 0.6 = 46.1 = 50 \text{ cm}$$

$$A/a = \frac{N_u(A-a)}{8.d_a\sigma_s} = \frac{99.70(270-40)}{8.60.348} = 13.72 \text{ cm}^2$$

$$A/b = \frac{N_u(B-b)}{8.d_b\sigma_s} = \frac{99.7(210-30)}{8.42.5.348} = 15.16 \text{ cm}^2$$

Semelle	Section // A (cm ²)	Ferraillage // A	A _{adop} (cm ²)	Section // B (cm ²)	Ferraillage // B	A _{adop} (cm ²)
S1	13.72	18T12	20.36	15.16	19T12	21.49

Semelle filante (S.F1)



1-Calcul de centre de gravité de la semelle :

$$X = \frac{P_2 \times l}{P_1 + P_2} = \frac{62.09 \times 5.7}{62.09 + 66.49} = 2.75 \text{ m}$$

On fixe $L' = 1.6 \text{ m} \Rightarrow L' = L''$

$$\Rightarrow L'' = 1.6 \text{ m}$$

La longueur de la semelle :

$$L = 5.7 + L' + L'' = 5.7 + 1.6 + 1.6 = 8.9 \text{ m}$$

On pose : $B = 1.70 \text{ m}$

Poids de la semelle :

$$P_s = (1.7 \times 0.3 + 0.4 \times 0.5) \times 8.9 \times 2.5 = 15.79 \text{ t}$$

Vérification des contraintes sous la semelle :

$$\frac{Q_{ser}}{B \times L} \leq \sigma_{sol}$$

$$Q_{ser} = 62.09 + 66.49 + 15.79 = 144.37 \text{ t}$$

$$\frac{144.37 \times 10^4}{1.70 \times 8.9 \times 10^6} = 0.10 \text{ MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

⇒ les dimensions de la semelle sont corrects

Calcul du ferrailage :

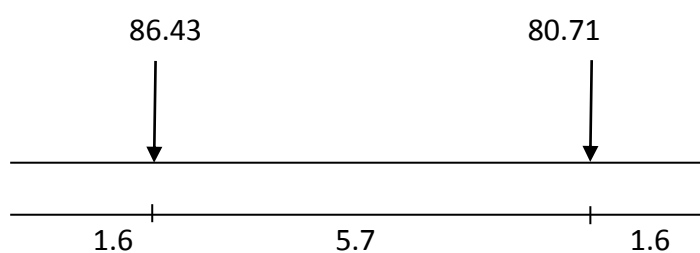
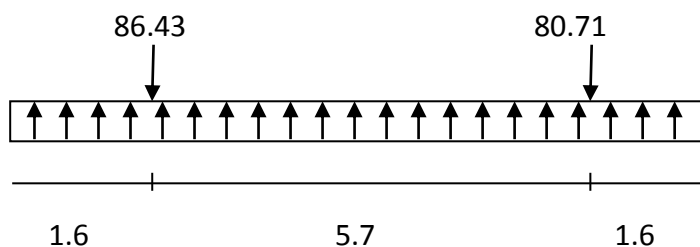


Diagramme des moments :



$$\sigma = \frac{P_1 + P_2}{L} = \frac{86.43 + 80.71}{8.9} = 18.78 \text{ MPa}$$

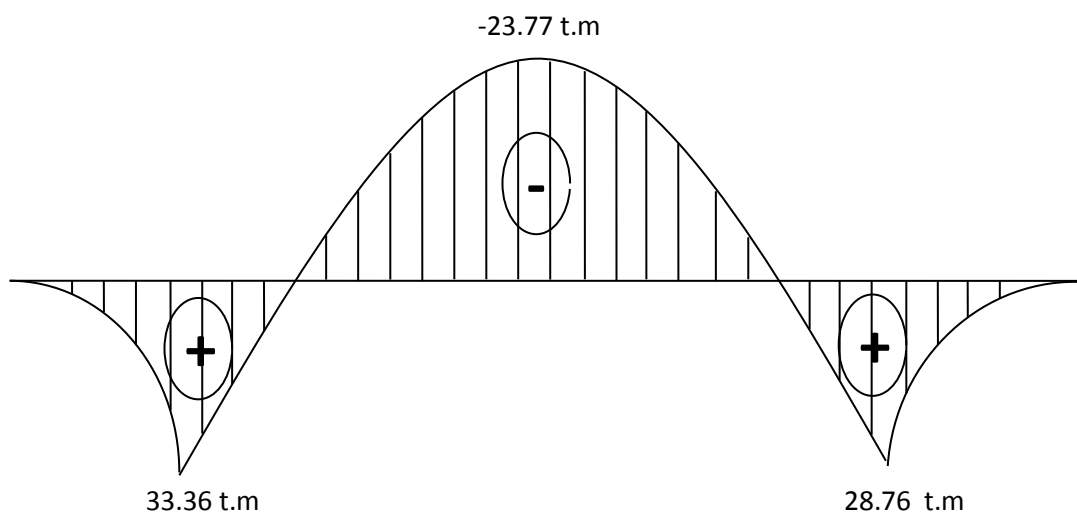
$$M_t = -23.77 \text{ t.m}$$

$$M_{a1} = 33.36 \text{ t.m}$$

$$M_{a2} = 28.76 \text{ t.m}$$

Chapitre 8 : Les Fondations

Diagramme des moments :



