

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

	Page
I.PRESENTATION DE L'OUVRAGE	18
I- Généralités	18
I.1 - Les caractéristiques géométriques	18
I.2- Les éléments structuraux	18
1 -3Caractéristique des matériaux	18
1 .3.1.Béton	18
1 -3.2.Acier	22
II.PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES	
II.1.Introduction	25
II.2.descente des charges	25
II.3. Pré dimensionnement des poutres	27
II.3.1 pré dimensionnement des poutres principales	27
II.3.2 pré dimensionnement des poutres secondaire	28
II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	28
II.5. Les poutrelles	32
II.6 Les Voiles	33
III.ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	34
III.1ETUDE DES PLANCHERS	46
III.2.ETUDE DES ESCALIERS	46
III.2.1 Pré dimensionnement	46
III.2.2 La longueur de la ligne de foulée	47
III.2.3.Les types d'escaliers	49
III.2.4. Descente des charges des escaliers	50
III.2.5.Détermination des efforts internes	52
III.2.6.Détermination du ferrailage	56
III.3.ETUDE DE LA POUTRE PALIERE	56
III.3.1.Pré-dimensionnement	57
III.3.2.Descente des charges	61
III.4.L'ACROTERE	61
III.4.1.Introduction	61
III.4.2.Poids propre de l'acrotère :	61
III.4.3.Détermination du ferrailage	61
IV.ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE	
IV.1. INTRODUCTION	66
IV.2.MODELISATION DE LA STRUCTURE	66
IV.3. COMBINAISON D'ACTION	66
IV.4.CHOIX DES METHODES D'ESTIMATION DES FORCES SISMIQUES	66
IV.4.1.METHODE STATIQUE EQUIVALENTE	67
IV.4.2.METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE	67
IV.4.3..Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	68
IV.4.4.-Choix de la méthode de calcul	
IV.4.5.Détermination de la force sismique totale [V]	68

SOMMAIRE

IV.6.PERIODE [T ₁] ET [T ₂]DU SITE CONSIDEREE	68
IV.7.POIDS TOTALE DE LA STRUCTURE [W]	71
IV.8.FACTEUR D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE [D]	71
IV.9.ESTIMATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE	71
V.ETUDE DES ELEMENT STRUCTUREUX	72
V .1. INTRODUCTION	79
V.2. LES POTEAUX	79
V.2.1.Combinaisons des charges	79
V.2.2.Vérification spécifique sous sollicitations normales réduites	79
V.2.3.Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	80
V.2.4.Résultats des sollicitations des poteaux	81
V.2.5.Ferraillage des poteaux	81
V.2.1LES POUTRES	85
V.2.1.1.Ferraillage des poutres principales	85
V.2.1.2.Ferraillage des poutres secondaires	90
V.2.1.3.Ferraillage des consoles	94
V.3.LES VOILES	96
V.3.1.Introduction	96
V.3.2.Détermination des sollicitations	96
V.3.2.Détermination du ferraillage des voiles	97
VI.ETUDE DES FONDATIONS	
VI.1. INTRODUCTION	102
VI.2. DIFFERENT TYPES DE FONDATION	102
VI.3.CHOIX DE TYPE DE FONDATION	102
VI.4.CALCULE DE LA SEMELLE ISOLEE	102
VI.4.1. Pré dimensionnement	102
VI.4.2. Calcul du ferraillage	104
VI.4.3.Vérification au poinçonnement	105
VI.4.4.1RESUME DES RESULTATS DES SEMELLES :	105
VI.5.CALCUL DE LA SEMELLE FILANTE SOUS MUR VOILE ET POTEAU	106
VI.5.1.Pré-dimensionnement	107
VI.5.2. Calcul des armatures	107
VI.5.3.Vérification au cisaillement	110
VI.5.4.Récapitulatif des différentes semelles filantes	111
VI.6.ETUDE DES LONGRINES	112
VI.6.1.Introduction	114
VI.6.2.Calcul du ferraillage longitudinal	114
VI.6.3.Calcul du ferraillage transversal	114
VII.ETUDE MANAGERIALE	
VII.1.INTRODUCTION	115
VII.2.DEFINITIONS	115
VII.2.1.Management de projet	115
VII.2.2.C'est quoi un projet	115
VII.2.3.Caractéristique d'un projet	115
VII.2.4.Facteur principal d'un projet	116

SOMMAIRE

VII.2.4.Cycle de vie de projet:	116
VII.2.5.Objectif à atteindre :	116
VII.3.Projet (application):	117
VII.3.1.Le Works Breakdown Structure [WBS]	117
VII.3.2description de l'OBS (Organisation Breakdown Structure du projet)	119
VII.3.2.1.les ressources	119
VII.3.3.Stratégie adopté dans l'établissement de l'ordonnancement des travaux	119
VII.3.4.Devis quantitatifs et estimatifs	122
VII.4.Soumission	124
VII.5.La courbe BCWS	129
VII.6.Interprétation de la courbe	130
VII.7.Conclusion	132
	133

CONCLUSION GENERALE

ANNEXES

Introduction générale

Problématique

Le domaine de construction est un vaste domaine, qui a connu durant son histoire plusieurs innovations non seulement dans les procédés de conception et de réalisation, mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisés dans les structures ; selon les besoins et les capacités. Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux tel que le béton armé, le béton précontrainte, l'acier, le bois.

Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter trois buts:

- a)- Un maximum de sécurité (le plus important) : consiste d'assurer la stabilité de l'ouvrage.
- b)- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- c)- Esthétique.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (Poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Pour une meilleure démarche d'un projet il doit être planifié, quelque soit son importance ou sa complexité. Il s'agit de définir les travaux à réaliser, de fixer des objectifs, de coordonner diverses actions, de maîtriser les moyens requis, de minimiser les risques rencontrés, enfin de mettre en place une stratégie de management, notamment en suivant les activités en cours et en rendant compte de l'état d'avancement du projet. Il est en effet primordial de prévoir et de suivre de manière réaliste les délais, les ressources et les coûts de conception et de fabrication du produit envisagé.

Le présent projet de fin d'étude a pour but d'étudier une structure et de proposer un planning de réalisation du dit projet avec pour but de renseigner le devis estimatif du cahier des charges.

Méthodologie

L'étude de cette structure se focalise sur deux parties, la première partie consiste à étudier le coté technique c'est-à-dire faire un pré dimensionnement judicieux, étudier tous les éléments composant de cette structure, faire une modélisation numérique en utilisant le logiciel SAP2000 et calculé le ferrailage de tous les éléments. Et la deuxième partie du projet consiste à établir le planning de réalisation et de renseigner le cahier des charges à l'aide d'un logiciel MS project 2007.

Organisation du présent document :

Le présent document est organisé en sept chapitres décrits comme suit

Introduction général

CHAPITRE I : présentation de l'ouvrage

CHAPITRE II : pré dimensionnement et descente des charges

CHAPITRE III : étude des éléments secondaires

CHAPITRE IV : étude dynamique de la structure

CHAPITRE V:étude des éléments structuraux

CHAPITRE VI: étude des fondations

CHAPITRE VII: étude managériale.

I- Généralités :

Ce projet consiste à étudier une structure (**R+4**) à usage d'habitation .Le lieu d'implantation se situe à SEBRA wilaya de TLEMCEM dans la **zone I** (faible séismicité) selon la classification du règlement parasismique algérien (**R.P.A99 V 2003**)

I.1 - Les caractéristiques géométriques :

- La longueur totale du bâtiment : **21.20 m**
- La largeur totale du bâtiment : **13.30 m**
- La hauteur totale du bâtiment : **17.13 m**

I.2- Les éléments structuraux :

Cette structure est en béton armé est composé en :

- Plancher en corps creux de 21 cm d'épaisseur (16+5) pour l'ensemble des étages
- Plancher terrasse : inaccessible incliner
- Des efforts horizontaux et verticaux par des portiques
- L'infrastructure est en semelle, isolées et filante sous murs voile
- Cage d'escalier :
 - Le palier (dalle pleine de 15cm)
 - Les escaliers (paillasse, marches, et contre marches)

1 -3Caractéristique des matériaux :

1 .3.1.Béton:

Le béton est un mélange composé de : Ciment, eau, air, granulats.

Ce mélange du béton doit respecter des rapports bien définis, Le béton résiste bien à la compression et n'a pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CM1/II A 42.5.
- 400kg de sable $C_g < 5\text{mm}$.
- 800kg de gravillons 8/16 et 16/25.
- 175L d'eau de gâchage.

La masse volumique de béton armé est de 2.50t/m^3 .

1 -3.1.1. Résistance caractéristique à la compression:

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28} , qui est exprimé en MPa.

Pour un nombre de jours $j < 28$, f_{cj} , ont a les lois suivantes, qui sont données par le BAEL91 modifiée 99:

$$\text{Si : } j < 60 \text{ jours} \implies f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$$

$$\text{Si : } j > 60 \text{ jours} \implies f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

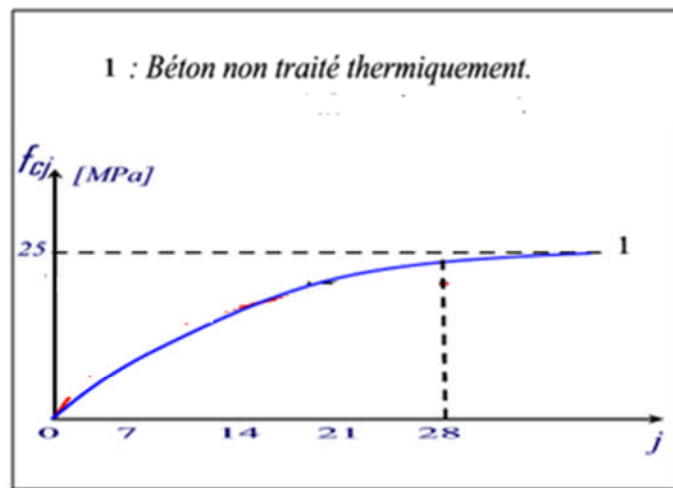


Fig.1.1- Evolution de la résistance de compression f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

Pour notre étude on va prendre : $f_{c28}=25$ MPa.

1 -3.1.2. Résistance caractéristique à la traction:

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours est notée par f_{tj} , elle est exprimée en MPa.

D'après BAEL 91 modifiée 99 :

$$\text{Si : } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \implies f_{tj} = 0,6+0,06 f_{cj}$$

$$\text{Si : } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \implies f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3}$$

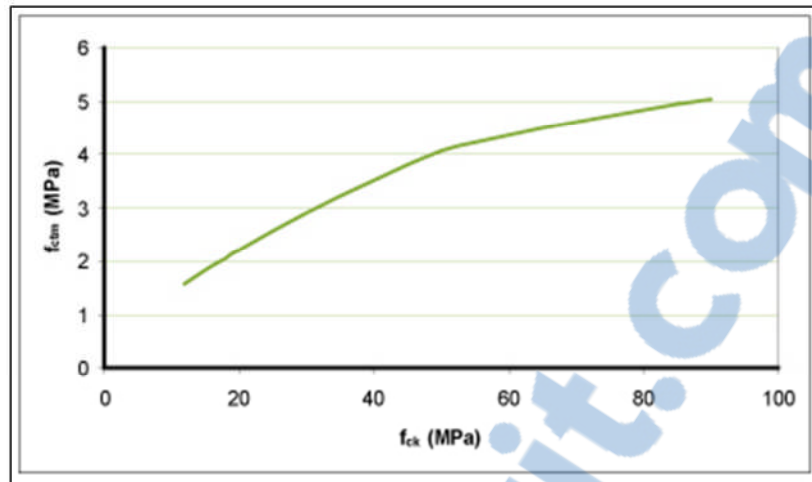


Fig.1.2- Evolution de la résistance de traction f_{ct} en fonction de la compression f_{cj} .

Pour notre étude on va prendre : $f_{t28}=2,1$ MPa.

1.3.1.3. Les états limites :

Une structure doit être conçue et calculée de telle manière qu'elle doit résister à toutes les sollicitations durant sa vie, elle doit aussi présenter des sécurités vis-à-vis de sa ruine ou d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité ou son aspect.

Etat Limite Ultime de Résistance(E.L.U.R) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement.

Le comportement réel du béton est modélisé par la figure (1.3), d'après BAEL91 modifiée99 :

Si : $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\%$ \Rightarrow La courbe est sous forme d'une parabole, avec :

$$\sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 10^3 \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \times \varepsilon_{bc})$$

ε_{bc} : Déformation du béton à la compression.

Si $t > 24$ heures $\theta=1$

Si $1 \leq t \leq 24$ heures $\theta=0,9$

Si $t < 1$ heures $\theta=0,85$

Si : $2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\%$ \Rightarrow La courbe est sous forme d'une droite constante, avec :

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1.5} = 14,17 \text{ MPa.}$$

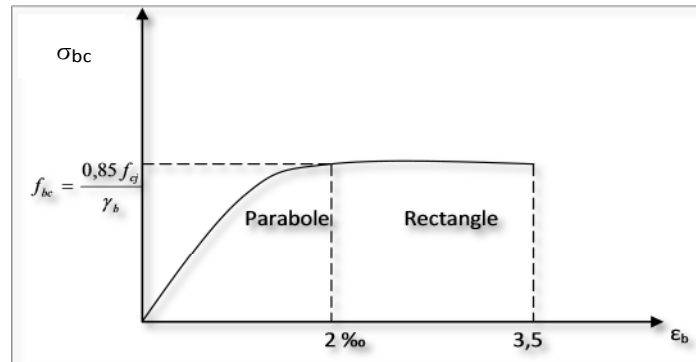


Fig.1.3- Diagramme contrainte de compression, déformation à l'ELU.

Etat Limite de Service (E.L.S) :

Consiste à équilibrer les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

Plus que les déformations sont faibles, alors on suppose que le béton reste dans le domaine élastique et on adopte la loi de Hooke, avec $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa} .$$

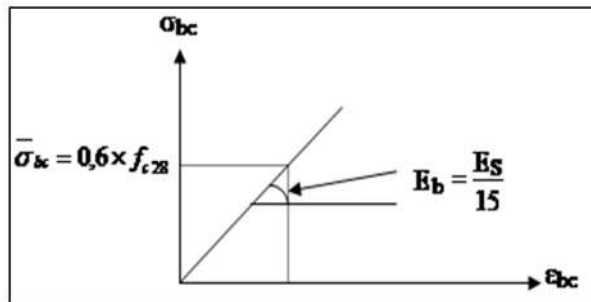


Fig.1.4- Diagramme contrainte, déformation à ELS .

1 -3.1.4. Coefficient de poisson:

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L).$$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} \Delta d/d: \text{déformation relative transversale.} \\ \Delta L/L: \text{déformation relative longitudinale.} \end{array} \right.$

Il est pris égal à :

$v = 0$ à E.L.U (béton fissuré).

$v = 0,2$ à E.L.S (béton non fissuré).

1 -3.1.5. Module de déformation longitudinale:

Le module de déformation longitudinale instantané, pour un chargement de courte durée, est donné par : $E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$

Le module de déformation longitudinale différé, pour un chargement de longue durée, est donné par : $E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$

1 -3.2.Acier:

L'acier est un alliage de fer et de carbone, ils sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration. Les différents types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé sont :

Tableau. 1.1-Valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers.

Type	Nuance	f_e [MPa]
Ronds lisses	F _e E22	215
	F _e E24	235
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400
	F _e E50	500
Fils tréfiles HA Type3	F _e TE40	400
	F _e TE50	500
Fils tréfiles lisses Type4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500
	TL52 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520

1 -3.2.1. Contrainte de calcul d'acier:

Etat Limite Ultime (E.L.U):

Le diagramme déformation-contrainte se compose d'une droite et d'une pente avec :

$$\zeta_{sl} = F_e / \gamma_s E_s \quad \text{Si : } \begin{cases} \zeta_s < \zeta_{sl} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \zeta_s \\ \zeta_{sl} \leq \zeta_s < 10 \text{ \%} \Rightarrow \sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.83 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Avec : $E_s = 200000$ MPa. [Module d'élasticité]

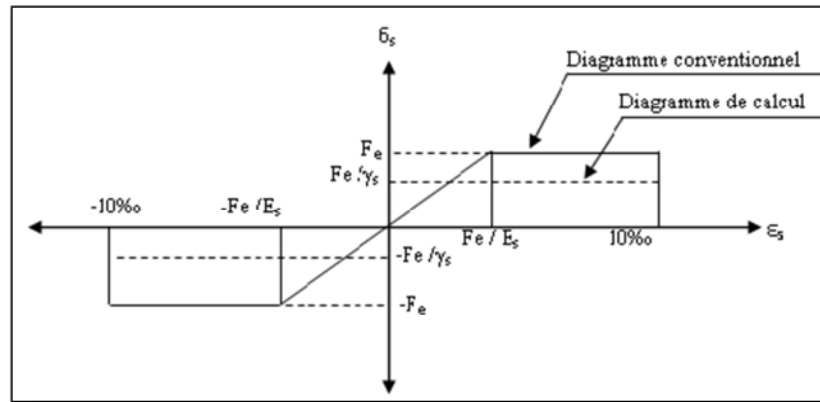


Fig.1.5- Diagramme déformation, contrainte de l'acier.

Etat Limite Service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

- Fissuration préjudiciable $\implies \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$.
- Fissuration très préjudiciable $\implies \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$.

Avec η : Coefficient de fissuration : $\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les R.L} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les H.A} \end{cases}$

1 -3.2.2. Contrainte ultime de cisaillement:

Cas d'armatures droites ($\alpha=90^\circ$) :

$\tau_{\mu} < \bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5MPa \right)$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_{\mu} < \bar{\tau} = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4MPa \right)$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

Cas d'armatures inclinées ($\alpha=45^\circ$) :

$\tau_{\mu} < \bar{\tau} = \min \left(0.27 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 7MPa \right)$

1 -3.2.3. Les sollicitations de calcul vis-à-vis aux états limites:**Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante:

- $1,35G+1,5Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, alors il faudra appliquer les règles parasismiques Algériennes qui ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

- $G+Q\pm E$; $0,8G\pm E \implies$ Pour les poutres.
- $G+Q\pm 1,2E \implies$ Pour les poteaux.

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} G: \text{charge permanente.} \\ Q: \text{charge d'exploitation.} \\ E: \text{effort de séisme.} \end{array} \right.$

Etat limite de service :

La combinaison d'action suivante : $G+Q$.

II.1.INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, et poutres) est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû aux charges et surcharges.

II.2. DESCENTE DES CHARGES :

II.2.1 Plancher terrasse inclinée



Figure 2.1: schéma d'un plancher terrasse

1- Tuile	⇒	0,45 KN/m ²
2- Etanchéité multicouche (e = 2cm)	⇒	2 × 0,12 = 0,24 KN/m ²
3- Isolation thermique (e = 2cm)	⇒	0,10 KN/m ²
4- Plancher à corps creux (16+5)	⇒	2,95 KN/m ²
5- Enduit en plâtre (e = 2cm)	⇒	2 × 0,10 = 0,20 kg/m ²

$$\mathbf{G = 3,94 \text{ KN/m}^2.}$$

$$\mathbf{Q = 1 \text{ KN/m}^2.}$$

II.2.2 plancher terrasse plat :

1-protection mécanique (gravier) d'épaisseur = 5cm(15*0.05)=0.75 kN/m ²
2-étanchéité multicouche composer par 3 couches de 36S et EAC en alternance0.12 kN/m ²
{ EAC : enduit bitumé d'application à chaud 36S : feutre bitumé de surface =36m ²	
3-forme de pente d'épaisseur =8cm:22*0.08=2 kN/m ²
4-isolation thermique d'épaisseur =4cm 3*0.04=0.12kn/ m ²
5-parvapeur (36S +feuille d'aluminium).....	=0.05 kN/m ²
6-plancher à corps creux (16+5) cm	=2.8 kN/m ²
7- enduit en plâtre d'épaisseur =2cm.....	(14*0.02)=0.28 kN/m ²

$$\mathbf{G=6.12 \text{ kN/m}^2}$$

$$\mathbf{Q = 1 \text{ KN/m}^2}$$

II.2.3 Plancher étage courant :

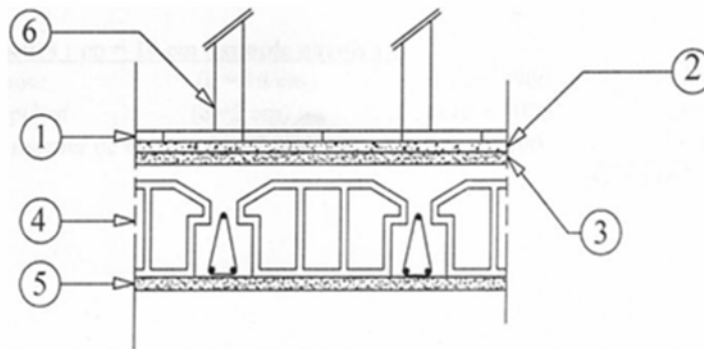


Figure 2.2: schéma d'un plancher étage courant

1- Carrelage (e = 2cm)	⇒	$2 \times 0,2 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
2- Mortier de pose (e = 2cm)	⇒	$2 \times 0,2 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
3- sable fin (e = 2cm)	⇒	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
4- plancher à corps creux(16+5)	⇒	$2,95 \text{ KN/m}^2$
5- enduit en plâtre (e = 2cm)	⇒	$2 \times 0,1 = 0,20 \text{ KN/m}^2$
6- cloisons légères (e = 10cm)	⇒	1 KN/m^2

$$G = 5,31 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2.$$

II.2.4 maçonnerie

II.2.4.A Murs extérieurs (doubles parois)

Enduit en mortier de ciment (e = 2cm) ext	⇒	$2 \times 0,18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
Brique creuse (e = 15cm)	⇒	$15 \times 0,09 = 1,35 \text{ KN/m}^2$
Brique creuse (e = 10cm)	⇒	$10 \times 0,09 = 0,90 \text{ KN/m}^2$
Enduit en plâtre (e = 1.5cm)	⇒	$1,5 \times 0,10 = 0,15 \text{ KN/m}^2$

$$G = 2,71 \text{ KN/m}^2.$$

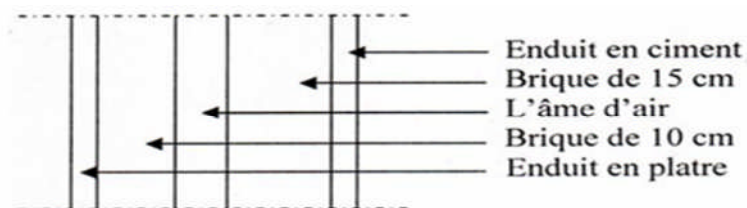


Figure 2.3: schéma d'un mur double parois

II.2.4 .B Murs intérieurs (simples parois)

Enduit en plâtre (e = 2cm)	⇒	$2 \times 0,10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$
Brique creuse (e = 10cm)	⇒	$0,90 \text{ KN/ m}^2$
Enduit en plâtre (e = 1.5cm)	⇒	$1.5 \times 0,10 = 0,15 \text{ KN/m}^2$

$$G = 1,25 \text{ KN/m}^2$$

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments horizontaux supportent les charges et surcharges, leur pré dimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 et vérifier suivent le règlement parasismique algérien RPA 99. Une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par La RDM :

A) Selon les règles BAEL 91 :

- La hauteur h de la poutre doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

- La largeur b de la poutre doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

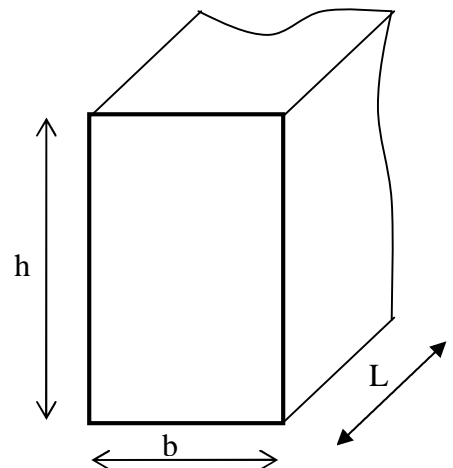


Fig.2.4-Section d'une poutre

B) selon le RPA 99 pour la zone I :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

II.3.1 pré dimensionnement des poutres principales :

$$L = 4,80 \text{ m}$$

- selon le BAEL 91 : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 32 \leq h \leq 48 \text{ (cm)} \Rightarrow h = 45 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12,8 \leq b \leq 28 \text{ (cm)} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

II.3.2 pré dimensionnement des poutres secondaire :

L = 4,35 m

- Selon le BAEL 91 : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 29 \leq h \leq 43.5 \text{ (cm)} \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ (cm)} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification selon RPA99**

$b \geq 20 \text{ cm}$ —————> c'est vérifié

$h \geq 30 \text{ cm}$ —————> c'est vérifié

$h/b < 4$ —————> c'est vérifié

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre porteuse } 30 \times 45 \quad \text{Pour } L = 4,80 \text{ m} \\ \text{Poutre non porteuse } 30 \times 35 \quad \text{Pour } L = 4.35 \text{ m} \end{array} \right.$

II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Le dimensionnement s'effectue de la manière suivante :

1- dimensionnement à L'ELU :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots(1)$$

Avec γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

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

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

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

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

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

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

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

λ : L'élanement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f=0,7L_0=0,7 h_e$

a : dimension de la section du béton du poteau

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

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

B : aire total de la section du poteau

A_s : section d'acier minimale ; $\frac{A_s}{B} = 1\%$

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MP a

f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 400$ MP a

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

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

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

2- vérification selon RPA 99 :

La section obtenue doit vérifier les conditions imposées par le RPA 99 v 2003, ce qui s'écrit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a, b)} \leq 30\text{cm} \quad \text{en zone I} \\ \text{Min (a, b)} > h/20 \quad , h : \text{ hauteur d'étage} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

*Le poteau le plus sollicité est celui qui supporte des charges réparties sur une surface **S** la plus défavorable ou la plus grande.

$$s = 17,74 \text{ m}^2$$

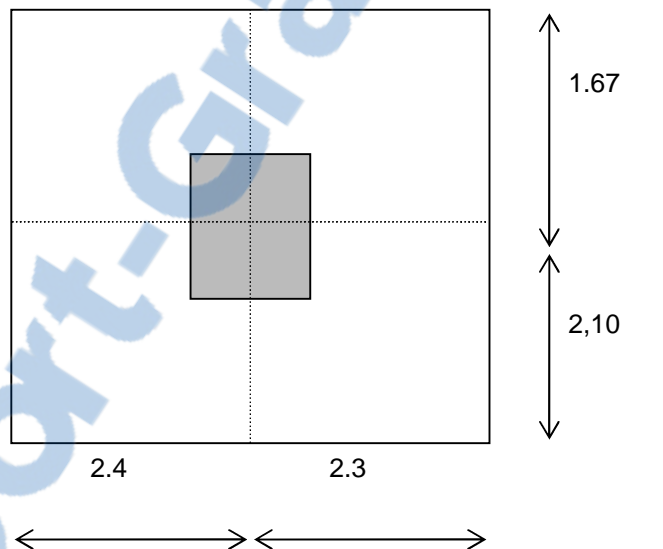


Figure 2.5: section du poteau le plus sollicité

Tableau. 2.1-descente des charges des poteaux

Niveau	Charge permanente	G (KN)	Charge variable Q(KN)	Nu	a(cm)	choix
NT	<i>P. terrasse : 4.09*17.74</i> <i>Poutre principale : 0,3* 0,45 * 25* (2.2+2.1)</i> <i>Poutre secondaire : 0,3*0,35* 25*(1.47+1,9)</i>	72,557 14,51 8,85	$QT = 1.05*17.74$ $= 18.63$	157,43	11,94	30*30
Σ		95,91	18.63			
N4	<i>Venant NT :</i> <i>Poteau : 25 *0.4* 0.4* (3,23 - 0,4)</i> <i>P. étage : 5.31*17.74</i> <i>Poutre principale :0.3*0.45*25*(2.2+2.1)</i> <i>Poutre secondaire :0.3*0.35*25*(1.47+1.9)</i>	95,91 11,32 94,20 14,51 8,85	$Q4 = 1,5*17.74$ $=26.61$	371,33	21,27	30*30
Σ		224,79	45.24			
N3	<i>Venant N4 :</i> <i>Poteau : 25 *0.4* 0.4* (3,23 - 0,4)</i> <i>P. étage : 5.31*17.74</i> <i>Poutre principale :0,3*0.45*25*(2.2+2.1)</i> <i>Poutre secondaire :0.3*0.35*25*(1.47+1.9)</i>	224,79 11,32 94,20 14,51 8,85	$Q3 = 1,5*17.74$ $= 26.61$	585,24	22	35*35
Σ		353,68	71.85			
N2	<i>Venant N3:</i> <i>Poteau : 25 *0.4* 0.4* (3,23 - 0,4)</i> <i>P. étage : 5.31*17.74</i> <i>Poutre principale :0.3*0.45*25*(2.2+2.1)</i> <i>Poutre secondaire :0.3*0.35*25*(1.47+1.9)</i>	353,68 11,32 94,20 14,51 8,85	$Q2 = 1,5*17.74$ $= 26.61$	800	25,72	35*35
Σ		482,56	98.46			
N1	<i>Venant N2 :</i> <i>Poteau : 25 *0.4* 0.4* (3,23 - 0,4)</i> <i>P. étage : 5.31*17.74</i> <i>Poutre principale :0.3*0.45*25*(2.2+2.1)</i> <i>Poutre secondaire :0.3*0.35*25*(1.47+1.9)</i>	482,56 11,32 94,20 14,51 8,85	$Q1 = 1,5*17.74$ $= 26.61$	1013	28	40*40
Σ		611,44	125.07			
NR	<i>Venant N1 :</i> <i>Poteau : 25 *0.4* 0.4* (3,23 - 0,4)</i> <i>P. étage : 5.31*17.74</i> <i>Poutre principale :0.3*0.45*25*(2.2+2.1)</i> <i>Poutre secondaire :0.3*0.35*25*(1.47+1.9)</i>	611,44 11,32 94,20 14,51 8,85	$QR = 1,5*17.74$ $= 26.61$	1226,95	30,28	40*40
Σ		740,32	151.68			

{	Poteau de RDC et 1 ^{ère} étage	40*40
	Poteau de 2 ^{ème} à 3 ^{ème} étage	35*35
	Poteau de 4 ^{ème} étages	30* 30

3-Vérification des poteaux au flambement :

Tableau. 2.2- Vérification des poteaux au flambement

Niveau	Dimension	Moment d'inertie (m4)	Rayon de giration (m)	L'élancement	obs
RDC-1 ^{ère} etg	40*40	0,0021	$I_x=0.1145$ $I_y=0.1145$	$\lambda_x = 19,74$ $\lambda_y = 19,74$	<50 <50
2 ^{ème} -3 ^{ème} etg	35*35	0.0012	$I_x=0.0989$ $I_y=0.0989$	$\lambda_x = 22.86$ $\lambda_y = 22.86$	<50 <50
4 ^{ème} étage	30*30	0.0007	$I_x=0.0866$ $I_y=0.0866$	$\lambda_x = 25.66$ $\lambda_y = 25.66$	<50 <50

II.5. Les poutrelles :

b_0 : largeur de la nervure.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la table.

h_0 : hauteur de la table.

$b_0 = 12\text{cm}$

$b = 65\text{cm}$

$h_0 = 5\text{cm}$

$h = 21\text{cm}$

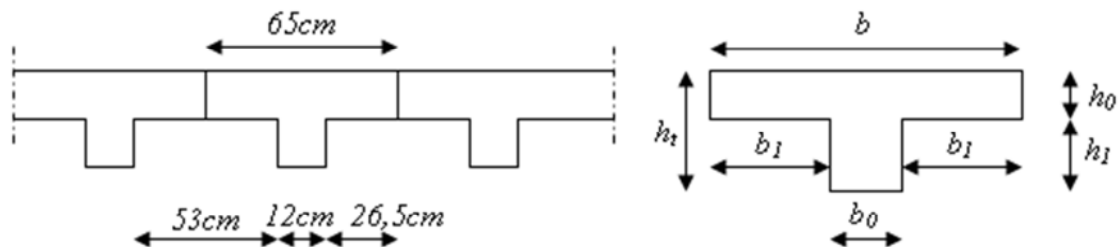


Figure2.6 : dimension d'une poutrelle

Les poutrelles sont espacées de 65cm pour la simple raison de construction et facilité de coffrage

On prend $b_0=12\text{cm}$ $2*b_1=b- b_0 \Leftrightarrow b_1=26.5\text{cm}$

Condition :

$b_1 \leq l/10 \dots\dots\dots b_1=26.5\text{cm} \leq 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

$b_1 \leq (6\text{et}8) h_0 \dots\dots\dots b_1=26.5\text{cm} (30\text{et}40)\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

II.6 Les Voiles :

Les murs voiles se sont des éléments conçus pour résister aux forces horizontales dues aux vents et aux séisme .ils doivent satisfaire la condition : $L \geq 4a$

L :longueur du voile.

a : l'épaisseur du voile.

Il faut aussi respecter les règles de **RPA99** version **2003** :

$a \geq h_e/20$ avec **he** : hauteur d'étages.

L'épaisseur minimale est de 15cm.de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

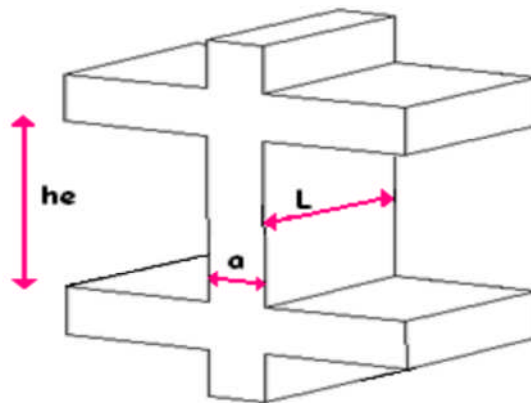


Figure 2.7 : Coupe de voile en élévation

he=3.23m (des 4 étages).

$a \geq h_e/20 = 3.23/20 \Leftrightarrow a = 0.1615\text{m}$

Donc l'épaisseur de mur voile des 4 étages est égale à **16.25cm**.

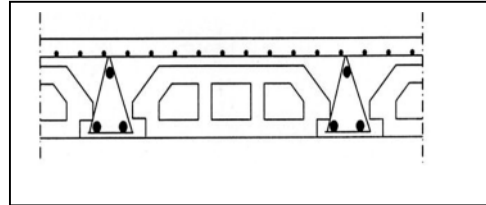
Pour des raisons constructives on adopte : des voiles de **20cm** pour toute la structure.

III.1. ETUDE DES PLANCHER

Les planchers ont un rôle important dans la structure, car ils supportent les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre structure, on a deux types de plancher :

- Plancher à corps creux,
- Dalle pleine.



III.1.1. Etude des poutrelles :

figure 3.1 ; schéma du corps creux

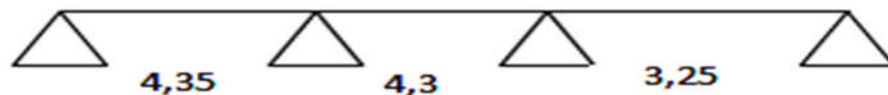
Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissants et les efforts tranchants, pour cela il existe trois méthodes qui sont :

- Méthode forfaitaire,
- Méthode de Caquot,
- Méthode des trois moments.

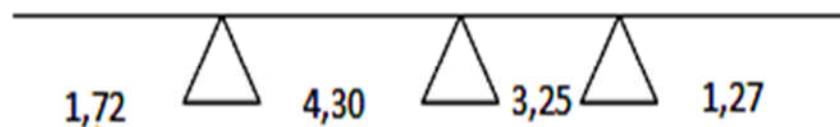
Nous allons utiliser «La méthode des trois moments » car elle convient à notre cas.

III.1.2. Les différents types des poutrelles :

Type1



Type2



Type3



Type4



III.1.3.Descente des charges :

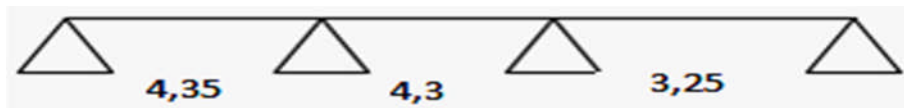
Tableau. 3.1-Les différentes descentes de charge.

Niveaux	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	b [m]	Combinaison des charges	
				ELU [KN/ml] $q_u=b(1.35G+1.5Q)$	ELS [KN/ml] $q_s=b(G+Q)$
Terrasse inaccessible avec tuile INC	4,09	1,05	0,65	4,61	3,34
Terrasse inaccessible	6,12	1,00	0,65	6,34	4,63
Étage courant	5,31	1,50	0,65	6,12	4,43

III.1.4.Détermination des efforts internes:

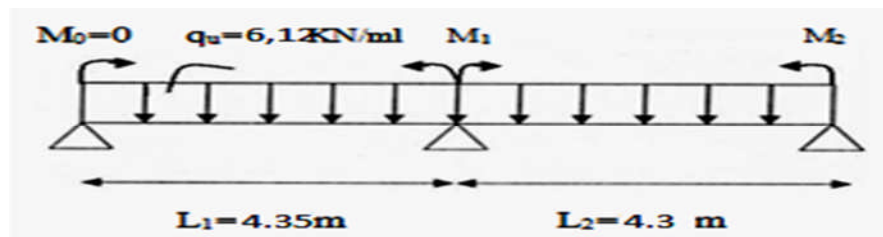
Pour déterminer les efforts internes « Moment fléchissant, Effort tranchant », on va utiliser la méthode des trois moments :

Le cas étudié est le 1^{er} type, l'étage courant.

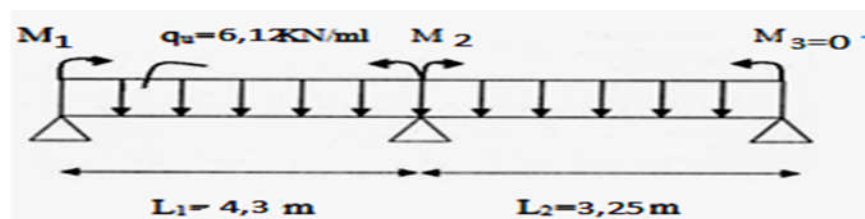


ELU :

Travée 0-1-2



Travée 1-2-3 :



$$\text{A.N: } \begin{cases} M_0(4,35)+2M_1(4,35+4,30)+M_2(4,3)=-6(R_{g1}+R_{d1}). \\ M_1(4,3)+2M_2(4,3+3,25)+M_3(3,25)=-6(R_{g2}+R_{d2}). \end{cases}$$

On sait que: $M_0=M_3=0$

$$\begin{cases} 17,30M_1+4,30M_2=-6(R_{g1}+R_{d1}). \\ 4,30M_1+15,10M_2=-6(R_{g2}+R_{d2}). \end{cases}$$

Avec : $q_u=6,12\text{KN/ml}$.

$$\begin{cases} R_{g1}=\frac{q_u l_1^3}{24}=20,98\text{KN}. \\ R_{d1}=\frac{q_u l_2^3}{24}=20,27\text{KN}=R_{g2}. \\ R_{d2}=\frac{q_u l_3^3}{24}=8,75\text{KN}. \end{cases}$$

$$\begin{cases} 17,30M_1+4,30M_2=-247,5. \\ 4,30M_1+15,10M_2=-174,12. \end{cases}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow M_1 &= -12,31\text{KN.m} \\ M_2 &= -8,03\text{KN.m} \end{aligned}$$

Calcul des moments et des efforts tranchants :

Travée 0-1 :

$$R_0+R_1-q_u L_1=0.$$

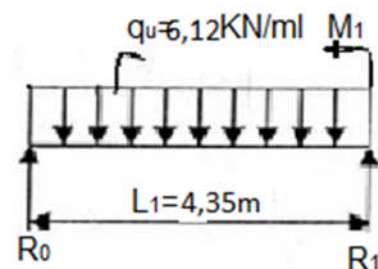
$$R_0+R_1=26,62\text{KN}.$$

$$\sum M/1=0 \Rightarrow R_0 L_1 - q_u L_1^2/2 - M_1=0$$

$$\text{A.N: } R_0=10,48\text{KN}.$$

$$R_1=16,14\text{KN}.$$

$$M(x)=R_0 x - q_u x^2/2 \quad \begin{cases} M(0)=0 \\ M(4,35)=-12,31\text{KN.m} \end{cases}$$



$$T(x) = R_0 - q_u x \quad \begin{cases} T(0) = 10.48 \text{ KN} \\ T(3,25) = -16.14 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } : T(x) = 0 \Leftrightarrow x = R_0/q_u \\ \Leftrightarrow x = 1,71 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.71) = 8.95 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2 :

$$R_1 + R_2 - q_u L_2 = 0.$$

$$R_1 + R_2 = 26.32 \text{ KN.}$$

$$\sum M/2 = 0 \Leftrightarrow R_1 L_2 - q_u L_2^2/2 + M_1 - M_2 = 0$$

$$\text{A.N : } R_1 = 14.15 \text{ KN.}$$

$$R_2 = 12.17 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_1 x - q_u x^2/2 + M_1 \quad \begin{cases} M(0) = -12.31 \text{ N.m} \\ M(4.30) = -8.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_u x \quad \begin{cases} T(0) = 14.15 \text{ KN} \\ T(4.30) = -12.16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } : T(x) = 0 \Leftrightarrow x = R_1/q_u \\ \Leftrightarrow x = 2.31 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2.31) = 4.20 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 :

$$R_2 + R_3 - q_u L_3 = 0.$$

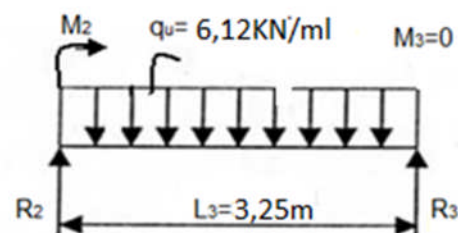
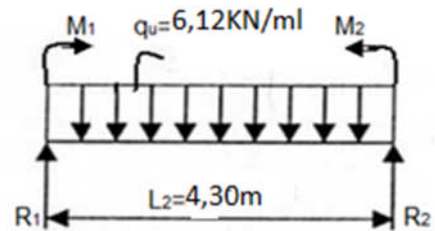
$$R_2 + R_3 = 19.89 \text{ KN.}$$

$$\sum M/2 = 0 \Leftrightarrow -R_3 L_3 + q_u L_3^2/2 + M_2 = 0$$

$$\text{A.N : } R_3 = 7.47 \text{ KN.}$$

$$R_2 = 12.42 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_3 x - q_u x^2/2 \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3,25) = -8.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$T(x) = R_3 - q_u x \quad \begin{cases} T(0) = 7.47 \text{ KN} \\ T(3,25) = -12.42 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } : T(x) = 0 \Leftrightarrow x = R_3 / q_u \Leftrightarrow x = 1,22 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,22) = 4.55 \text{ KN.m}$$

à l'aide du SAP2000 on obtient :

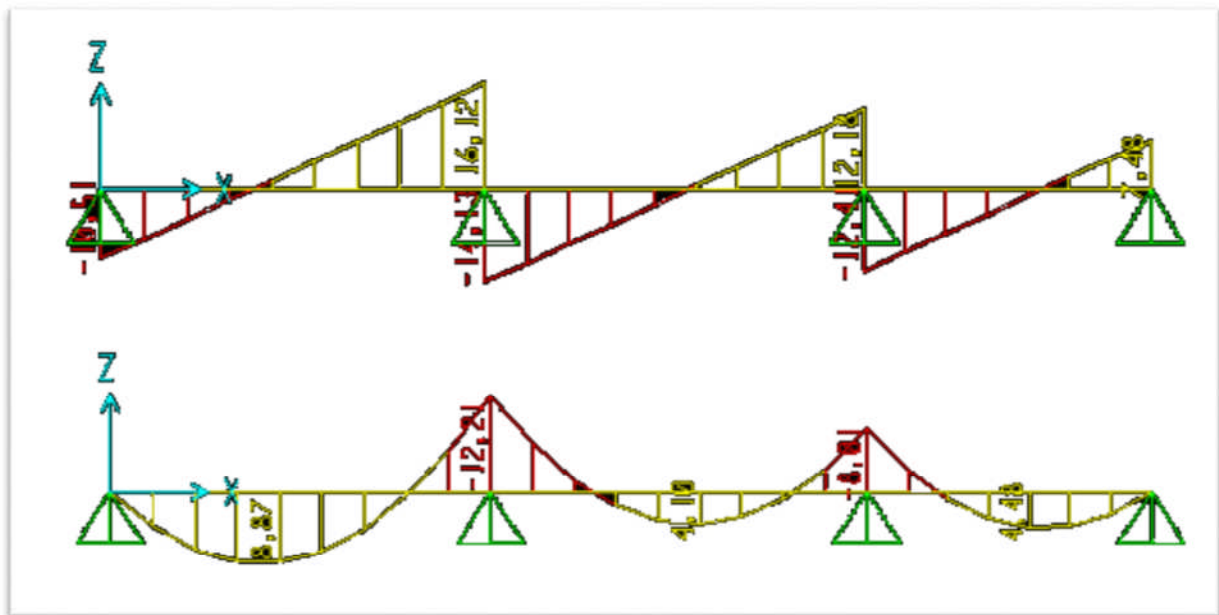


Figure.3.2-Diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELU pour type 1 étage courant.