Calcul des armatures :

Section de la poutre 50×70 , flexion simple :

$$A_t = 10.5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6HA16 + 4HA14 = 18.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{a1} = 15.0 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6HA16 + 4HA12 = 16.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{a2} = 12.90 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

Chapitre 8 : Les Fondations

Schéma de ferrailage :

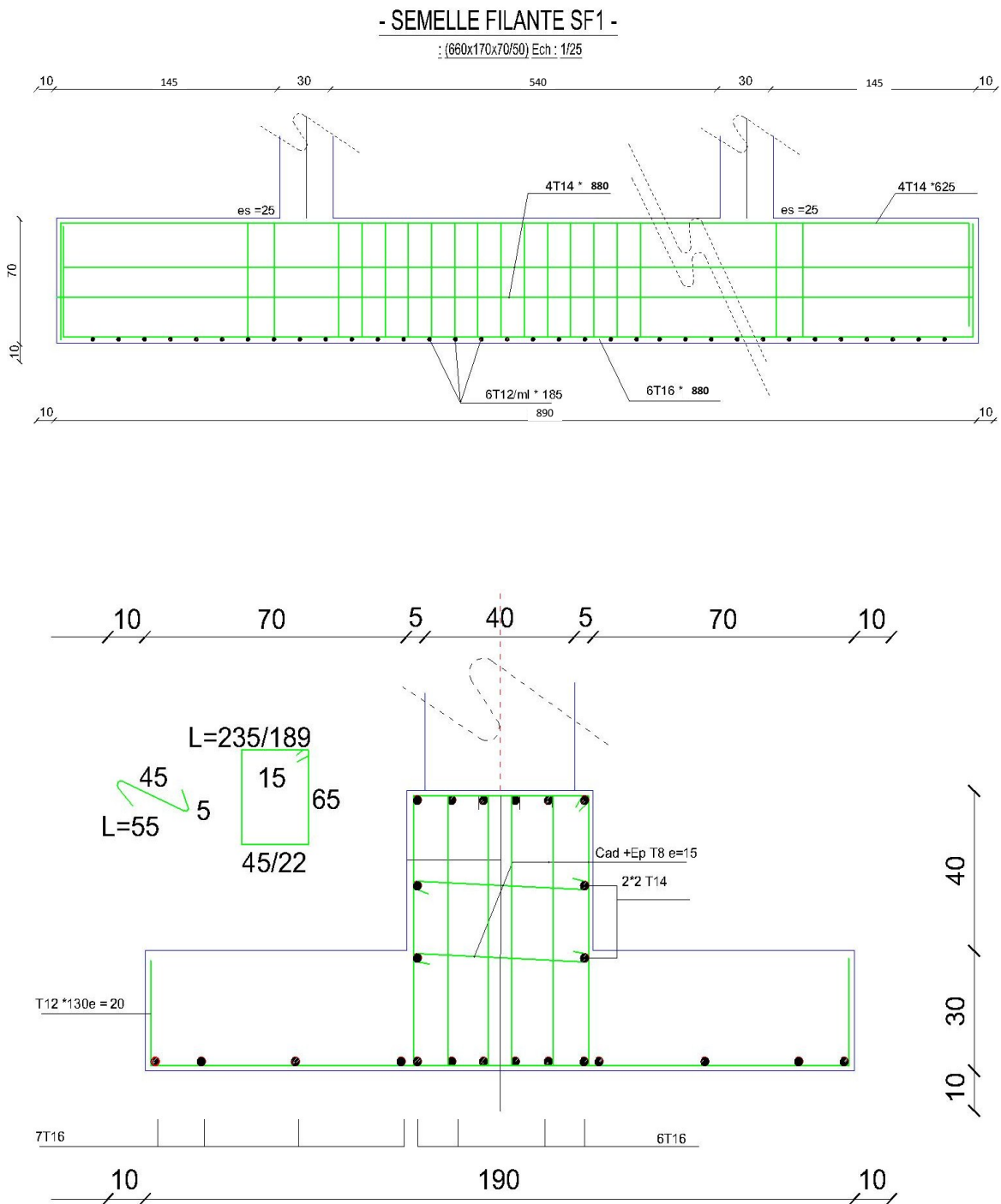


Figure VI.2 : Coupe semelle 1-1.