III.1.4.Ferrailage des poutrelles:

Tableau 3.2 : les efforts du plancher terrasse

Combinaisons	Types	M_{app} [KN.m]	M_{trav} [KN.m]	T[KN]
ELU	1	9,20	6,68	12,14
	2	7,86	6,12	12,98
	3	10,77	9,70	16,15
	4	6,82	4,20	9,71
	5	8,53	6,74	11,90
ELS	1	6,66	4,80	8,80
	2	7,88	4,42	9,47
	3	7,84	7,08	11,78
	4	4,94	3,04	7,33
	5	6,18	4,88	8,62

Tableau 3.3 : les efforts plancher Etage courante

Combinaisons	Types	M_{app} [KN.m]	M_{trav} [KN.m]	T [KN]
ELU	1	12,21	8,87	16,12
	2	0	13,99	13,17
	3	9,06	5,58	13,45
	4	11,33	8,95	15,81
ELS	1	8,82	6,42	11,65
	2	0	10,11	9,52
	3	6,55	4,04	9,72
	4	8,19	6,47	11,43

Notre exemple de calcul sera pour le type 1, étage courant :

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,21 = 0,189\text{m}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa}$$

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

$$f_{bc} = 14,17\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,83\text{MPa}$$

ELU:

En travée:

$$M_{ut} = 8,87 \text{ KN.m} = 8,87 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Le moment d'équilibre par la table:

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_t = 0,0755 \text{ MN.m}$$

On a : $M_t > M_{ut}$

Donc, l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,87 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,189)^2 \times 14,17} = 0,0269.$$

$$\mu_u = 0,0269 < \mu_r = 0,392$$

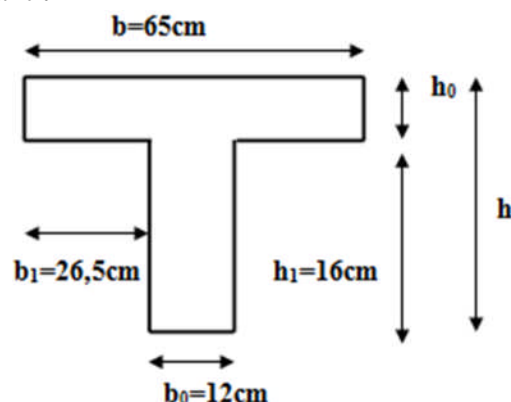


FIGURE 3.3 : section des poutrelles

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2.(0,0269)})$$

$$\alpha = 0,034$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,189.(1 - 0,4.0,034)$$

$$Z = 0,186 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{8,87 \times 10^{-3}}{0,186 \times 347,83} \quad A_{st} = 1,36 \text{ cm}^2$$

On choisit : **2T10** de section **1,57 cm²/ml**.

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 1,48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

En appuis:

$$M_{u \text{ app}} = 12,21 \text{ KN.m} = 12,21 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Le moment d'équilibre par la table:

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_t = 0,0755 \text{ MN.m}$$

On a : $M_t > M_{u t}$

Donc, l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section en « T » ($b_0 \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_{Uapp}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,21 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,189)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,2 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

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

$$\alpha = 0,15.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,189 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,15)$$

$$Z = 0,178 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{12,21 \times 10^{-3}}{0,178 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 1,97 \text{ cm}^2$$

On choisit : **2T12** de section **2.26** cm²/ml.

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{st} \min \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 0,27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

ELS:

En travée:

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes a l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \gamma = \frac{8,87}{6,42} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,0269 < 0,44 \dots \dots \dots [CV]$$

En appuis:

$$\left. \begin{aligned} \gamma &= \frac{M_u}{M_s} = \frac{12,21}{8,82} = 1,38 \\ \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} &= 0,44 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \alpha = 0,15 < 0,44 \dots \dots \dots [CV]$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{UMax}}{b_0 \times d} \qquad \tau_u = \frac{16,12 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189}$$

$$\tau_u = 0,71 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour des fissurations peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc on a : } \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots [CV]$$

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}; 1,00; \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,6 ; 1,00 ; 1,2)$$

On prend : $\phi_t = \Phi 6 \text{ mm.}$

Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_l, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{21}{4}; 12 \times 1.20; 30\text{cm}\right)$$

On prend: $S_t = 5\text{cm}$

Zone courante $S_t' \leq \frac{h}{2}$

$$S_t' \leq \frac{21}{2}$$

On prend : $S_t' = 10\text{cm}$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

Condition de non fragilité :

$$\frac{f_e \cdot A_t}{b_0 \cdot S_t'} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right).$$

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le : FeE215.

$$\frac{215 \cdot 0,57}{12 \cdot 10} \geq \max\left(\frac{0,6}{2}; 0,4\text{MPa}\right).$$

$$1,02 \geq 0,4 \dots\dots\dots [CV]$$

Vérification au glissement :

En appui :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \leq 0 \quad \text{Avec : } \begin{cases} T_u = 16.12\text{KN.} \\ M_u = 12.21\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow -48.48 \leq 0 \dots\dots\dots [CV]$$

Vérification de la flèche :

D'après BAEL91 modifié 99, il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{\max}}{500} \quad \text{Avec : } L_{\max} : \text{La portée maximale des poutrelles.}$$

Dans notre cas, on a : $L_{\max} = 4.35\text{m} \quad \Rightarrow \quad f_{adm} = \frac{435}{500} = 0,87 \text{ cm}.$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_{ur} \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = \frac{0,65 \cdot (0,21)^3}{12} + 15 \cdot 1,57 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{0,21}{2} - 0,021\right)^2 \quad [\text{car : } d' = 0,1 \cdot h = 0,021\text{m}]$$

$$I_0 = 5,17 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,57 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,189} = 0,00692$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \cdot \frac{0,12}{0,65}) \cdot 0,00692} = 5,94.$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st}) + f_{t28}} = 0,31.$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1,1 \cdot 5,17 \cdot 10^{-4}}{(1 + 5,94 \cdot 0,31)}$$

$$I_{Fi} = 2,00 \cdot 10^{-4} m^4.$$

$$f = \frac{M_{st} L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{Fi}} = \frac{8,87 \cdot 10^{-3} \times 4,35^2}{10 \times 32164,195 \times 2 \cdot 10^{-4}} = 2,61 \times 10^{-3} m.$$

Avec: $E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,195 MPa.$

Donc : $f = 0,261 cm \leq f_{adm} = 0,732 cm \dots\dots\dots [CV]$

L’ancrage des armatures :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s coefficient de scellement des barres.

$\Rightarrow \psi_s = 1,5$ pour les armatures à haute adhérence.

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Avec : $L_1 = 6 \cdot \Phi$; $L_2 = L_s - \alpha \cdot L_1 - \beta \cdot r$; $L > L_2 + r + \Phi/2$; $r = 5,5 \Phi$

On adopte un croche à 120° : $\alpha = 2,31$; $\beta = 3,28$

Tableau3.4.-L’ancrage des armatures.

Φ [mm]	τ_{su} [MPa]	L_s [cm]	L_1 [cm]	r [cm]	L_2 [cm]	L[cm]
10	2,835	35,27	6	5,5	3,37	10
12		42,328	7,2	6,6	4,048	15

III.1.5.Récapitulatifs du ferrailage des poutrelles

Tableau. 3.5-Ferrailage des poutrelles.

Niveaux	Types	Armature longitudinale [cm ²]				A _t [cm ²]
		A _{st} calculé [cm ²]		A _{st} choisit [cm ²]		
		Travée	Appui	Travée	Appui	
Etage Courant	1	1.36	1.97	2T10	2T12	Φ6
	2	2.17	/	2T12	1T10	
	3	0.85	1,50	2T10	2T12	
	4	1.38	1.92	2T12	2T12	
Terrasse inaccessible	1	0.94	1.52	2T10	2T12	
	2	0.94	1.29	2T10	2T10	
	3	1.50	1.81	2T12	2T12	
	4	0.66	1.10	2T10	2T10	
	5	1.05	1.40	2T10	2T10	

III.1.6.Ferrailage de la dalle de compression:

D'après le règlement du CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm, elle est armée par treillis soudé d'un diamètre qui doit respecter les conditions suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_1 > 4L/f_e \quad \text{Avec : } f_e=500\text{MPa} \quad L=65\text{cm}$$

$$\Leftrightarrow A_1 > 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Et pour les armatures parallèles aux nervures : $A_2=A_1/2=0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Alors, on adopte un treillis soudé de Φ6 et un espacement de (15x15) cm².

III.2.ETUDE DES ESCALIERS :

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier. L'escalier est calculé à la flexion simple.

III.2.1 Pré dimensionnement

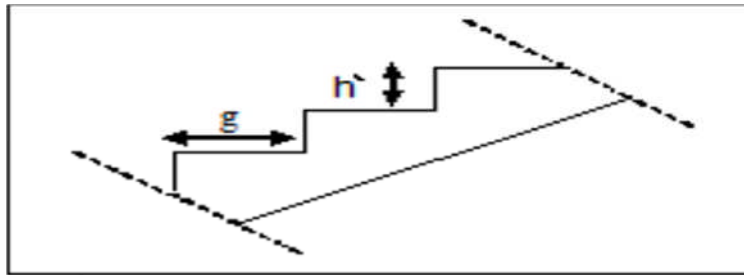


Figure 3.4 : coupe transversale des escaliers

h' : C'est la partie verticale qui limite la marche «

h' : Est compris entre (16 □ 18) cm, On prend $h' = 17$ cm

g : C'est la partie horizontale entre deux contremarches.

✓ D'après la formule de Blondel : $0.59\text{m} \leq 2h + g \leq 0.66\text{m}$
 $0.59 - 2 \cdot 0.17 \leq g \leq 0.66 - 2 \cdot 0.17 \implies 0.25\text{m} \leq g \leq 0.32\text{m}$

Donc $g = 30$ cm

✓ Le nombre de contremarche :

H : hauteur d'étages courants **323 cm**.

h' : hauteur de la marche $h' = 17$ cm.

$N = H/h' = 323/17 = 19$.

On a 7 contremarches dans la première volée

5 dans la deuxième volée.

7 dans la 3^{ème} volée

✓ Nombre de marche : $n' = n - 1 = 19 - 1 = 18$.

III.2.2 La longueur de la ligne de foulée :

-Première volée : $L=(h-1)g \implies L=6*0.3=1.80m.$

- deuxième volée. : $L=(h-1)g \implies L=4*0.3=1.2m.$

-Troisième volée. : $L=(h-1)g \implies L=6*0.3=1.80m.$

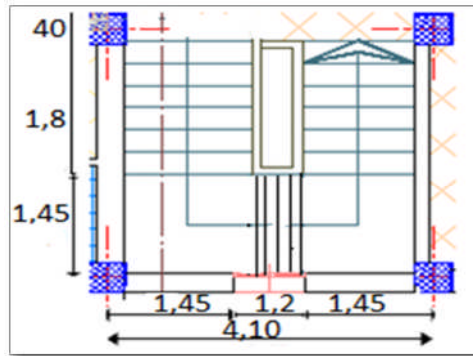
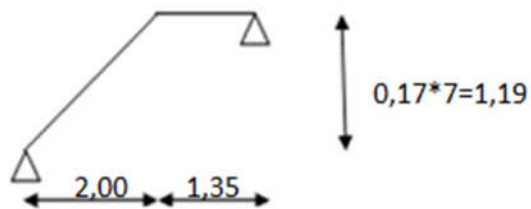


Figure3.5 : les dimensions des escaliers

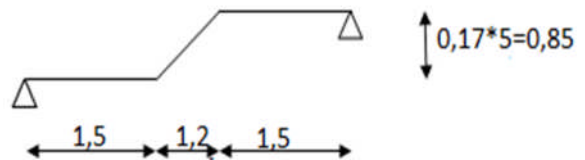
III.2.3.Les types des escaliers :

Dans notre cas, nous avons 2 types de volées qui sont présentés ci-dessous :

Type 01 :



Type 02 :



III.2.3.A. Les différents angles d'inclinaisons :

Type 1 :

$$\tan \alpha_1 = \frac{1,19}{2,00} \quad \Rightarrow \alpha_1 = 35,85^\circ$$

Type 2 :

$$\tan \alpha_2 = \frac{0,85}{1,2} \quad \Rightarrow \alpha_2 = 41,39^\circ$$

III.2.3.B. Calcul des épaisseurs**✓ Paliers**

Généralement, il est utilisé pour un changement de direction, il sert d'interception à une succession de marches.

$$L/20 \leq e \leq L/15 \quad \text{avec } L : \text{la longueur de la foulée}$$

$$2.7/20 \leq e \leq 2.7/15$$

$$0.135 \leq e \leq 0.18$$

$$e = 15 \text{ cm (palier intermédiaire)}$$

✓ Paillasse :

$$L_T / 30 \cos \alpha \leq e \leq L_T / 20 \cos \alpha$$

Avec: L_T : La longueur réelle du volée

Tableau. 3.6-Les épaisseurs des différentes volées.

Volées N°	α	L_T [cm]	Epaisseur [cm]
1	35,85°	235	15
2	41,39°	420	20

III.2.4. Descente des charges des escaliers

La descente des charges est calculée comme suit :

✓ Palier

Carrelage e=2cm (22*0.02).....	=0.44[KN/m ²]
Mortier de pose e=2cm (20*0.02).....	=0.4[KN/m ²]
Lit de sable e=1cm (18*0.01).....	=0.15[KN/m ²]
Dalle pleine en béton armé e=15cm :(25*0.15).....	=3.75 [KN/m ²]
Enduit en ciment sous palier e=1.5cm.....	=0.15[KN/m ²]

$$G=4.92[\text{KN/m}^2].$$

$$Q=2.5[\text{KN/m}^2]$$

✓ Paillasse

Carrelage horizontal e=2cm (22*0.02).....	=0.44[KN/m ²].
Mortier de pose horizontal e=2cm (20*0.02).....	=0.4[KN/m ²].
Carrelage verticale e=2cm :[(22*0.02*0.17)/0.3].....	=0.25[KN/m ²].
Mortier de pose verticale e=2cm : [(20*0.02*0.17)/0.3].....	=0.23[KN/m ²].
Marche en béton armé [(22*0.17)/2].....	=1.87[KN/m ²].
Paillasse en béton armée e=12cm :[(25*0.12)/cosα].....	=3.45[KN/m ²].
Enduit en volée sous volée e=1.5cm :[(18*0.015)/cosα].....	=0.31[KN/m ²].
Garde corps.....	=0.1[KN/m ²].

$$G=7.05[\text{KN/m}^2]$$

$$Q=2.5[\text{KN/m}^2].$$

Tableau. 3.7 : Les différentes descentes de charge.

Niveaux	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	Combinaison des charges	
			ELU [KN/ml] $q_u=(1.35G+1.5Q)$	ELS [KN/ml] $q_s=(G+Q)$
Paillasse	7,05	2,5	13,27	9,55
Palier	4,92	2,5	10,39	7,42

III.2.5.Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes se fait pour une poutre isostatique simplement appuyée, et notre exemple de calcul sera la volée n° 1. Pour les autres volées, on utilisera le SAP2000.

ELU :

Type 01 :

$$R_A + R_B - q_{u1} L_1 - q_{u2} L_2 = 0.$$

$$R_A + R_B = 40,09 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \cdot (3,3) - 10,39 \cdot (1,3) \cdot (2,65) - 13,29 \cdot (2) \cdot (1,00) = 0$$

$$R_B = 18,90 \text{ KN.}$$

$$R_A = 21,18 \text{ KN.}$$

Section 1-1: $0 < x < 2,00$

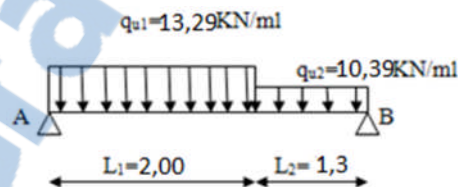
$$M(x) = R_A x - 13,29 \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2,00) = 15,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 13,29 x \quad \begin{cases} T(0) = 21,18 \text{ KN} \\ T(2,00) = -5,40 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } T(x) = 0 \Rightarrow x = R_A / 13,29$$

$$\Rightarrow x = 1,58 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,58) = 16,58 \text{ KN.m}$$



Section 2-2: $0 < x < 1,30$

$$M(x) = R_B x - 10,39 x^2/2 \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,3) = 14,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_B + 10,92 x \quad \begin{cases} T(0) = -18,58 \text{ KN} \\ T(1,30) = -5,40 \text{ KN} \end{cases}$$

ELS :

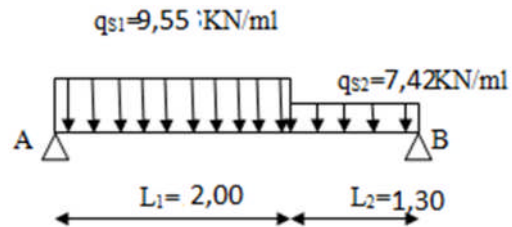
$$R_A + R_B - q_{s1} L_1 - q_{s2} L_2 = 0.$$

$$R_A + R_B = 28,26 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \cdot (3,3) - 7,42 \cdot (1,3) \cdot (2,65) - 9,55 \cdot (2) \cdot (1,00) = 0$$

$$R_B = 13,27 \text{ KN.}$$

$$R_A = 15 \text{ KN.}$$

**Section 1-1:** $0 < x < 2,00$

$$M(x) = R_A x - 9,55 x^2/2 \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2,00) = 11,09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 9,55 x \quad \begin{cases} T(0) = 15 \text{ KN} \\ T(2,00) = -3,62 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } : T(x) = 0 \Leftrightarrow = R_A/9,55 \quad \Leftrightarrow x = 1,58 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,58) = 11,78 \text{ KN.m}$$

Section 2-2: $0 < x < 1,30$

$$M(x) = R_B x - 7,42 x^2/2 \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,3) = 10,98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_B + 7,42 x \quad \begin{cases} T(0) = -13,27 \text{ KN} \\ T(1,30) = -3,62 \text{ KN} \end{cases}$$

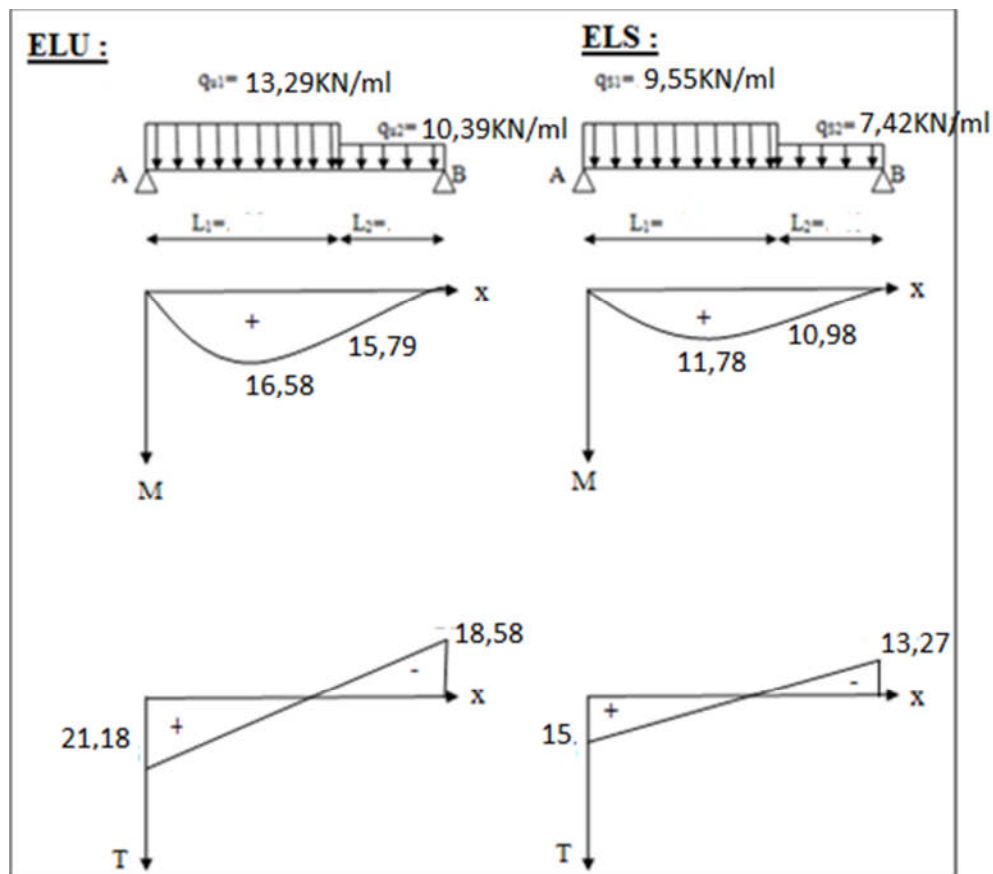


Figure.3.6. Diagramme des efforts internes pour la volée 1 à ELU et ELS.

III.2.6. Détermination du ferrailage :

On va déterminer le ferrailage du type 1 car c'est lui le plus défavorable et on l'adopte pour les autres types.

$$h=0,15\text{m} ; b= 1\text{m} ; d= 0,9 \times h= 0,135\text{m}$$

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_{bc}=14,17\text{MPa} ; \sigma_{st}=347,83\text{MPa}$$

ELU:

En travée:

$$M_{ut} = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 16,58 = 14,09 \times 10^{-3} \text{MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14,09 \times 10^{-3}}{1,00 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,054.$$

$$\mu_u = 0,054 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,054)})$$

$$\alpha = 0,069.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,135 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,069)$$

$$Z = 0,131 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{14,09 \times 10^{-3}}{0,131 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 3,09 \text{ cm}^2$$

On choisit : **5T12** de section **5,65** cm²/ml.

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 1,00 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 5,65/4 = 1,41 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T10** de section **2,36** cm²/ml.

En appuis:

$$M_{u \text{ app}} = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 16,58 = 8,29 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Uapp}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,29 \times 10^{-3}}{1,00 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,032$$

$$\mu_u = 0,0381 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,032)})$$

$$\alpha = 0,041.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,135 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,041)$$

$$Z = 0,133m.$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{8,29 \times 10^{-3}}{0,132 \times 347,83} \Rightarrow A_{st} = 1,80 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4T10** de section **2,29** cm²/ml.

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times 1,00 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 3,39/4 = 0,85 \text{ cm}^2$$

On choisit : **2T10** de section **1,57** cm²/ml.

Condition du RPA99 version 2003 :

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 100 \cdot 15 = 7,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

ELS:

En travée:

Comme la fissuration est peu nuisible et l'acier utiliser est de nuance FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \gamma = \frac{14,09}{10,01} = 1,41$$

$$\frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\alpha = 0,0838 < 0,43 \dots \dots \dots [CV]$$

En appuis:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8,29}{5,89} = 1,40$$

$$\frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

$$\alpha = 0,041 < 0,44 \dots \dots \dots [CV]$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{UMax}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{21,18 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,135}$$

$$\tau_u = 0,157 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour des fissurations peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc, on a : } \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots [CV]$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \frac{M_s}{M_u}$$

$$\Rightarrow \frac{3,23}{3,30} = 0,978 \geq \frac{1}{18} \frac{11,78}{16,58} = 0,039$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0,978 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

Avec : h : Hauteur de la cage d'escalier.
L : La distance entre appuis.

Alors : **les deux conditions sont vérifiées.**

III.3.ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :

III.3.1.Pré-dimensionnement:

D'après BAEL 91 modifié 99, on a :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$410/15 \leq h \leq 410/10$$

$$27,33 \leq h \leq 41$$

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

Vérification du RPA99 V 2003 :

D'après le R.P.A99 version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \\ h/b < 4 \quad \Rightarrow \quad 1 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{C.V}$$

La poutre palier a une dimension de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

III.3.2.Descente des charges:

✓ Charge permanente:

Dans notre cas, on a une poutre brisée, alors on aura deux types de charge permanente :

La partie horizontale :

$$G_1 = \text{Poids propre de la poutre palier} + G_{MAC} \cdot h$$

$$G_1 = (0,3 \cdot 0,35 \cdot 25) + 2,71 \cdot 3,23$$

$$G_1 = 9,625 \text{ KN/ml.}$$

La partie inclinée :

$$G_2 = \text{Poids propre de la poutre palier} + 2,71 \cdot 3,23$$

$$G_2 = (0,3 \cdot 0,35 \cdot 25) / (\cos 41,39) + 2,71 \cdot 3,23$$

$$G_2 = 8,69 \text{ KN/ml.}$$

✓ Charge d'exploitation: $Q=0$

III.3.3.Réaction des escaliers:

$$T_{U \max} = R_A / (L/2) \quad \text{Avec : } L : \text{ La longueur de la poutre palier}$$

$$T_{U \max} = 21,18 / (4,10/2) = 10,33 \text{ KN.}$$

$$T_{S \max} = R_A / (L/2) = 15 / (4,1/2) = 7,31 \text{ KN.}$$

III.3.4. Calcul des efforts internes:

$$\text{ELU : } Q_{u1} = 1,35G_1 + T_{U \max} = 24,94 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS: } Q_{S1} = G_1 + T_{S \max} = 18,13 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{U \max} = Q_{u1} L^2 / 2 = 54,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{S \max} = Q_{S1} L^2 / 2 = 38,47 \text{ KN.m}$$

III.3.5. Calcul du ferrailage:

$$h = 0,35 \text{ m ; } b = 0,30 \text{ m ; } d = 0,9 * h = 0,315 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa ; } f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

ELU:

En travée:

$$M_{ut} = 0,85 M_u = 0,85 * 54,42 = 46,25 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{46,25 * 10^{-3}}{0,30 * (0,315)^2 * 14,17} = 0,109.$$

$$\mu_u = 0,109 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * (0,109)})$$

$$\alpha = 0,146.$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,27 * (1 - 0,4 * 0,146)$$

$$Z = 0,296 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z * \sigma_{st}} = \frac{46,25 * 10^{-3}}{0,296 * 347,83}$$

$$A_{st} = 4,48 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4T12** de section **4,52** cm²/ml.

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4T12** de section **4,52** cm²/ml.

En appuis:

$$M_{u \text{ app}} = 0,5M_u = 0,5 \cdot 54,42 \cdot 10^{-3} = 27,21 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Uapp}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27,21 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,315)^2 \times 14,17} = 0,0645.$$

$$\mu_u = 0,0645 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,0645)})$$

$$\alpha = 0,083.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,27 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,083)$$

$$Z = 0,304 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{27,21 \times 10^{-3}}{0,304 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 2,55 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4T12** de section **4,52** cm²/ml.

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4T12** de section **4,52 cm²/ml**.

Condition du RPA99 version 2003 :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 30 \cdot 35 = 5,25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

Car on a choisi : 4T12+4T12=8T12=9,03cm²/ml.

ELS:**En travée:**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utiliser est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{46,25}{38,47} = 1,20$$

$$\frac{1,20 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35$$

$$\alpha = 0,146 < 0,35 \dots \dots \dots [CV]$$

En appuis:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{27,21}{38,47} = 0,70$$

$$\frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,083 < 0,435 \dots \dots \dots [CV]$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} \Rightarrow < \bar{\sigma}_{bc}$.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{UMax}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{21,18 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315}$$

$$\tau_u = 0,224 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots [CV]$$

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; 1,20; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,85 ; 1,20 ; 3)$$

On prend : $\phi_t = \Phi 8 \text{ mm.}$

Calcul d'espacement des cadres :

D'après le R.P.A 99 Version 2003 on a :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,20; 30 \text{ cm}\right)$$

On prend : $S_t = 5 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante } S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{35}{2}$$

On prend : $S_t = 15\text{cm}$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t=4\Phi 8=2,01\text{ cm}^2$.

III.4.L'ACROTÈRE :

III.4.1.Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité qui se situe au niveau de la terrasse, il forme en quelque sorte un petit garde corps. Il est considéré comme une console encastree au niveau du plancher terrasse inaccessible.

Le calcul de l'acrotère se fera en flexion composée, car il est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

III.4.2.Poids propre de l'acrotère :

✓ charge permanente :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur

Le poids propre de l'acrotère $G = \rho * S$

ρ : Le poids volumique du béton = 25kN/m^3

S : la surface transversale totale de l'acrotère

$$G = 25[(0.1 * 0,6) + (0.1 * 0.05) + (0.5 * (0.1 * 0.05))]$$

$$= 25 * 0,0675 \dots \dots \dots G = 1.687\text{KN/ m}$$

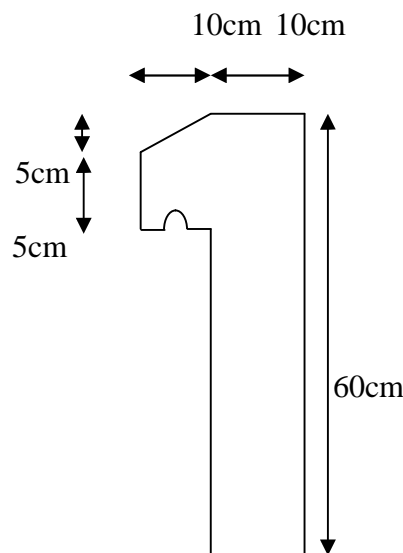


FIGURE 3.7: DIMENSIONS DE L'ACROTÈRE

✓ La charge d'exploitation de l'acrotère due à la main courante ... $Q=1\text{ kN/m}$

III.4.3.Détermination du ferrailage :

ELU :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,687 \quad \Rightarrow \quad N_u = 2,277\text{ KN.}$$

$$M_u = 1,50 Qh = 1,50 \times 1 \times (0,6) \quad \Rightarrow \quad M_u = 0,9\text{KN/ml.}$$

ELS:

$$N_s = G \quad \Rightarrow \quad N_u = 1,687\text{ KN.}$$

$$M_s = Qh = 1 \times 0,6 \quad \Rightarrow \quad M_s = 0,6\text{KN/ml.}$$

Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

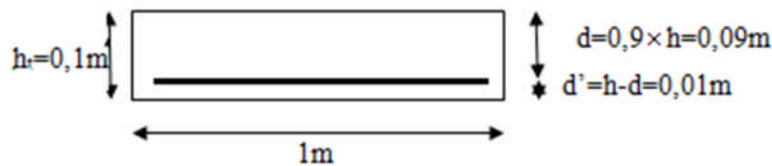
$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,277} = 0,395m.$$

$$\Rightarrow e = 3,95cm.$$

On sait que : $h_t = 10$ cm

$$e > \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} \Rightarrow e = 3,95 > 1,67cm.$$

Donc la section est partiellement comprimée, le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

E.L.U :

d : la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : la distance entre l'armature inférieure et la fibre plus tendue.

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{t28} = 2,1MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; \sigma_{st} = 347,83MPa$$

$$e_a = e + (h/2 - d') = 3,95 + [(10/2) - 1] = 7,95 \text{ cm}$$

$$M_A = N_u \cdot e_a = 2,277 \cdot 10^{-3} \cdot 7,95 \cdot 10^{-2}$$

$$M_A = 1,81 \cdot 10^{-4} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,81 \times 10^{-4}}{1,00 \times (0,09)^2 \times 14,17} = 0,0015.$$

$$\mu_u = 0,0015 < \mu_r = 0,186 \text{ [Pivot A]}$$

\Rightarrow Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,0015)})$$

$$\alpha = 1,97 \cdot 10^{-3}.$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,09.(1 - 0,4.1,87.10^{-3})$$

$$Z = 0,0899 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{ST}} \left[\frac{M_A}{z} - N_U \right]$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,83} \left[\frac{1,81 \times 10^{-4}}{0,0899} - 2,277 \times 10^{-3} \right]$$

$$A_{st} = 7,59.10^{-2} \text{ cm}^2. \quad [\text{Faible section}]$$

Donc A_{st} est pris selon la formule de non fragilité.

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 1,00 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 1,08 \text{ cm}^2.$$

Donc, on adopte : **5T10** de section **3,93** cm²/ml.

ELS :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,687}$$

$$e = 0,355 \text{ m}$$

$$e = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = 0,05 + e_1 - 0,355$$

$$e_1^3 + p e_1 + q = 0$$

$$p = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6n \times A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$p = -3(0,355 - 0,1/2)^2 + \frac{6 \times 15 \times 1,086.10^{-4}}{1} (0,355 - 0,1/2 + 0,09)$$

$$p = -0,275 \text{ m}^2.$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6n \times A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

$$q = 2(0,355 - 0,1/2)^3 - \frac{6 \times 15 \times 1,086 \cdot 10^{-4}}{1} (0,355 - 0,1/2 + 0,09)^2$$

$$q = 0,0055 \text{ m}^3.$$

Méthode des itérations successives :

$$e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q}$$

On prend la valeur de : $e_1 = 1 \text{ m}$

Après calcul, on trouve : $e_1 = 0,6469 \text{ m}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$x = 0,341 \text{ m}.$$

$$s = \frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d - x)$$

$$s = \frac{1 \times 0,341^2}{2} - 15 \times 3,93 \times 10^{-4} (0,09 - 0,341)$$

$$s = 5,95 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3.$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,687 \times 10^{-3} \times 0,341}{5,96 \times 10^{-2}} = 0,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{N_s (d - x)}{s}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{1,687 \times 10^{-3} (0,09 - 0,341)}{5,96 \times 10^{-4}} = 0,106 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes admissibles :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \quad \text{Pour Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6 \text{ [H.A]}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots [CV]$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \dots\dots\dots [CV]$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 3,93/4 = 0,98 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4Φ6** de section **1,13** cm²/ml.

Remarque : pour les dessins du ferrailages voire l'annexe D

IV.1. INTRODUCTION :

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Les vibrations du sol provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements engendrant des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction, ce qui signifie que plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

De ce fait, on va faire une étude dynamique, en modélisant la structure en tridimensionnel avec le logiciel S.A.P.2000 et on utilisera la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le R.P.A99.V 2003.

L'objectif de cette étude dynamique sera de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de l'ouvrage lors des **Vibration Libres Non Amorties**.

IV.2. MODELISATION DE LA STRUCTURE:

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudié.

IV.3. COMBINAISON D'ACTION :

On va utiliser les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

$$ELU = 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$ELA = G + Q \pm 1.2E$$

$$ELA = G + Q \pm E$$

$$ELA = 0.8G \pm E$$

IV.4. CHOIX DES METHODES D'ESTIMATION DES FORCES SISMIQUES:

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure, on citera :

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

IV.4.1.METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :

IV.4.1.1.Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

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

IV.4.1.2.Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ' translation horizontale ' par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.4.1.3.Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA 99, page 39. Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2003.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 17m en zones I
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupes

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.4.2.METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE:

IV.4.2.1.Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle ci

étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.4.2.2. Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

La modélisation se base essentiellement sur : La régularité en plan, la rigidité ou non des planchers, le nombre de degrés de liberté des masses concentrées, la déformabilité du sol de fondation.

IV.4.2.3. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

IV.4.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires) par un personnel qualifié.

IV.4.4.-Choix de la méthode de calcul :

-la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode statique équivalente sont applicables, d'après le RPA99 modifié 2003.

REMARQUE : Le calcul sismique de la structure étudié dans ce projet se fera par la méthode dynamique modale spectrale.

$$V_{Dynamique} > 80\% V_{Statique}$$

Avec : V_{Dyn} : La résultante des forces sismiques à la base.

V_{Stat} : La résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente

IV.4.5. Détermination de la force sismique totale [V]:

D'après RPA99 version 2003, la force sismique totale est donnée par la formule suivante :

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

IV.4.5.1.Coefficient d'accélération [A] :

D'après la classification sismique des wilayas : *Tlemcen* \Rightarrow Zone I

Ouvrage courant ou d'importance moyenne : *Usage d'habitation* \Rightarrow Groupe 2

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient :

A=0,1 (Tableau 4.1 : RPA 99 version2003 P41)

IV.4.5.2.Coefficient de comportement de la structure [R]:

Dans notre structure, on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement de la structure égal à :

R=5 (Tableau 4.3 : RPA 99 version2003 P45)

IV.4.5.3.Facteur de qualité [Q]:

La valeur du facteur de qualité est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q$$

Avec : P_q : est la pénalité à retenir selon le tableau (Tableau 4.4 : RPA 99 version2003 P48)

IV.4.5.4.Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporte à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

Sens longitudinal : (5 travée) :

$$\left. \begin{array}{l} 4.05/3.55=1.14 < 1,5 \\ 4.10/4.40=0,93 < 1,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

Sens transversal : (3travée) :

$$\left. \begin{array}{l} 3.55/4.20=0,84 < 1,5 \\ 4.20/4.35=0,96 < 1,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

IV.4.5.5.Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Sens longitudinal : (6 files) :

$$L \text{ max } / L \text{ min } = 4.8 / 3,55 = 1,35 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

Sens transversal (4 files) :

$$L \text{ max } / L \text{ min } = 4.35 / 3.35 = 1,30 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

IV.4.5.6.Régularité en plan :

Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action séismique considérée.

La structure a une force compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = $21,20 / 13,30 = 1,59 < 4$

La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de se dernier.

⇒ Donc le critère est observé : $p_q = 0.05$.

IV.4.5.7. Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.

La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5fois sa plus petite dimension. ⇒ Donc : La structure est classée régulière en élévation $p_q = 0.05$

IV.4.5.8. Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :
⇒ $p_q = 0,05$

IV.4.5.9 .Contrôle de la qualité de l'exécution :

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. ⇒ On considère que ce critère est non observé : $p_q = 0.10$

Tableau. 4.1-Pénalité en fonction de critère de qualité.

Critère [Q]	P_q	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	0
Redondance en plan.	0	0
Régularité en plan.	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution.	0,10	0,10
La somme	0,25	0,25

Alors le facteur de qualité Q égal à :

$$Q = 1 + 0,25$$

$$Q = 1.25$$

IV.4.5.10. Facteur de correction d'amortissement $[\eta]$: D'après la Formule 4.3 du RPA 99 /2003 (P41) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

Pour un contreventement par voiles $\Rightarrow \xi = 10 \%$

Donc :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} \Rightarrow \eta = 0,76.$$

IV.6. PERIODE $[T_1]$ ET $[T_2]$ DU SITE CONSIDEREE :

D'après le rapport géotechnique, notre site est **meuble** (Tableau 4.7: RPA 99 version 2003) :

$$T_1 = 0,15s ; T_2 = 0,50s.$$

IV.7. POIDS TOTALE DE LA STRUCTURE $[W]$:

✓ *Le poids de chaque plancher et le poids total de la structure :*

D'après le RPA.99 version 2003, il faut prendre la totalité des charges permanentes et un coefficient β des charges d'exploitation.

$$W \text{ Poids total de la structure} = \sum W_i$$

$$\text{Avec } W_i = W_{gi} + W_{qi}$$

W_{gi} : masse due aux charges permanentes.

W_{qi} : masse due aux charges d'exploitations.

Avec : $\beta = 0,2$ cas d'un bâtiment a usage habitation.

$\beta = 0,5$ cas d'un bâtiment a usage professionnel.

Pour calculer la masse de chaque plancher il faut que je calcul le poids de chaque élément suivant :

Poids du plancher, poutres principales, poutres secondaire, maçonnerie, poteaux, voiles, balcon, escaliers

Tableau 4.2 : poids propre de la structure

Plancher	poids en(Kn)	Masse (t)
3.23	1998.2	200.94
6.46	1970.1	198.11
9.69	1935.5	195.64
12.92	1920.9	194.04
16.15	695.6	70.56
17.13	770.5	79.02
TOTAL	9291.1	938.31 t

NB : Afin de calculer la masse, il faut choisir la disposition idéale des voiles pour avoir le meilleur modèle qui répond aux conditions du RPA99/ 2003. **tableaux (4.2) (4.3)(4.4)**

IV.8.FACTEUR D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE [D]:

D'après RPA99/2003, on a :

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

IV.9.ESTIMATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE:

Dans notre cas, on a une structure mixte alors la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (3.4 ; 4.7) d'après RPA99/ 2003 :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 h_N}{d} \right\}$$

Avec : h_N : Hauteur totale mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

d : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$C_T=0.05 \Rightarrow$ Dans notre structure, on a un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé (Tableau 4.7 : RPA 99/ 2003).

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

T : Période fondamentale de la structure.