1.5. Ferrailage des semelles

► *Semelle isolée*

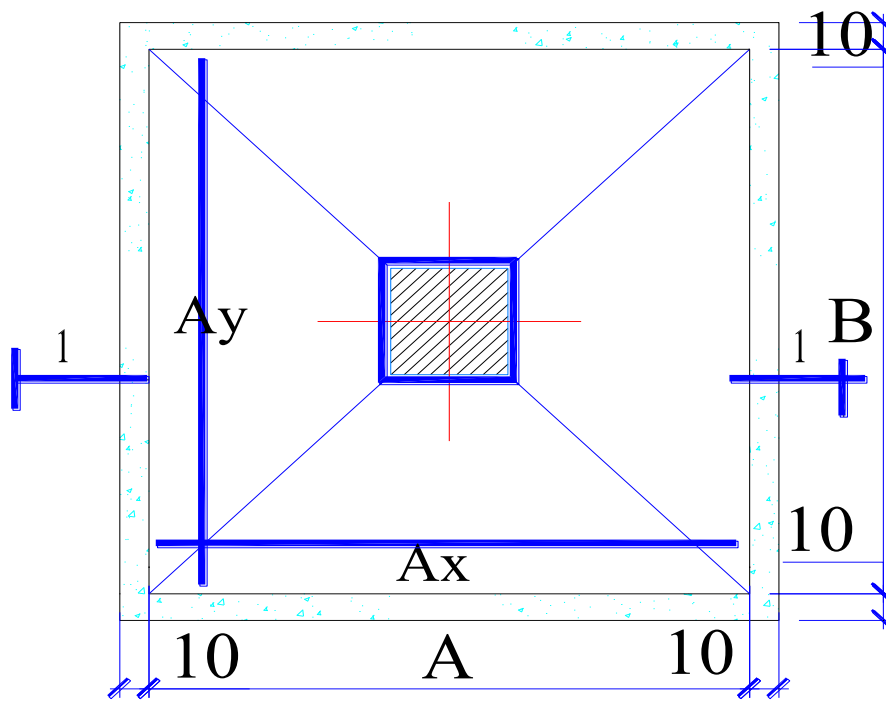
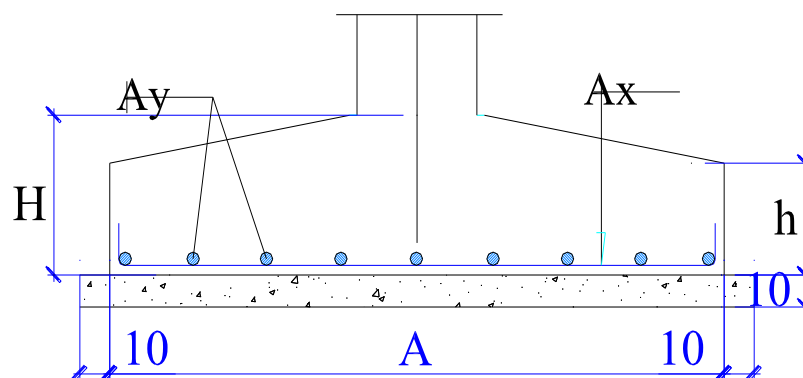


Figure VI.5 : Détail semelle.

Coupe:1.1



Conclusion

- Le projet de fin d'étude nous a permis de mettre en évidence les connaissances théoriques, générales acquises durant l'ensemble des années d'étude et de comprendre l'origine des différentes méthodes et leur application.
- On a pu aussi déduire que la seule connaissance théorique n'est pas suffisante, car il existe un autre côté constructif qui ressort plus de l'expérience que de calcul et auquel il est utile de se conformer.
- Il est important de mentionner que beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances pour cela seul le travail continu des compréhensions et de volonté de recherche pourra nous aider à atteindre tous les objectifs.
- En fin nous espérons que notre modeste travail sera un bon guide pour les promotions futures.

RESUME

Le présent mémoire, étudie un bâtiment de forme régulière en plan et en élévation. Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément aux règlements BAEL91 et RPA99 Ver2003. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul Robot 2010. Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres et les voiles) a été mené par le logiciel de ferrailage Expert 2010, et les éléments secondaires a été fait manuellement. La fondation du bâtiment est composée de semelles filantes et des semelles isolées.

Mots-Clés : contreventement, Parasismique, étude, Structure, modélisation.

ABSTRACT

The present report, studies a building of regular form in plan and on rise. The Pre dimensioning of the carrying elements was made in accordance with regulations BAEL91 and RPA99 Ver2003. The seismic analysis of the structure was carried out by the computation software Robot 2010. The reinforcement of the carrying elements (posts, beams and veils) was carried out by the software of reinforcement Expert 2010, and the secondary element was made manually. The foundation of the building is made up of strip footings and the spread footings.

Keywords : bracing, par seismic, Studies, Structure, Modelling.

ملخص

تدرس هذه المذكرة مبنى منتظم من حيث المخطط و الارتفاع. تمت عملية دراسة العناصر الحاملة وفقا لنظم التحليل الزلزالي لهيكل المبنى تم من خلال برنامج الحسابات . تعزيز العناصر الحاملة (اعمدة, عارضات, جدران) تمت بواسطة برنامج التعزيز اما بالنسبة للعناصر الثانوية فقد تم حسابها يدويا , اساسات المبنى مكونة من اساسات على شكل شريط و اساسات معزولة.

الكلمات المفتاحية : إسناد، مضاد للزلازل، دراسات، هيكل، نمذجة.