Dans le sens longitudinal :

$$h_N = 17.13\text{m}$$

$$d_X = 21.20\text{m}$$

$$T_X = \min(0.758 ; 0.335)$$

$$T_X = 0,335\text{s.}$$

$$\Leftrightarrow D_X = 2,5 \eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$\text{Avec : site } [S_3] \quad T_2 = 0.50\text{s}$$

$$D_X = 0,76 * 2,5 = 1,9.$$

Dans le sens transversal :

$$h_N = 17.13\text{m}$$

$$d_Y = 13.30\text{m}$$

$$T_Y = \min(0.758; 0.423)$$

$$T_Y = 0,423 \text{ s.}$$

$$\Leftrightarrow D_Y = 2,5 \eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$\text{Avec : site } [S_3] \quad T_2 = 0.50\text{s}$$

$$D_Y = 0,76 * 2,5 = 1.90$$

IV.9.Disposition des voiles:

Pour choisir la bonne disposition de voile, on a fait une étude approfondie de plusieurs variantes. On citera ci-dessous celles qui sont les plus adéquates à notre structure.

Variante n°1 :

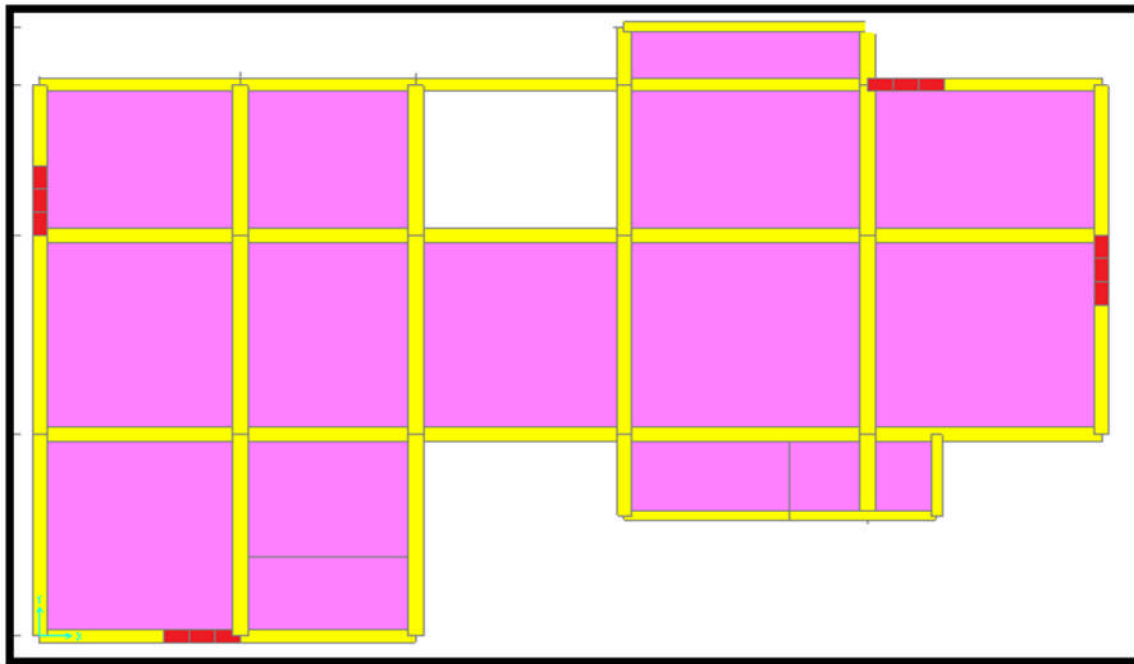


Figure 4.1: la 1^{ère} disposition des murs voiles

Tableau4.3. -Périodes et facteurs de participation modale de la 1^{ère} variance.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,643711	0,0007	0,7347	0,00002506	0,0007	0,7347	0,00002506
MODAL	Mode	2	0,552537	0,74276	0,00069	9,944E-08	0,74346	0,73539	0,00002516
MODAL	Mode	3	0,470481	0,00681	0,00009072	0,000006051	0,75027	0,73548	0,00003121
MODAL	Mode	4	0,193435	0,00088	0,14854	0,00009716	0,75115	0,88402	0,00013
MODAL	Mode	5	0,176302	0,14022	0,00088	7,764E-08	0,89137	0,8849	0,00013
MODAL	Mode	6	0,136901	0,00032	0,00067	0,00033	0,89168	0,88557	0,00046
MODAL	Mode	7	0,128681	0,000005462	0,00023	0,00432	0,89169	0,8858	0,00478
MODAL	Mode	8	0,124519	3,595E-08	0,000000171	0,02309	0,89169	0,8858	0,02787
MODAL	Mode	9	0,121808	1,532E-07	0,00081	0,00545	0,89169	0,88661	0,03332
MODAL	Mode	10	0,08461	0,08623	0,00003554	2,588E-09	0,97792	0,88665	0,03332
MODAL	Mode	11	0,088374	1,67E-15	0,08918	0,000002666	0,97792	0,97583	0,03332
MODAL	Mode	12	0,063848	1,425E-14	1,404E-14	0,61944	0,97792	0,97583	0,65277

Variante n°

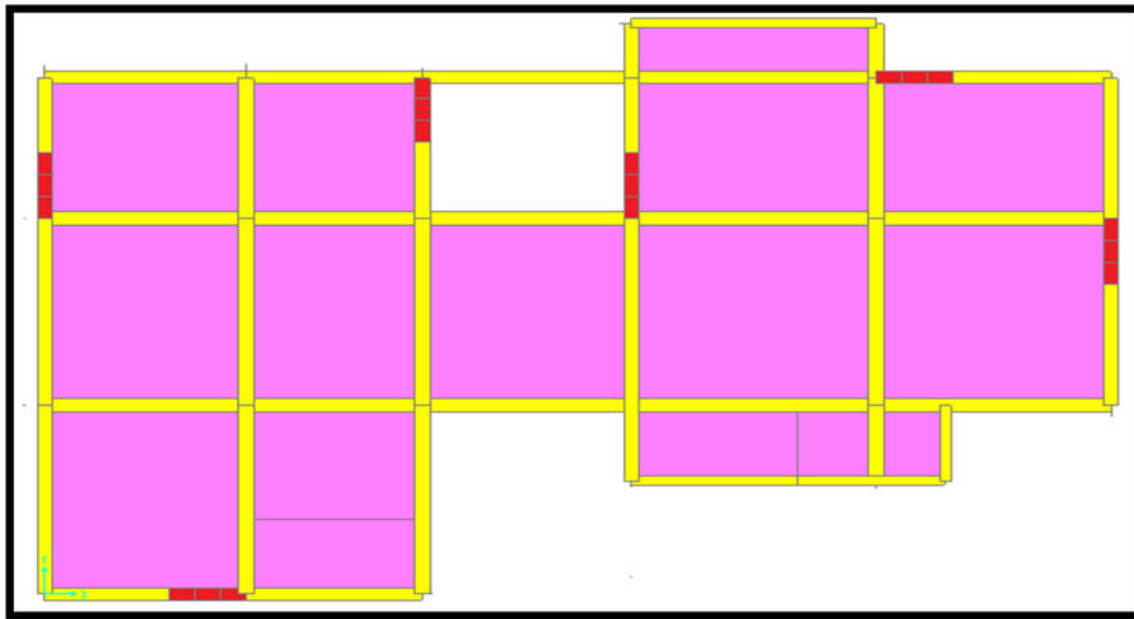


Figure 4.2: la 2^{ème} disposition des murs voiles

Tableau4.4 -Périodes et facteurs de participation modale de la 2^{ème} variance.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,554546	0,64111	0,09908	0,000009664	0,64111	0,09908	0,000009664
MODAL	Mode	2	0,549187	0,10253	0,6197	0,00003988	0,74364	0,71879	0,00004955
MODAL	Mode	3	0,466809	0,0064	0,0000405	0,00000799	0,75003	0,71883	0,00005754
MODAL	Mode	4	0,17622	0,13956	0,0004	0,000002047	0,88959	0,71923	0,00005959
MODAL	Mode	5	0,156983	0,00033	0,15805	0,00044	0,88992	0,87728	0,0005
MODAL	Mode	6	0,135359	0,00027	0,00147	0,00045	0,89019	0,87875	0,00095
MODAL	Mode	7	0,128519	0,000003666	0,00048	0,00404	0,8902	0,87923	0,00498
MODAL	Mode	8	0,124342	3,451E-08	0,00028	0,02246	0,8902	0,87951	0,02745
MODAL	Mode	9	0,121607	7,52E-09	0,0002	0,00595	0,8902	0,87972	0,03339
MODAL	Mode	10	0,084486	0,08577	0,00001816	4,171E-07	0,97597	0,87973	0,03339
MODAL	Mode	11	0,071963	1,479E-15	0,08824	0,00018	0,97597	0,96797	0,03358
MODAL	Mode	12	0,062259	1,704E-15	1,282E-13	0,59355	0,97597	0,96797	0,62712

Variante n°3

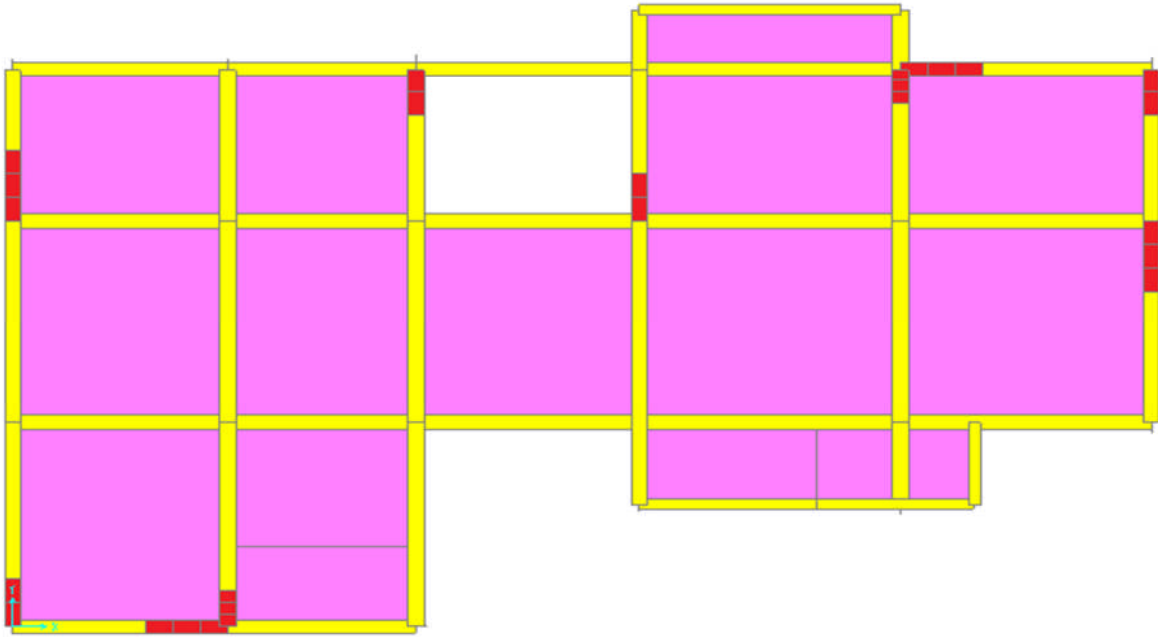
Figure 4.3: la 3^{ème} disposition des murs voilesTableau 4.5. -Périodes et facteurs de participation modale de la 3^{ème} variance.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,545007	0,018	0,699	0,00001918	0,018	0,699	0,00001918
MODAL	Mode	2	0,54006	0,725	0,013	4,118E-07	0,742	0,713	0,00001959
MODAL	Mode	3	0,424935	0,004808	0,011	0,00002923	0,747	0,724	0,00004882
MODAL	Mode	4	0,169042	0,139	0,003825	0,00001057	0,886	0,728	0,0000594
MODAL	Mode	5	0,1551	0,004584	0,149	0,0002877	0,89	0,876	0,0003471
MODAL	Mode	6	0,129031	0,00001391	0,0005135	0,006295	0,89	0,877	0,006642
MODAL	Mode	7	0,125188	0,0000579	0,00002224	0,014	0,89	0,877	0,021
MODAL	Mode	8	0,121649	0,00001335	0,0004207	0,00198	0,89	0,877	0,023
MODAL	Mode	9	0,120789	0,0002929	0,0004072	0,013	0,891	0,878	0,036
MODAL	Mode	10	0,080345	0,085	0,00005517	0,00003608	0,975	0,878	0,036
MODAL	Mode	11	0,073229	5,529E-15	0,084	0,0002899	0,975	0,962	0,036
MODAL	Mode	12	0,060389	1,953E-15	5,157E-14	0,595	0,975	0,962	0,631

IV.9.1. Le choix de notre disposition des voiles:

La disposition des voiles doit satisfaire à plusieurs conditions qui se trouvent ci-dessous :

- La position des voiles doit éviter les efforts de torsion dans la structure.
- Il faudra aussi que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens.
- Le nombre de voile qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité, et à la fois rester dans un domaine économique.
- La disposition finale doit aussi respecter le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.

C'est la raison pour laquelle on a choisi la **2^{ème} disposition**, car elle satisfait à tous les conditions citées au paravent.

IV.9.2. La force sismique statique :

D'après le RPA99 version 2003, on a :

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

$$V_{x \text{ statique}} = V_{y \text{ statique}} = \frac{0.1 \times 1.90 \times 1.25}{5} \times 9383.1 = 445.697 \text{ KN}$$

IV.9.3. Application de la méthode d'analyse modale spectrale:

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99/2003, P34) :

$$\frac{S_a}{g} = \left\{ \begin{array}{l} \bullet 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \times \left(2,5 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0s \\ \bullet 2,5 \times \eta \times (1,25 \times \eta) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots T \geq 3,0s \end{array} \right.$$

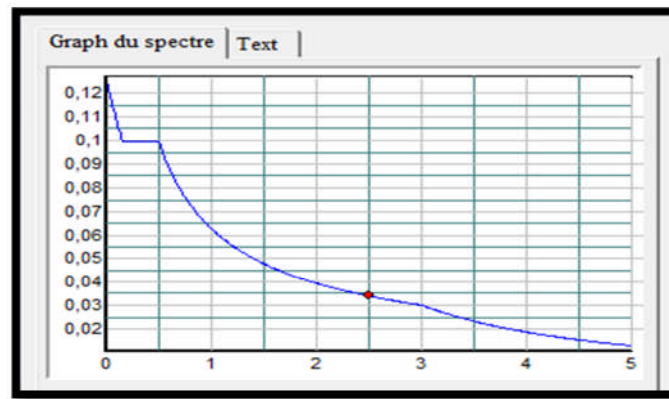


Fig4.4.-Spectre de réponse

IV.9.4. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Les réactions à la base :

Tableau. 4.6-Les réactions à la base.

	Global F _X [KN]	Global F _Y [KN]	Global M _X [KN.m]	Global M _Y [KN.m]
Ex	462.275	240.38	2913,1053	5187,6659
Ey	240.39	460.802	5161,8065	2891,3069

$$V_{x \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 521.038 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 520 \text{ KN}$$

Tableau. 4.7-Vérification de la résultante des forces sismiques.

	V _{dynam} [KN]	V _{stat} [KN]	0.8V _{stat} < V _{dynam}
Direction X	521.038	445.697	CV
Direction Y	520.000	445.697	CV

Vérification de la période :

Selon le RPA99version2003,[Art4.2.4] :

Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30%.

$$T_{\text{emp } X} = 0.42 \times 1.3 = 0.55 \text{ s} = T_{\text{num } X} = 0.55 \text{ s} \dots\dots\dots [CV]$$

V.1. INTRODUCTION :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé le logiciel d'analyse des structures [SAP2000], qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

V.2. LES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, et soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal.

V.2.1. Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 : [Combinaisons fondamentales]

$$\begin{cases} \text{ELU} \dots\dots\dots 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ \text{ELS} \dots\dots\dots G + Q \end{cases}$$

Selon RPA 99/2003 : [Combinaisons accidentelles]

$$\begin{cases} \text{ELA} \dots\dots\dots G + Q \pm 1,2 \times E \\ \text{ELA} \dots\dots\dots 0,8 \times G \pm E \end{cases}$$

V.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales réduites:

Avant de calculer le ferrailage, il faut d'abord faire les vérifications prescrites par le RPA 99version2003, et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec : N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

B_c : L'air (section brute) de cette dernière.

F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

On a : $N_d = 1003.11$ KN [L'effort du poteau le plus sollicité sous combinaison sismique]

$$\Rightarrow v = \frac{1003.11 \times 10^{-3}}{0.4^2 \times 25} = 0.25 < 0,3 \dots\dots\dots [CV]$$

V.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentés:

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante : $\tau_u \leq \tau_{bu}$

Avec : τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots\dots\dots [\text{RPA 99V2003}]$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0,075 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots\dots\dots [\text{RPA 99V2003}]$$

Avec : **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et **l_f** longueur de flambement du poteau.

Tableau. 5.1-Vérification spécifique sous sollicitation tangentés.

	Section [cm ²]	T [KN]	τ_u [MPa]	λ_g	ρ_d	τ_{bu} [MPa]	Observation
RDC-1 ^{ère} étage	(40*40)	49.57	0.272	5.65	0.075	1.875	C.V
2 ^{ème} étage.3 ^{ème} étage	(35*35)	35.14	0.310	7.54	0.075	1.875	C.V
4 ^{ème} étage	(30*30)	27.79	0.252	7.37	0.075	1.875	C.V
Raidisseur	(20*20)	3.58	0.1	5.65	0.075	1.875	C.V

V.2.4. Résultats des sollicitations des poteaux :

Tableau 5.2. - Les différents efforts internes.

Sections [cm ²]	E.L.U			G + Q ± 1,2×E			0,8×G ± E		
	N _{max} [KN]	M _{max} [KN.m]	T _{max} [KN]	N _{max} [KN]	M _{max} [KN.m]	T _{max} [KN]	N _{max} [KN]	M _{max} [KN.m]	T _{max} [KN]
(40*40)	1329.40	67.80	39.91	1003.11	56.44	49.57	134.98	38.85	38.27
(35*35)	757.55	53.75	32.10	574.22	45.93	35.14	390.68	31.04	27
(30*30)	194.42	31.82	27.79	152.27	30.59	21.71	107.84	20.59	16.53
(20*20)	149.69	5.20	3.17	155.61	5.85	3.58	120.41	4.70	2.87

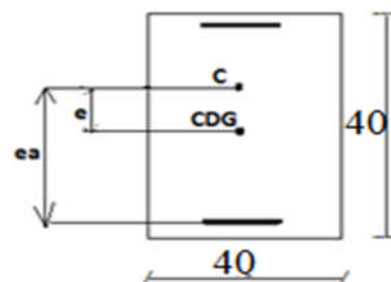
V.2.5. Ferrailage des poteaux:

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en RDC, on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

Armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage est en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort normal N et un moment fléchissant M.

$$\begin{cases} N_U = 1329.40 \text{ KN} \\ M_U = 67.80 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

**Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{67.80}{1329.40} = 5.1 \text{ cm}$$

Fig.5.1-Section d'un poteau de rdc

$$e_a = e + h/2 - d' = 5.1 + 22.5 - 5 = 22.6 \text{ cm} \Rightarrow M_A = N_U \cdot e_a = 0.300 \text{ MN.m}$$

Vérifications des conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} (d - d') N_u - M_A = 0.1718 \dots \dots \dots \text{I} \\ (0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}) b d^2 f_{bc} = 0.248 \dots \dots \dots \text{II} \\ (0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) b h^2 f_{bc} = 0.319 \dots \dots \dots \text{III} \end{array} \right.$$

On a :

I < II \Rightarrow Section partiellement tendu ou comprimé avec les armatures inférieures tendues.

I < III \Rightarrow Section partiellement comprimé.

1. Moment ultime réduit

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \Rightarrow \mu_u = \frac{0,3}{0,40 \times (0,306)^2 \times 14.17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0.286$$

$$\mu_u = 0,286 < \mu_r = 0,392 \quad \Rightarrow \text{Section a simple armature.}$$

2. Section d'armature

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_A}{z} - N_u \right] \quad \text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,432 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,334m \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{1}{400} \left[\frac{0,3}{0,334} - 1329,40 \times 10^{-3} \right] \quad \Rightarrow A_{st} = -10.84 \text{cm}^2$$

Le ferrailage de tous les poteaux est négative, alors on va ferrailer avec le minimum du RPA99 version 2003 (voir Tableau.5.3).

D'après le RPA99 version 2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique I est limité par :

Armatures minimales :

D'après le RPA99 version 2003 :

$$A_{\min} = A_s > 0.7\% b \times h \text{ [Zone I].}$$

Dans le cas étudié : $A_{\min} = 7 \times 10^{-3} \times 0.40 \times 0.40 = 11.20 \text{cm}^2$.

Armatures maximales :

D'après le RPA99 version 2003 :

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} < 4\% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} < 6\% \text{ en zone de recouvrement.}$$

Donc, on adopte le ferrailage suivant :

$$A_{st} = \mathbf{8T14} = 12.32 \text{ cm}^2.$$

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de $40 \Phi_1$ en zone I.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Vue le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau du RDC de $[40*40] \text{ cm}^2$. Le reste des calculs de ferrailage est présenté dans le tableau 5.3 qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales sur chaque type de poteau.

Tableau 5.3.-Ferrailage longitudinale des poteaux.

Section [cm ²]	A _{st} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A [cm ²]	Ferrailage longitudinale	
	calculé	RPA	SAP2000	Section [cm ²]	Choix
(40*40)	-10,84	11.20	12.02	12.32	8T14
(35*35)	-4,41	8.57	8.53	9,03	8T12
(30*30)	0,33	6.3	7.32	9.03	8T12
(20*20)	-3,53	2.8	2,42	3,14	4T10

Armatures transversales

D'après le RPA99 version 2003 :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot t \cdot T_{U \max}}{h \cdot f_e} \quad f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$A_r = 0.94$ on adopte $4\phi 8$ pour **tous les étages**

Calcul d'espacement des cadres :

D'après le R.P.A 99 Version 2003 on a :

Zone nodale $t \leq \min(10\phi_l, 15cm)$

$t \leq \min(10 \times 1.6; 15cm)$ On prend : $t = 15cm$

Zone courante $t' \leq 15\phi_l = 15 \times 1.6 = 24$ On prend : $t' = 20cm$

Recouvrement :

D'après le R.P.A 99 Version 2003 on a :

Zone I : $L_r = 40\phi$

$\phi = 1.6cm \Rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64cm \Rightarrow L_r = 60cm.$

$\phi = 1.2cm \Rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48cm \Rightarrow L_r = 50cm.$

$\phi = 1cm \Rightarrow L_r = 40 \times 1 = 40cm \Rightarrow L_r = 45cm.$

*la longueur de la zone nodale :

$h = \text{MAX}(h_e/6, b_1; h_1; 60)cm$, selon le (RPA v99)

Donc $h = 60cm$ pour tous les étages.

V.2.1 LES POUTRES :

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'actions suivantes :

Selon BAEL 91 : [Combinaisons fondamentales]

$$\text{ELU} \dots\dots\dots 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Selon RPA 99/2003 : [Combinaisons accidentelles]

$$\text{ELA} \dots\dots\dots \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

V.2.1.1. Ferrailage des poutres principales :

D'après le RPA99 version 2003, le ferrailage des poutres doit respecter les recommandations suivantes :

- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par des forces latérales sismiques, ils doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- La longueur minimale des recouvrements est de $40 \Phi_1$ en zone I.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.

Tableau 5.4 : Sollicitation de la poutre principale plus sollicitée

SECTION cm ²	ELU		ELS		G+Q+EX		G+Q+1,2EX	
	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)
30*45	80,18	42,15	56,78	29,32	74,37	29,67	77,89	30,22
	T (KN)		T (KN)		T (KN)		T (KN)	
	99,11		70,77		77,98		79,41	

Armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

ELU:

En travée:

$$M_{ut} = 42,15 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{42,15 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,40)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0619 < \mu_r = 0,392$$

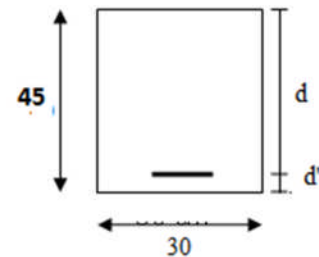


Fig.5.2-Section d'une poutre

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,0619)})$$

$$\alpha = 0,08.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,40 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,08)$$

$$Z = 0,387 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{42,15 \times 10^{-3}}{0,387 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 3,13 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T14** de section **4,62 cm²**.

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,4 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 1,47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 4,62 / 4 = 1,15 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T14** de section **4,62 cm²**.

En appuis:

$$M_{u \text{ app}} = 80,18 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Uapp}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{80,18 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,40)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,1178 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,1178)})$$

$$\alpha = 0,1572.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,40 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,1572) = 0,375 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{80,18 \times 10^{-3}}{0,375 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 6,15 \text{ cm}^2$$

On choisit : **5T14** de section **7.70**cm².

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 7.7 / 4 = 1,925 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T14** de section **4,62** cm².

Condition du RPA99 version 2003 :

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 30 \cdot 45 = 6,75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

Car on a choisit : $\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2. \\ \text{En appui : } 5T14 = 7.70 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$

ELS:**En travée:**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utiliser est le FeE400, alors la vérification des contraintes a l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{42,15}{30,56} = 1,380$$

$$\alpha = 0,1971 < \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,439 \dots\dots\dots [CV]$$

En appuis:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{80,18}{58,16} = 1,378$$

$$\alpha = 0,1971 < \frac{1,378-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,439 \dots\dots\dots [CV]$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{UMax}}{b \times d} = \frac{99,108 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,40}$$

$$\tau_u = 0,826 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour des fissurations peu nuisibles : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots [CV]$$

Armatures transversales :

D'après BAEL 91 modifié 99, on a :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{45}{35}; 1,20; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1,28 ; 1,20 ; 3)$$

On prend : $\phi_t = \Phi 8 \text{ mm.}$

D'après le R.P.A 99 Version 2003, on a :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi, 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.20; 30\text{cm}\right)$$

On prend : $S_t = 10\text{cm}$

$$\text{Zone courante } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \quad \text{On prend : } S_t' = 15\text{cm}$$

D'après le R.P.A 99 Version 2003 :

$$A_{t\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0,9\text{cm}^2 \quad [\text{Zone nodale}]$$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 4\Phi 8 = 2,01\text{ cm}^2 \dots\dots\dots [\text{C.V}]$

Condition de non fragilité :

$$\frac{f_e \cdot A_t}{b \cdot S_t'} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right).$$

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le : FeE24.

$$\frac{235 \cdot 2,01}{30 \cdot 15} \geq \max\left(\frac{0,917}{2}; 0,4\text{MPa}\right).$$

$$1,049 \geq 0,458 \dots\dots\dots [\text{CV}]$$

Vérification au glissement :

$$\text{En appui: } T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \leq 0 \quad \text{Avec : } \begin{cases} T_u = 99,108\text{KN.} \\ M_u = 80,18\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow -123,61 \leq 0 \dots\dots\dots [\text{CV}]$$

Alors, il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux niveaux d'appuis.

Vérification de la flèche :

D'après BAEL91, il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{\max}}{500} \quad \text{Avec : } L_{\max} : \text{La portée maximale des poutres.}$$

$$\text{Dans notre cas, on a : } L_{\max} = 4,80\text{m} \quad \Rightarrow f_{adm} = \frac{480}{500} = 0,96\text{cm.}$$

A partir du SAP, on a : $f = 0,9256\text{cm}$

$$\text{Donc : } f = 0,92\text{cm} \leq f_{adm} = 0,96\text{cm} \dots\dots\dots [\text{cv}]$$

Tableau5.5 -Ferrailage longitudinal et transversal des poutres principales

Niveaux	Section [cm ²]	A _{min} RPA [cm ²]	Travée			Appui			S _t [cm]	S _t ' [cm]	A _t	
			A _{st} calculer [cm ²]	Section choisit [cm ²]	A _{st} choisit	A _{st} calculer [cm ²]	Section choisit [cm ²]	A _{st} choisit				
Poutre principales	3,23	30x45	6.75	2,97	4,62	3T14	5,82	7.70	5T14	10	15	4Φ8
	6.46			3.,00	4,62	3T14	6.00	7.70	5T14			
	9.69			3.13	4,62	3T14	6.15	7.70	5T14			
	12.9 2			3.23	4,62	3T14	5,95	7.70	5T14			
	17.1 3			2,22	4,62	3T14	6.23	7.70	5T14			

V.2.1.2.Ferrailage des poutres secondaires:

Tableaux5.6 : Sollicitation de la poutre secondaire plus sollicité

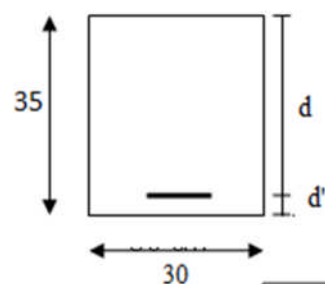
SECTION cm ²	ELU		ELS		G+Q+EX		0,8G+EX	
	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)
30*35	42,19	25,90	30,63	18,76	30,08	12,82	40,99	19,51
	T		T		T		T	
	50,74		36,99		28,93		41,42	

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

ELU:

En travée

$$M_{ut} = 25,90 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$



$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25,90 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,315)^2 \times 14,17} \mu_u = 0,0614 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25.(1 - \sqrt{1 - 2.(0,0614)})$$

$$\alpha = 0,0634.$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 0,315.(1 - 0,4.0,0643)$$

$$Z = 0,307 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{25,90 \times 10^{-3}}{0,307 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 2,42 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T12** de section **3.39** cm².

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times 0,30 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 1,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 3,39/4 = 0,84 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T12** de section **3.39** cm².

En appuis:

$$M_{u \text{ app}} = 42,19 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Uapp}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{42,19 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,315)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,1 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 0,1320.$$

$$Z = d.(1 - 0,4\alpha) = 0,315.(1 - 0,4.0,1320) = 0,298 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{42,19 \times 10^{-3}}{0,298 \times 347,83}$$

$$A_{st}=4,06 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T14** de section **4,62cm²**.

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [CV]$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 4,62/4 = 1,15 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T14** de section **4,62 cm²**.

Condition du RPA99 version 2003 :

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 30 \cdot 35 = 5,25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [CV]$$

Car on a choisit : $\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2. \\ \text{En appui : } 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$

ELS:

En travée:

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utiliser est le FeE400, alors la vérification des contraintes a l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{25,90}{18,76} = 1,380$$

$$\alpha = 0,0634 < \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,440 \dots\dots\dots [CV]$$

En appuis:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{42,19}{30,63} = 1,377$$

$$\alpha = 0,1320 < \frac{1,377 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,438 \dots\dots\dots [CV]$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{UMax}}{b \times d} = \frac{50,75 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315}$$

$$\tau_u = 0,537 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ [CV]

Armatures transversales :

D'après BAEL 91 modifié 99, on a :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{35}{35}; 1,40; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1; 1,40; 3)$$

On prend : $\phi_t = \Phi 8 \text{ mm.}$

D'après le R.P.A 99 Version 2003, on a :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_l, 30 \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,40; 30 \text{ cm}\right) = \min(8,75; 16,8; 30 \text{ cm})$$

On prend : $S_t = 7 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} \quad \text{On prend : } S_t' = 15 \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99 Version 2003 :

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \cdot 7 \cdot 30 = 0,63 \text{ cm}^2 \quad [\text{Zone nodale}]$$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ [C.V]

Condition de non fragilité :

$$\frac{f_e \cdot A_t}{b \cdot S_t'} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right).$$

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le : FeE24.

$$\frac{235.2,01}{30.15} \geq \max \left(\frac{0,537}{2}; 0,4MPa \right).$$

$$1,049 \geq 0,268 \dots\dots\dots [CV]$$

V.2.1.3.Ferrailage des consoles :

Tableau 5.7 : Sollicitation de la poutre console plus sollicité

SECTION cm ²	ELU		ELS		G+Q+EX		0,8G+EX	
	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)
30*35	-111,407	6,45	-80,87	4,69	-80,81	4,69	-53,29	2,98
	T(KN)		T(KN)		T(KN)		T(KN)	
	- 86,19		-35,47		-62,38		- 39,61	

ELU:

En travée:

$$M_{ut} = 6,45 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,45 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,315)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0152 < \mu_r = 0,392$$

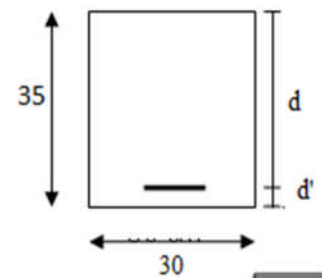


Fig.5.4-Section d'un console

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0192$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,312$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{6,45 \times 10^{-3}}{0,312 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 0,60 \text{ cm}^2$$

On adopte **3T12=3.39 cm²**

En appuis:

$$M_{u \text{ app}} = 111,407 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Uapp}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{111,407 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,315)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,264 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,391$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,265$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uapp}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{111,407 \times 10^{-3}}{0,265 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 12,05 \text{ cm}^2$$

On choisit : **8T14** de section **12,32** cm².

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 12,32 / 4 = 3,08 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T14** de section **4,62** cm².

Condition du RPA99 version 2003 :

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 30 \cdot 35 = 5,25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

Car on a choisit : $\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } \mathbf{3T12=3.39} \text{ cm}^2. \\ \text{En appui : } \mathbf{8T14=12,32} \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

ELS:**En travée:**

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utiliser est le FeE400, alors la vérification des contraintes a l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6,45}{4,69} = 1,380$$

$$\alpha = 0,0634 < \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,440 \dots\dots\dots [CV]$$

En appuis:

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{111,407}{80,87} = 1,377$$

$$\alpha = 0,1320 < \frac{1,377 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,438 \dots\dots\dots [CV]$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Leftrightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{UMax}}{b \times d} = \frac{86,19 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315}$$

$$\tau_u = 0,912 \text{ MPa. Pour des fissurations peu nuisibles : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots [CV]$$

Tableau 5.8 - Ferrailage longitudinal et transversal des poutres secondaire et consoles

Niveaux	Section [cm ²]	A _{min} RPA [cm ²]	Armatures longitudinales								Armatures transversales			
			Travée				Appui				S _t [cm]	S _t ' [cm]	A _t	
			A _{st} calcul [cm ²] Cons-ole	A _{st} choisi [cm ²]	A _{st} calcul [cm ²] Inter-ne	A _{st} choisi [cm ²]	A _{st} calcul [cm ²] Cons-ole	A _{st} choisi [cm ²]	A _{st} calcul [cm ²] Inter-ne	A _{st} choisi [cm ²]				
Poutres secondaires	3.23	30x35	5,25	0,60	3T12 = 3,39	2,20	3T12 = 3,39	12,05	8T14= 12,32	3,74	3T14 = 4,62	7,5	15	4Φ8
	6.46			0,58	3T12 = 3,39	2,24	3T12 = 3,39	11,98	8T14= 12,32	3,94	3T14 = 4,62			
	9.69			0,57	3T12 = 3,39	2,24	3T12 = 3,39	11,80	8T14= 12,32	3,95	3T14 = 4,62			
	12.92			0,54	3T12 = 3,39	2,42	3T12 = 3,39	11,78	8T14= 12,32	4,06	3T14 = 4,62			
	17,13			0,31	3T12 = 3,39	1,77	3T12 = 3,39	5,98	6T12 = 6,79	2,21	3T12 = 3,39			

V.3.LES VOILES :

V.3.1.Introduction :

Le mur voile est un élément constructif qui est destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments, car il donne une rigidité très élevée. Ils sont sollicités par un effort normal [N], un effort tranchant [V], et un moment fléchissant [M]. Ce qui implique que les murs voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrillages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

V.3.2.Détermination du ferrailage des voiles:

L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités pour notre on adopte un épaisseur de 20 cm pour tous les étages Ainsi, le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section [0,20 m × 1,00 ml].

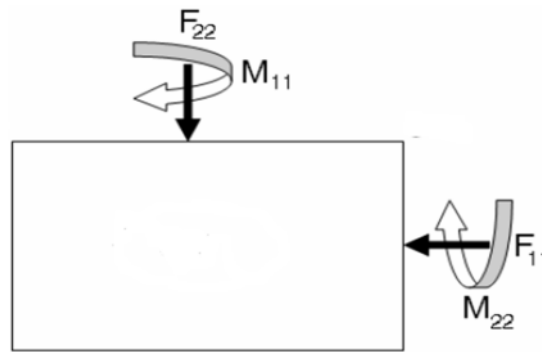


Figure 5.5 : Sollicitations exercées sur le voile

La combinaison d'action qui donne l'effort normal le plus important est : $1.35G + 1.5Q$

Verticalement :

$$F_{11} = -955.23 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{22} = 1.03 \text{ KN/m}^2$$

horizontalement :

$$F_{22} = -142.63 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{11} = 0.129 \text{ KN/m}^2$$

1/ Verticalement

Excentricité du 1er ordre à E.L.U :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

$e_1 = 0.02 \text{ m}$ avec $e_a = 2 \text{ cm}$ excentricité accidentelle max ($2 \text{ cm} ; l/250$) $l = 2.85 \text{ m}$

Elancement géométrique :

$$l_f = 0.7.L$$

$$l_f = 0.7 \times 2.85 = 1.995 \text{ m}$$

Excentricité du second ordre :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0.966$$

$$\alpha = 0.966$$

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10^4.h} (2 + \alpha\varphi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.995^2}{10^4 \times 0.2} (2 + 2 \times 0.966) = 0.023 \text{ m}$$

Avec $\varphi = 2$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0.025\text{m}$$

$$\begin{cases} e_a = e_0 + (d - \frac{h}{2}) \\ M_{uA} = N_u \cdot e_a \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_a = 0.025 + (0.9 \cdot 1 - 1/2) = 0.425\text{m} \\ M_{uA} = 955.23 \cdot 0.425 = 406.97\text{kn/m}^2 \end{cases}$$

A l'E.L.S :

$$N_{ser} = 699.32 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 0.0949 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 201,19 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 1,60 \text{ KN.m}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{sre}}{N_{ser}}$$

$$e_{0sre} = \frac{0.0949}{699.32} = 0.0001$$

On remarque que e_0 (E.L.U) \neq e_0 (E.L.S)

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_a = e_0 + (d - \frac{h}{2}) = 0.1\text{m} \\ M_{serA} = N_{ser} \cdot e_a = 279.82\text{KNm} \end{cases}$$

Armatures :

Moment réduit de référence à l'E.L.U

$$\mu_{BC} = 0,8 \frac{h}{d} (1 - 0,4 \cdot \frac{h}{d}) = 0.493$$

Moment réduit agissant

$$u_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$u_{bu} = \frac{405.97 \cdot 10^{-3}}{0.2 \cdot (0.9 \cdot 1.00)^2 \cdot 14,20} = 0.176$$

Conclusion :

$$u_{bu} = 0.176 < u_{BC} = 0.49$$

⇒ Section partiellement tendue

Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{405.97}{279.82} = 1.45$$

Donc :

$$u_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \cdot 10^{-4} = 0.32$$

$$u_{bu} = 0.176 < u_{lu} = 0.32$$

$$\rightarrow A' = 0$$

$$Z_b = d(1 - 0.6 \cdot \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.9 \cdot 1.00(1 - 0.6 \cdot 0.176)$$

$$Z_b = 0.805 \text{ m}$$

$$f_e = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_e}$$

$$A = \frac{406.97 \cdot 10^{-3}}{0.805 \cdot 348} = 14.52 \text{ cm}^2$$

Armatures en flexion composée :

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A - \frac{N_u}{\sigma_s} = -12.92 \text{ cm}^2 < 0 \end{cases}$$

NB : La section calculée avec la flexion composée est négative en on calcul le ferrailage avec le minimum du RPA 99 V 2003 :

Le ferrailage vertical :

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Le ferrailage horizontal :

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On choisit : **5T12** = 5.65 cm² / ml.

Espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

Espacement verticale et horizontale : $S \leq \min(1,5e; 30)$

On prend : $S = 20\text{cm}$

Calcul des armatures transversales :

D'après le BAEL 91 modifiée 99, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins.

On prend donc : $4\Phi 6/\text{m}^2 = 1.13\text{cm}^2$.

Vérification des contraintes tangentielles:

Les contraintes tangentielles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow \text{les armatures diagonales } A_d = 0.$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} b=0,2, h=1\text{ml} \\ d=0,9, l=0,9\text{m} \end{cases}$$

Tableau. 5.9-Vérifications des contraintes tangentielles.

NIVEAUX	V [KN]		τ_b [MPa]		$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$	$\bar{\tau}_b = 0,06 \times f_{c28}$
	ELU	ELA	ELU	ELA		
Tous les étages	27,87	20,24	0,155	0,112	5	1,5

VI.LES FONDATIONS :

VI.1. INTRODUCTION :

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure, destinées à transmettre les efforts induits par la superstructure soit directement, cas des semelles reposent sur le sol ou cas des radiers, soit par l'intermédiaire d'autres organes cas des sur pieux ou puits.

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. DIFFERENT TYPES DE FONDATION:

Lorsque les couches de terrain susceptibles de supporter sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles, lorsque ces couches sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes appuyées sur une couche résistante ou flotter dans un terrain peu résistant en mobilise alors les forces de frottement du sol sur la fondation pour soutenir l'ouvrage.

VI.3.CHOIX DE TYPE DE FONDATION

Le choix du type de la fondation dépend essentiellement de la contrainte admissible du sol et sa nature et le type d'ouvrage à construire, dans notre cas le sol présente une contrainte admissible de 2,00 bars.

Chaque semelle est soumise à un effort normal est un moment de flexion donc elle est étudiée en flexion composée.

Pour notre cas on a des semelles isolée sous poteaux et des semelles filantes sous voile

VI.4.CALCULE DE LA SEMELLE ISOLEE:

VI.4.1. Pré dimensionnement :

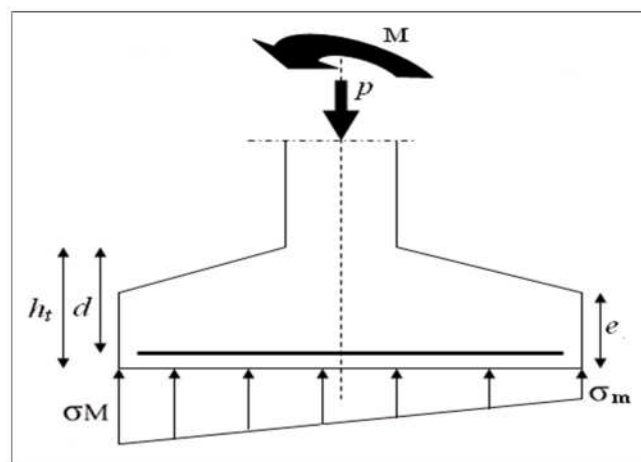


Figure 6.1: Diagramme des contraintes agissant sur les fondations

On va prendre comme exemple de calcul une semelle isolée sous poteaux qui est la plus sollicitée (semelle centrale) :

$$\text{ELS: } N_s=947.457 \text{ KN} \quad ; \quad M_s=12,234 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU: } N_U=1329,402 \text{ KN} \quad ; \quad M_U=16,867 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2,00 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,2 \text{ Mpa}$$

$$a = b = 45 \text{ cm}$$

- Condition d'homothétie

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \quad \Rightarrow A = B \quad (\text{semelles carrées})$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol} \\ \sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \end{array} \right\} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

$$(1) \Leftrightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \times \frac{b}{a}} \quad \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{947,45}{200} \times \frac{0,45}{0,45}}$$

$$\Rightarrow B \geq 2,176 \text{ m}$$

Donc on choisie une semelle de $(2,3 \times 2,3) \text{ m}^2$.

- Détermination de d et h_t

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \quad \Rightarrow 2,3 - 0,45 \geq d \geq \frac{2,3 - 0,45}{4}$$

$$\Rightarrow 1,85 \text{ m} \geq d \geq 0,47 \text{ m}$$

$$\Rightarrow d = 0,45 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou : } h_t = d + 5 \text{ cm} \quad \Rightarrow h_t = 50 \text{ cm}$$

Vérification des conditions de stabilité :

D'après le BAEL 91, on a :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{12,23}{947,457} = 1,29 \text{ cm.}$$

$$e_0 = 0,0129 \leq \frac{A}{6} = \frac{2,30}{6} = 0,383 \dots \dots \dots [CV]$$

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

$$e_0 = 0.0129 \leq \frac{A}{4} = \frac{2.30}{4} = 0.575 \dots\dots\dots [CV]$$

Vérification des conditions de rigidité :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_M &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = 185.13 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_m &= \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = 173.076 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = 177.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 177.59 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.2. Calcul du ferrailage :

$$\text{Poids propre de la semelle} = 0.5 * (2,3)^2 * 25 = 66,126 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_S = 947,457 + 66,126 = 1013,58 \text{ KN}$$

$$N_U = 1329,402 + 1.35 * 66.126 = 1418.676 \text{ KN}$$

$$e_{s0} = 0.0129 \leq \frac{B}{6} = \frac{2.30}{6} = 0.383 \quad ; \quad e_{u0} = 0.0127 \leq \frac{B}{6} = \frac{2.3}{6} = 0.383$$

$$e_{s0}; e_{u0} \leq \frac{B}{18} = \frac{2,3}{18} = 0.127$$

• ELU

$$\sigma_{st} = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ Mpa}$$

Le ferrailage se calcule avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tous au long de la semelle, on utilise :

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_U = 1441.99 \text{ KN}$$

$$A_{Xst} = A_{Yst} = \frac{N_U' (A - a)}{8.d.\sigma_{st}} = 21.29 \text{ cm}^2.$$

- ELS

Fissuration préjudiciable

$$\eta = 1,6$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$N_s' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_s = 1030,63 \text{ KN}$$

$$A_{Xst} = A_{Yst} = \frac{N_s'(A - a)}{8.d.\overline{\sigma}_{st}} = 26,26 \text{ cm}^2.$$

On a :

$$A_u = 21,29 \text{ cm}^2 \leq A_s = 26,26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow A_{st} = 14T16 = 28,14 \text{ cm}^2$$

Espacement

$$e \geq \max(15 \text{ cm}, 6\phi + 6 \text{ cm})$$

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

donc on prend : $e = 15 \text{ cm}$

VI.4.1 RESUME DES RESULTATS DES SEMELLES :

Tableau 6.1 : récapitulation des résultats des semelles

	A × B (m ²)	d (cm)	h _t (cm)	e (cm)	A _{st} calculé	A _{st} (cm ²)
Semelle centrale	2,30*2,30	45	50	15	22,23	14T16=28,14
Semelle De rive	1,80 *1,80	45	50	20	12,72	9T14=13,85
Semelle d'angle	1,70 *1,70	35	40	20	11,86	8T14=12,32

VI.4.4. Vérification au poinçonnement :

D'après BAEL 91, la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_U \leq \overline{N}_U = 0,045.P_c.h.f_{c28}/\gamma_b$$

Avec : $h=0,50\text{m}$; P_c : Le périmètre utile.

$$P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = [(a+h) \times 4] = 4,2 \text{ m}$$

$$N_U = N_{u0} \cdot \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right) \quad \text{Et } N_{u0} : \text{Effort maximal tiré à partir du fichier SAP2000}$$

$$N_{u0} = 1329,42 \text{ KN}$$

$$S_0 = (a+h)(b+h) = 1,1025 \text{ m}^2.$$

$$S_i = A \times B = 5,29 \text{ m}^2 \Rightarrow N_U = 1,094 \text{ MN} \leq 2,465 \text{ MN} \dots \dots \dots [CV]$$

VI.5.CALCUL DE LA SEMELLE FILANTE SOUS MUR VOILE ET POTEAU:

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante sous mur voile et poteau plus sollicité .

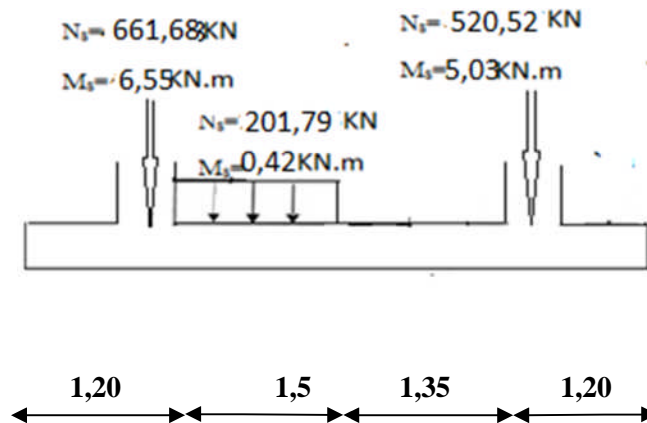


Figure 6.2 : chargement de la semelle filant a L' ELU

VI.5.1.Pré-dimensionnement:

Calcul de la résultante:

$$R = \sum N_i = 661,68 + 201,79 \times 1,5 + 520,52$$

$$\Rightarrow R = 1484,88 \text{ KN.}$$

Calcul de l'excentricité:

$$\sum M_{/0} = 0 \Rightarrow X = \frac{\sum N_i x_i}{R}$$

$$X = (661,68 \times 0,975 - 6,55 + 201,79 \times 1,5 \times 1,95 + 0,42 + 520,52 \times 4,27 - 5,03) / 1484,88$$

$$X = 2,32 \text{ m}$$

$$e = \frac{L}{2} - X = \frac{5,25}{2} - 2,32$$

$$e = 0,301 \text{ m} < \frac{L}{6} = 0,875 \text{ m}$$

$$R = 1484,88 \text{ kN}$$

$$B \geq \left(1 + 3 \frac{e}{L}\right) \frac{R}{L \times \sigma_{sol}} = \left(1 + 3 \frac{0,301}{5,25}\right) \frac{1484,88 \times 10^{-3}}{5,25 \times 0,2}$$

$$B \geq 1,65m$$

⇒ On prend : **B=1,70m.**

$$h_{\min} \geq (B-b)/4 + 0.05$$

$$h_{\min} \geq (1,70-0.45)/4 + 0.05$$

$$h_{\min} \geq 0.36 \Rightarrow h_{\min} = 0.40 \quad h_t = 80 \text{ cm}$$

VI.5.2. Calcul des armatures :

Tableaux 6.2 : les efforts de la semelle plus sollicité

Sollicitation cm ²	ELU		ELS	
	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)	Ma (KN.M)	Mt (KN.M)
M KN/ml	353.60	133,025	261.92	98,03
T KN	346,81		256,89	

$$\sigma_{\text{moy}} = (3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}})/4$$

$$\sigma_{\text{max}} = R/L.B + M/B.L^2$$

$$\sigma_{\text{max}} = 161,28 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = R/L.B - M/B.L^2 = 142,52 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = (3*161,28 + 142,52)/4$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 156,60 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 156,60 \leq \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN / m}$$

Le calcul du ferrailage se calcule comme étant une poutre en 'T' renversé :

$$b = 1,7m ; b_0 = 0,5m$$

$$h = 0,8m ; h_0 = 0,4m ; d = 0,9. h = 0,72m$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa} \quad f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

ELU:

En travée :

$$M_{ut \max} = 133.025 \text{ KN.m} = 133.025 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Le moment d'équilibre par la table:

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 1,7 \times 0,4 \times 14,17 \left(0,72 - \frac{0,4}{2} \right)$$

$$M_t = 5,01 \text{ MN.m}$$

On a : $M_t > M_{ut \max}$

Donc: L'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section en « T » ($b_0 \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_{Ut}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{133.025 \times 10^{-3}}{0,5 \times (0,72)^2 \times 14,17} = 0,036$$

$$\mu_u = 0,036 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,036)})$$

$$\alpha = 0,046.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,72 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,046) = 0,706 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{133.025 \times 10^{-3}}{0,706 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 5,41 \text{ cm}^2$$

On choisit : **5T14** de section **7,70 cm²**.

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st \min} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 0,50 \times 0,72 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 4,35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [CV]$$

En appuis :

$$M_{uap \max} = 353.60 \text{ KN.m} = 353.60 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Le moment d'équilibre par la table:

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 1,7 \times 0,4 \times 14,17 \left(0,72 - \frac{0,4}{2} \right)$$

$$M_t = 5,01 \text{ MN.m}$$

On a : $M_t > M_{u \text{ ap max}}$

Donc: L'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_{Uap \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{353.60 \times 10^{-3}}{1,7 \times (0,72)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,028 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,028)})$$

$$\alpha = 0,035.$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,72 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,035)$$

$$Z = 0,709 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Uap \max}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{353,60 \times 10^{-3}}{0,709 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 14,32 \text{ cm}^2$$

On choisit : **10T14** de section **15,39 cm²**.

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 1,7 \times 0,72 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 14,27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots [C.V]$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 15.39 / 4 = 3.84 \text{ cm}^2$$

On choisit : **5T14** de section **7.70 cm²/ml**.

ELS:

Puisque la fissuration est préjudiciable et l'acier utiliser est le FeE400, alors la vérification des contraintes a l'ELS sera simplifiée comme suit :

En travée:

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{133.025}{98.09} = 1,35$$

$$\frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,428$$

$$\alpha = 0,046 < 0,428 \dots \dots \dots [CV]$$

En appuis:

$$\left. \begin{array}{l} \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{353.60}{261,92} = 1,35 \\ \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha = 0,035 < 0,425 \dots \dots \dots [CV]$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\implies \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

VI.5.3.Vérification au cisaillement :

D'après BAEL 91, on a :

$$\tau_u = \frac{T_{UMax}}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{346.81 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,72}$$

$\tau_u = 0.963$ MPa.

Pour des fissurations préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa\right) = 3,04$ MPa.

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ [CV]

VI.5.4.Récapitulatif des différentes semelles filantes :

Tableau. 6.3-Les sections des différentes semelles filantes sous voiles et poteaux.

Types	R [KN]	X [m]	e [m]	L [m]	B [m]	h ₀ [m]	h [m]	σ_{moy} [KPa]	$\sigma_{moy} \leq \sigma_{sol}$
SF1	1484,88	2,52	0.095	5,25	1.70	0.40	0.80	181,85	CV
SF2	1147,907	2.39	0.485	5,25	1,40	0.35	0.80	162.11	CV
SF3	1210.92	2.4	0.85	6,5	1.30	0.35	0.90	152.62	CV
SF4	1006.22	4.12	-0.52	7.2	1.20	0.35	0.90	118.08	CV
SF5	1235.01	2.95	0.275	6.45	1.20	0.35	0.90	164 .60	CV

Tableau. 6.4-Le ferrailage des différentes semelles filantes sous voiles et poteaux.

Types	M _u [KN.m]		A _{st} calculé [cm ²]		T _u [KN]	A _{st} choisi	A _{st} choisi	τ _u [MP]	Observation
	M _{u app}	M _{u t}	App	Trav		[cm ²]	[cm ²]		
						App	Trav		
SF1	353,60	133.05	14.32	5.41	346.8	10T14= 15.39	5T14= 7.70	0.963	CV
SF2	293,711	120,92	13,66	5,62	651,7	9T14= 13.85	5T14= 7.70	1.81	CV
SF3	347,70	603.79	12,51	23.03	703,1	9T14= 13.85	15T14 =23.09	1.73	CV
SF4	357,63	602,98	12.90	23.00	809.9	9T14= 13.85	15T14 =23.09	1.99	CV
SF5	329 ,53	335,67	11.87	12,37	650,4	8T14= 12.32	9T14= 13.85	1.6	CV

VI.6.ETUDE DES LONGRINES :

VI.6.1.Introduction

Les longrines sont des éléments d’infrastructure qui sont capables de solidariser l’ensemble des fondations et qui permettent en même temps de résister à un effort de traction [f], d’où :

$$f = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

Avec : N : La valeur maximale des charges verticales apportées par les points d’appuis solidarisés [N=1329,402KN].

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et du site [Zone I : S3 ⇒ α = 15].

$$f = \frac{1329,402}{15} = 88,626 \geq 20KN \dots\dots\dots [CV]$$

D’après le RPA 99 version2003, la dimension minimale de la section transversale de la longrine est de :

Pour site S3 : $(25 \times 30)\text{cm}^2$

Pour notre cas on va prend : $(30 \times 30)\text{cm}^2$

VI.6.2.Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st} = \frac{f}{\sigma_{st}} = \frac{88,626 \times 10^{-3}}{347.83} = 2,54\text{cm}^2.$$

D'après le RPA 99 version2003, la section minimale est de :

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot 30 \cdot 30 = 5.4\text{cm}^2.$$

On choisit : **6T12** de section **6.79 cm²**.

Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{st \min} \geq b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,25 \times 0,30 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 3,94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots [CV]$$

VI.6.3.Calcul du ferrailage transversal :

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce.

Donc, Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 4\Phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$.

Espacement des cadres :

D'après le RPA 99 version2003 on a :

$$S_t \leq \min(15\phi, 20\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(15 \times 1.20; 20\text{cm})$$

On prend : $S_t = 15\text{cm}$

VII.1.INTRODUCTION :

Tout projet doit être planifié, quelque soit son importance, sa longueur ou sa complexité, la phase de planification permet de mieux définir les travaux à réaliser, de fixer des objectifs, de coordonner diverses actions, de maîtriser les moyens requis, de minimiser les risques financière, enfin de mettre en place une stratégie de management, notamment en suivant les activités en cours et en rendant compte de l'état d'avancement du projet.

Le projet étudié est la réalisation d'un bâtiment à usage d'habitation composé d'un RDC et quatre étages l'ensemble des caractéristique de cette structure à été établi dans la chapitre I (présentation de l'ouvrage).

Pour ce chapitre en va proposer un planning de réalisation du dit projet pour but de renseigné le devis estimatif du cahier des charges a partir du logiciel de planification. et aussi de maitre en évidence des situations pour évité les problèemes financier.

VII.2.DEFINITIONS :**VII.2.1.Management de projet :**

C est l'ensemble des outils, techniques et méthodes qui permettent au chef de projet et à son équipe de conduire, coordonner et harmonisé les diverses taches exécutées dans le cadre du projet. Le management de projet regroupe toutes les méthodes d'organisation permettant de réaliser un projet

VII.2.2.C'est quoi un projet :

-Le projet est un processus unique qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées, comportant des dates de début et de fin, entrepris dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences spécifiques en un laps de temps court, incluant des contraintes de délais, de coûts et de ressources “.

-Le projet aussi est un souhaite ou une intention c'est-à-dire un rêve ou une simple vue de l'esprit

VII.2.3.Caractéristique d'un projet:

Les principales caractéristiques d'un projet sont :

Un objectif spécifique à compléter selon des caractéristiques

Un début défini et dates de fin (c.-à-d., un programme)

Ressources consommables (argent, les gens, l'équipement...)

VII.2.4. Facteur principal d'un projet :

Les facteurs principaux d'un projet sont la performance, le coût et le délai. Pour assurer une bonne qualité du produit réalisé il faut respecter ces facteurs

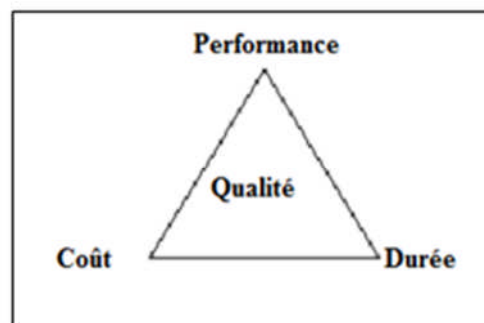


Figure 7.1.-Facteur principal d'un projet.

Ainsi la bonne compréhension des besoins du client permet de nous donner une perspective générale sur la jonction des facteurs principaux d'un projet.

Pour les besoins inhérents au présent PFE (Projet de Fin d'Etude), nous nous sommes fixés uniquement comme objectifs, dans la partie managériale, de définir le délai, le coût, et renseigné le cahier des charges à l'aide d'un logiciel MS project .

VII.2.4. Cycle de vie de projet:

L'organisation de projet peut être divisée en phases afin d'exercer une meilleure maîtrise, en maintenant les liens appropriés avec les opérations courantes de l'entreprise réalisatrice. L'ensemble de ces phases est composé de quatre phases suivantes. (Voir figure 7.2)

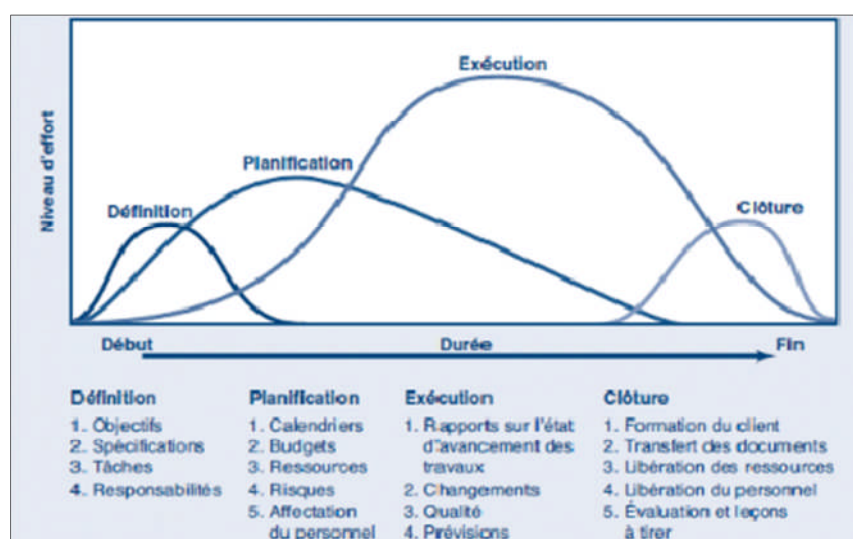


Fig.7.2-Cycle de vie d'un projet.

Dans notre présente étude, nous nous sommes positionnés dans la phase intermédiaire de définition et planification, c'est-à-dire que les plans d'exécution du projet sont déjà finalisés, ensuite nous avons entamé une étude de management et d'économique avec un devis quantitatif et estimatif pour évaluer le coût de revient de notre projet.

VII.2.5.Objectif à atteindre :

La réglementation en vigueur en Algérie concernant le marché publique est régie par le décret présidentiel N 02-250 DU 24/07/2002 modifier et complété par le décret présidentiel N 03-301 du 11/09/2003 :

Le maitre d'ouvrage est tenu par rapport à ces textes officiels de procéder à un avis d'appel public. la procédure concernant les modalités de soumission est également indiqué dans le cahier des charges parmi les informations devant être remises lors de la soumission deux sont important :

Le délai de réalisation (avec planning détaillé) et coût globale du projet.

Il est tout à fait claire que d'autre document doivent être remise lors de la soumission .toutefois, pour les besoins inhérent au présent PFE, sommes uniquement comme objectif de définir le délai et le coût de réalisation du projet.

Afin d'atteindre ces objectifs, plusieurs outille sont utilisé:

- Préparation du WBS (**Works Breakdown Structure**) du projet.
- Identification des ressources.
- Etablissement de l'OBS (**Organisation Breakdown Structure**) c'est-à-dire affecter les ressources aux tâches définies dans le WBS.
- Définir l'ordonnancement des taches tous en prenant en compte l'OBS et WBS

Pour les besoins de notre étude, nous avons choisir le MS Project 2007 comme outil de travail.

Il est à rappeler que l'objectif assigné au présent projet est la présentation d'une soumission .tout fois nous avons jugé utile d'établir la courbe du BCWS (Budget Cost of Work Scheduled) qui décrit l'évolution du budget du projet par rapport au temps.

VII.3.Projet (application):

VII.3.1.Le Works Breakdown Structure [WBS]:

Dès la conception préliminaire du projet, il s'agit de décomposer de façon structurée et précise le projet en sous ensemble, de manière à visualiser l'ensemble du projet. Il se fait par niveaux successifs jusqu'à un degré optimum de détail, afin d'éviter les oublis, et de permettre la consolidation des informations.

Le **WBS** permet aussi d'énumérer les organismes responsables de chaque tâche et le budget qui est destiné au projet.

Dans la constitution du **WBS** il y'a des livrables et tâches, les numéros qui vont apparaître dans cette partie sont des numéros pris directement du fichier MS Project.

Le **WBS** prit comme exemple est le **WBS** du lot terrassement et 1^{ère} étage :

1 BATIMENT R+4

1.1 Lot terrassement

1.1.1 Installation du chantier

1.1.2 Partie 1

1.1.2.1 décapages de la terre végétale

1.1.2.2 nivellements

1.1.2.3 mis en dépôt

1.1.3 Partie 2

1.1.3.1 fouilles en puits pour semelles isolées

1.1.3.2 mis en dépôt n 1

1.1.4 Partie 3

1.1.4.1 fouilles en tranchés pour longrine

1.1.4.2 mises en dépôt

1.1.5 Partie 4

1.1.5.1 fouilles en tranchés pour plots

1.1.5.2 mises en dépôt

1.1.6 Partie 5

1.1.6.1 chargements des terres provenant du dépôt n2 pour remblaiements des vides des fouilles

1.1.6.2 transports

1.1.6.3 déchargements

1.1.7 Partie 6

1.1.7.1 chargement des terres (tuf stérile) pour remblaiements des vides des fouilles (H remblais >1,00m)

1.1.7.2 transports

1.1.7.3 déchargements

1.1.8 Partie 7

1.1.8.1 chargements des terres

1.1.8.2 évacuation a la DP

1.2 LOT RDC

1.2.1 LES FONDATIONS

1.2.1.1 ferrailage des semelles et longrines et avant poteaux

1.2.1.2 gros béton dosé a 250kg/m³ + béton de propreté dosé a 150 kg/m³

1.2.1.3 mise en œuvre et réalisation des semelles et avant poteaux

1.2.1.4 mise en œuvre des longrines et viols périphérique

1.2.1.5 exécutions des Regards en BA y compris toutes sujétions

1.2.1.6 Herrissonnage en pierre sèche 5/15 cm

1.2.1.7 Plate forme en béton avec treillis soudé ép. 10 c

1.2.2 Partie 1

1.2.2.1 ferrailage des poteaux et voiles

1.2.2.2 coffrage des poteaux et voiles

1.2.2.3 bétonnage des poteaux et voiles

1.2.2.4 décoffrages

1.2.3 Partie 2

1.2.3.1 ferrillages poutres principales, chainages, poutrelles, cage d'escalier et escalier

1.2.3.2 coffrages des poutres principales, chainages, poutrelles, cage d'escalier et escalier

1.2.3.3 poses du hourdis pour plancher

1.2.3.4 poses des treilles soudés de la dalle de compression pour plancher

1.2.3.7 électricités

1.2.3.5 bétonnages des poutres principales, chainages poutrelles, cage d'escalier et escalier

1.2.3.6 décoffrages

1.2.4 Partie 3

1.2.4.1 maçonneries

1.2.4.1.1 Mur extérieur en double parois de 30cm en briques creuses de 13 et 10 trous au mortier de ciment avec une lame d'air de 5 cm .

1.2.4.1.2 Mur intérieur de 10 cm en brique creuses en mortier de ciment .

1.2.4.1.3 Mur intérieur de 15 cm en brique creuses en mortier de ciment .

1.2.4.1.7 Électricités

1.2.4.1.4 Évacuation intérieur

1.2.4.1.5 Ouvrages divers

1.2.4.2 Menuiserie (les cadres des fenêtres et portes)

1.2.4.3 enduits

1.2.4.3.1 Enduits intérieurs sur mur et sous plafonds au mortier de ciment en deux couches sur mur y comprise toutes sujétion d'exécutions

1.2.4.3.2 Enduit extérieur au mortier de ciment en trois couches exécuter avec arrêtes y compris sur les éléments décoratif tous types .

1.2.4.6 plomberies sanitaires

1.2.4.4 menuiseries métalliques

1.2.4.7 revêtements

1.2.4.8 peintures et vitrerie

VII.3.2description de l'OBS (Organisation Breakdown Structure du projet) :

L'"organisation Breakdown Structure" (OBS) répond au qui-est-responsable-de-quoi ? et au qui-fait-quoi ?. Il fait le lien entre les tâches et les personnes (physique ou morales). Il permet de définir les responsabilités et les actions dans les tâches.

Avant de définir l'OBS il faut d'abord définir les déférentes ressources du projet.

VII.3.2.1.les ressources :

Après la subdivision des taches on doit relier chaque tache avec une ressource correspondante soit matérielles soit humaines. Donc on a besoin de

- Ressources humaines
- Ressources matérielles : (engins et produits).

a- Ressources humaines :

Dans notre projet en a huit groupes :

- **Groupe coffreur** : Qui s'occupe de tous ce qui est tache coffrage dans le projet.
- **Groupe ferrailleur** : Qui s'occupe de tous ce qui est taches ferrailage dans le projet.
- **Groupe maçon béton** : Qui s'occupe de tous ce qui est taches bétonnage dans le projet.
- **Groupe maçon autre** : Qui s'occupe de tous ce qui est taches cloisons dans le projet.
- **Groupes électriques** : Qui s'occupent de tous ce qui est taches d'électricité dans le projet.
- **Groupe menuisier** : Qui s'occupe de tous ce sui est taches menuiserie dans le projet.
- **Groupe pour enduit** : Qui s'occupe de tous ce qui est taches enduit dans le projet.
- **Groupe gardiens** : C'est le groupe qui s'occupe de la surveillance de projet.

Chaque groupe est constitué d'un certain nombre d'individus :

- **Groupe coffreur** : 5 personnes
- **Groupe ferrailleur** : 5 personnes
- **Groupe maçon béton** : 7 personnes
- **Groupe maçon autre** : 7 personnes
- **Groupes électriques** : 4 personnes
- **Groupe menuisier** : 4 personnes
- **Groupe pour enduit** : 6 personnes
- **Groupe gardiens** : 2 personnes

b. les ressources matérielles :

Il existe deux formes de ressources matérielles :

b.1) Les ressources matérielles engins :

Le nombre de ressources matérielle type engin affecté au présent projet est de 6 :

- pelle hydraulique
- niveleuse
- Tracteur pour eau.
- Camion 2,5 tonnes.
- Caze.
- Grue.
- Bétonnière.

Toutes ces ressources sont louées avec leur chauffeur ou leurs manoeuvres.

b.2) Les ressources matérielles produites :

Le nombre des ressources matériel type produit sont :

1. Bois pour coffrage
2. Fer pour ferrailage
3. ciment, sables, gravier

4. Brique simple
5. Brique grand
6. Parpaing
7. Gains d'électricités

8. Zingue
9. Cadres fenêtres et portes
10. Fils d'électricité
11. Table de commande
12. Boites d'interrupteur

13. Treillis soudés pour dalle
14. Tuyau pour eau
15. Projecteur électrique
16. Panneau d'affichage
17. Tube en béton pour l'eau usée
18. Hourdis
19. Cadres pour escalier
20. Lampe et douille
21. Boites de prises

NB : toutes les informations précédentes sont prises de BET MIMAR

Exemple de l'OBS pris est celui du terrassement et infrastructure :

Tableau 7.1 : Les ressources qui s'affectent directement à les tâches du terrassement et infrastructure

Liste des tâches	
Lot terrassement	
Partie 1	
décapages de la terre végétale	"pelle hydraulique [4 hrs];chef de chantier "
nivellements	niveleuse [3 hrs]
mis en dépôt	camion 2,5tonne [48 voyage]
Partie 2	
fouilles en puits pour semelles isolées	pelle hydraulique [26 hrs];chef de chantier "
mis en dépôt n 1	camion 2,5tonne [96 voyage]
Partie 3	
fouilles en tranchés pour longrine	pelle hydraulique [3 hrs];chef de chantier "
mises en dépôt	camion 2,5tonne [15 voyage]
Partie 4	
fouilles en tranchés pour plots	pelle hydraulique [1 hrs];chef de chantier "
mises en dépôt	camion 2,5tonne [6 voyage]
Partie 5	
chargements des terres provenant du dépôt n2 pour remblaiements des vides des fouilles	"pelle hydraulique [3 hrs];chef de chantier "
transports	camion 2,5tonne [38 voyage]
déchargements	camion 2,5tonne [38 voyage]
Partie 6	
chargement des terres (tuf stérile) pour remblaiements des vides des fouilles (H remblais >1,00m)	pelle hydraulique [3 hrs];chef de chantier "
transports	camion 2,5tonne [30 voyage]
déchargements	camion 2,5tonne [30 voyage]
Partie 7	
chargements des terres	pelle hydraulique [4 hrs]
évacuation à la DP	camion 2,5tonne [77 voyage]
LOT RDC	
LES FONDATIONS	
ferrailage des semelles et longrines et avant poteaux	"groupe ferrailleur [400%];groupe maçon béton [50%];fer pour ferr[4 485 ml]"
gros béton dosé à 250kg/m ³ + béton de propreté dosé à 150 kg/m ³	"groupe maçon béton; groupe maçon autres[50%]"
mise en œuvre et réalisation des semelles et avant poteaux	"bois pour coffrage [1];groupe maçon béton [150%];groupe coffreur
mise en œuvre des longrines	bois pour coffrage [1];groupe coffreur[50%];groupe maçon autres; groupe

	maçon béton[150%]"
exécutions des Regards en BA y compris toutes sujétions	"groupe maçon autres; groupe maçon béton
Herrissonnage en pierre sèche 5/15 cm	groupe maçon béton; groupe maçon autres; ouvrier "
Plate forme en béton avec treillis soudé ép. 10cm	""groupe maçon autres; groupe maçon béton[200%]; ouvrier

VII.3.3.Stratégie adopté dans l'établissement de l'ordonnancement des travaux :

Pour pouvoir élaborer la stratégie d'élaboration de l'ordonnancement des travaux, le Planificateur se doit éviter tous risque de chevauchement des taches et des ressources.

Il se doit particulier de veiller a ce que les ressources ne soient pas dépassées.

Les éléments d'écrits ci-dessous donnent un aperçu sur cette stratégie :

- ✓ Lorsque les groupes concernés par les gros œuvres terminent le 4eme étage, les groupes de cloisons commencer le rez-de- chaussée.
- ✓ Lorsque les groupes cloisons terminent le RDC, le groupe de l'électricité commence le RDC. (seulement pour l'emplacement des câbles).
- ✓ Lorsque les groupes concernés par les gros œuvres terminent les gros oeuvres, ils quittent le projet vers un autre projet Après que le groupe d'électricité terminent le RDC, rejoint le groupe pour enduit commence son travail s autre taches d'électricité
- ✓ Lorsque le groupe de cloison termine le dernier étage, il rejoint le groupe pour enduit
- ✓ Lorsque le groupe d'électricité termine le dernier étage, il reprend l'emplacement des autres du RDC vers le dernier niveau.
- ✓ Lorsque le groupe pour électricité termine le RDC, le groupe pour la menuiserie et quincaillerie commence le RDC.

L'estimation de coût des tâches se fait en introduisant deux paramètres, la duré de la tâche et le coût aux ressources utilisés pour réaliser cette tâche

Tableau7.2 : les coûts affectés a des taches du lot terrassement et infrastructures

Liste des tâches	Les coûts
Lot terrassement	378 400,00 DA
Partie 1	48 600,00 DA
décapages de la terre végétale	9 000,00 DA
nivellements	6 000,00 DA
mis en dépôt	33 600,00 DA
Partie 2	123 200,00 DA
fouilles en puits pour semelles isolées	56 000,00 DA
mis en dépôt n 1	67 200,00 DA
Partie 3	20 500,00 DA
fouilles en tranchés pour longrine	10 000,00 DA
mises en dépôt	10 500,00 DA
Partie 4	6 700,00 DA
fouilles en tranchés pour plots	2 500,00 DA
mises en dépôt	4 200,00 DA
Partie 5	59 700,00 DA
chargements des terres prévenants du dépôt n2 pour remblaiements des vides des fouilles	6 500,00 DA
transports	26 600,00 DA
déchargements	26 600,00 DA
Partie 6	49 000,00 DA
chargement des terres (tuf stérile) pour remblaiements des vides des fouilles (H remblais >1,00m)	7 000,00 DA
transports	21 000,00 DA
déchargements	21 000,00 DA
Partie 7	70 300,00 DA
chargements des terres	8 000,00 DA
évacuation a la DP	62 300,00 DA
LOT RDC	
LES FONDATIONS	4 214 413,97 DA
ferrailage des semelles et longrines et avant poteaux	1 001 014,89 DA
gros béton dosé a 250kg/m3 + béton de propreté dosé a 150 kg/m3	1 094 517,97 DA
mise en œuvre et réalisation des semelles et avant poteaux	1 010 229,78 DA
mise en œuvre des longrines	801 778,00 DA
exécution des Regards en BA	110 866,67 DA
Herrissonnage en pierre sèche 5/15 cm	86 366,66 DA
Plate forme en béton avec treillis soudé ép.10cm	109 640,00 DA

VII.3.4. Devis quantitatifs et estimatifs :

Le devis quantitatif C'est le classement rationnel et récapitulatif des quantités d'ouvrage de même nature et de même qualité et ne comporte que les descriptions des prestations vendues, ainsi que les quantités à réaliser.

Une fois les Quantité qui on va réaliser pour tout l'ouvrage est calculé, il est nécessaire de passer à un devis estimatif qui est l'application des prix unitaires au devis quantitatif.

Dans notre cas cette estimation approchée a été pris à partir du fichier MS Project 2007 .Les résultats du devis estimatif et quantitatif sont dans le tableau7.3

Tableau7.3 : devis estimatif et quantitatif

DESIGNATIONS DES OUVRAGES	UNITE	QUANTITE	P.UenH.T	MONTANT
Lot terrassement				
Décapage de la terre végétale et nivellement sur emprise bâtiment trottoir exécutées mécaniquement ép.=0,3m y comprise mise en dépôt n1	M ³	118	410	48 600,00
Fouilles en puits pour semelles isolées et filante dans un terrain de toute nature y comprise mise en dépôt n2	M ³	240,715	500	123200,00
Fouilles en tranchés pour longrines dans un terrain de toute nature y compris mise en dépôt n2	M ³	36,47	560	20 500,00
Fouilles puits pour plot dans un terrain de toute nature y compris mise en dépôt n2	M ³	16	420	6 700,00
Remblais des vides des fouilles en terres prévenant du dépôt n2 soigneusement exécuté et arrosé par couche de 20cm y compris chargement déchargement transports	M ³	187,83	320	59 700,00

Fourniture et Remblais des vides des fouilles en terres (tuf stérile) soigneusement exécuté et arrosé par couche de 20cm (h remblais >1.00m) y compris chargement déchargement transports	M ³	73,74	660	49 000,00
Evacuation de la terre a la décharge publique (coefficient de foisonnement y compris) quelque soit la distance y compris chargement déchargement transports	M ³	223,19	320	70 300,00
Totale terrassement				378 400,00
Lot infrastructure				
Béton de propreté dose a 250kg/m3 de CPA pour remplissage des fonds de fouilles avec coffrage en bois ou métallique	M ³	161	6790	1093567 ,97
Béton arme dose a 350kg/m3 de CPJ pour semelle isolée et filante et avant poteaux et longrine avec coffrage en bois ou panneaux métalliques et ferrailage	M ³	450,27	6250	2813022,67
Plate forme en béton avec treillis soudé ep 10 c	M ²	167,16	660	109640,00
Herrissonnage en pierre sèche 5/15 cm	M ²	169,53	500	84766 ,66
Totale infrastructure				4 214 413,97
Lot assainissement				
exécutions des Regards en BA	U	10	5700	57000
f/p de buses en PVC PN 04 fouille .remblais lit de sable	ML	18,67	2500	46666,97
Totale assainissement				103666,97
Lot superstructure				
Béton arme dose a 350kg/m3 de CPA avec coffrage en bois ou panneaux métalliques				
Poteaux et voiles	M ³	47,56	28000	1339958,55
Poutre principale, chainage poutrelles, bonde noyés et acrotère, escaliers paillasse, linteaux appuis	M ³	102,178	23400	2390043,517

Plancher en hourdis creux de 16+5 plat et inclinés y compris poutrelles en béton arme, dalle de compression de 0,04m d'épaisseur y compris éraillage et toutes autres sujétions	M ²	993,87	2040	2018431,33
Totale superstructure				5748433,397
Lot électricité				
les câbles d'alimentation des déferents appartements	ML	130,43	350	45 651,65
Les prises, interrupteurs, disjoncteurs	U	352	580	201500
F &P de tableau de distribution type boitier en plastique encastré au mur composé de : 1 Disjoncteur différentiel bipolaire 220V 10/32A agréé par SONELGAZ 6 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 16A 7 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 10A et Mise à la terre du bloc.	ENS	11	3820	42000
Totale électricité				289151,65
Lot maçonnerie				
mur extérieur en double parois de 30cm en briques creuses de 12 et 10 trous au mortier de ciment avec une lame d'aire de 5 cm	M ²	881,60	1300	1146088,85
mur intérieur de 10 cm en brique creuses en mortier de ciment	M ²	1095,32	700	766720,70
mur intérieur de 15 cm en brique creuses en mortier de ciment	M ²	223,16	800	178528,00
Totale maçonnerie				2380489,2
Lot enduit				
enduits intérieurs sur mur et sous plafonds au mortier de ciment en deux couches sur mur	M ²	565,05	450	2145020,80
enduit extérieur au mortier de ciment en trois couches exécuter avec arrêtes y compris sur les éléments décoratifs tous types	M ²	1255,98	450	565194,00

Totale enduit				2710214,48
Lot ouvrages divers				
Exécutions d'un potager de cuisine et souche de cheminées et souche de ventilation et souche sur gaines technique	U	28	4480	125333,33
Exécutions de conduit de fumé type shunt et couvre de joints en tôle galvanisé	ML	83,53	1550	129733,33
F/P de claustrât en terre cuit rouge	M ²	16,93	1000	16933,33
Totale ouvrage divers				271999,99
Totale Menuiseries (les cadres de fenêtres et portes)	U	163	102085	16640000
Lot plomberie sanitaire				925793,30
-lot gaz	ML	684,1	600	405893,33
Siège turque-lavabo-évier de cuisine en inox-baignoire en acier vitrifié et les robinets	U	141	800	519900
Totale plomberie sanitaire				925793,33
menuiserie métalliques				
Les gardes corps pour séchoirs et escaliers	ML	56,9	3700	210530
Les port métalliques et les portillons et grilles	U	24	7850	188400
Totale menuiserie métalliques				498687,50
Lot revêtements				
Les carreaux de granito et faïence et les marches et contre marches et chape en béton	M ²	1272,18	1250	1568776
Les plinthes en terre cuit galvanisé	ML	875,69	150	131354
Totale revêtements				1700130,00
peinture et vitrerie	M ²	6099,03	200,00	1054370,40
Lot étanchéité				
Etanchéité multi couche et sujétions d'exécutions	M ²	68 ,2	720	48876,67
Etanchéité Sous carrelage	ML	138,26	500	68164
Gargouille n plombe lamine	U	1	2050	20
Totale étanchéité				119090,67

Résultat obtenus a partir du MS Project :

Après l'introduction de tous les information indiqué avant c'est-à-dire le WBS et l'OBS ,les durés et les ressources et les coût on obtient les résultats suivants :

- La durée de projet est de 335 jours de travail
- Le début de projet est prévue le : 02/01/2014
- La fin du projet est prévue le : 09/12/2014
- La durée globale du projet en mois est d'environ 12 mois.
- Le coût brut de projet est de : 22 701 406,56 DA
- Le coût brut de projet avec T.V.A de 7% est de : 1 517 589,029 DA
- Le coût finale (T.T.C) est de : 231 97 432,29 DA.

VII.4.Soumission :

La soumission sera présentée dont le cahier des prescriptions spéciales sous cette forme

Article 05 : Montant du marché

*Le montant du présent marché est arrêté à la somme en toutes taxe comprises de :(En lettres en TTC) ... **VINGT TROIS MILLIONS CENT QUATRE VINGT DIX SEPT MILLE QUATRE-CENT TRENTE DEUX DINARS ET VINGT NEUF CENTIMES** Soit en chiffres : . . . **23 .197 .432, 29 .DA T.T.C***

Article 09 : Délai d'exécution

*Le délai de réalisation des travaux défini dans le présent marché est de : ...**12..mois** vendredi et jours fériées compris.*

Ce délai commence le 02/01/2014 et finit le 09/12/2014 avec 8 heures de travail par jours

VII.5. La courbe BCWS :

A l'aide du document tirée du logiciel MS Project les résultats ont été transféré sur EXCEL pour tracer la courbe BCWS (*budgeted cost of work scheduled*) fig 7.3. Cette courbe correspond au budget prévisionnel.

La courbe BCWS reste un utile très utile pour le contrôle et le suivie du projet il est utilisé avec les courbes BCWP (*budgeted cost of work performed*) et ACWP (*actual cost of work performed*) pour déterminé l'état de santé d'un projet.

L'utilisation de la courbe du BCWS est double :

1. Connaître l'évolution du budget en fonction du temps. Par conséquent si un entrepreneur dispose d'une somme d'argent il saura exactement à quel période de la durée de vie de son projet, cette somme est suffisante.
2. Le cahier de charge permet l'établissement de situations lesquelles vont permettre à l'entrepreneur d'encaisser les montants correspondant à ses investissements. En général, l'entrepreneur qui dispose d'une somme de X DA au début du projet considère que s'il a investi plus de 70% de cette somme alors il doit garder les 30% comme une marge de sécurité. Afin de ne pas consommer cette marge il se doit de prévoir des situations par livrables (Expl : Fondation, Terrassement,...) qui pourront lui renflouer sa caisse. Aussi la courbe du BCWS permet de connaître la période où il doit faire sa situation

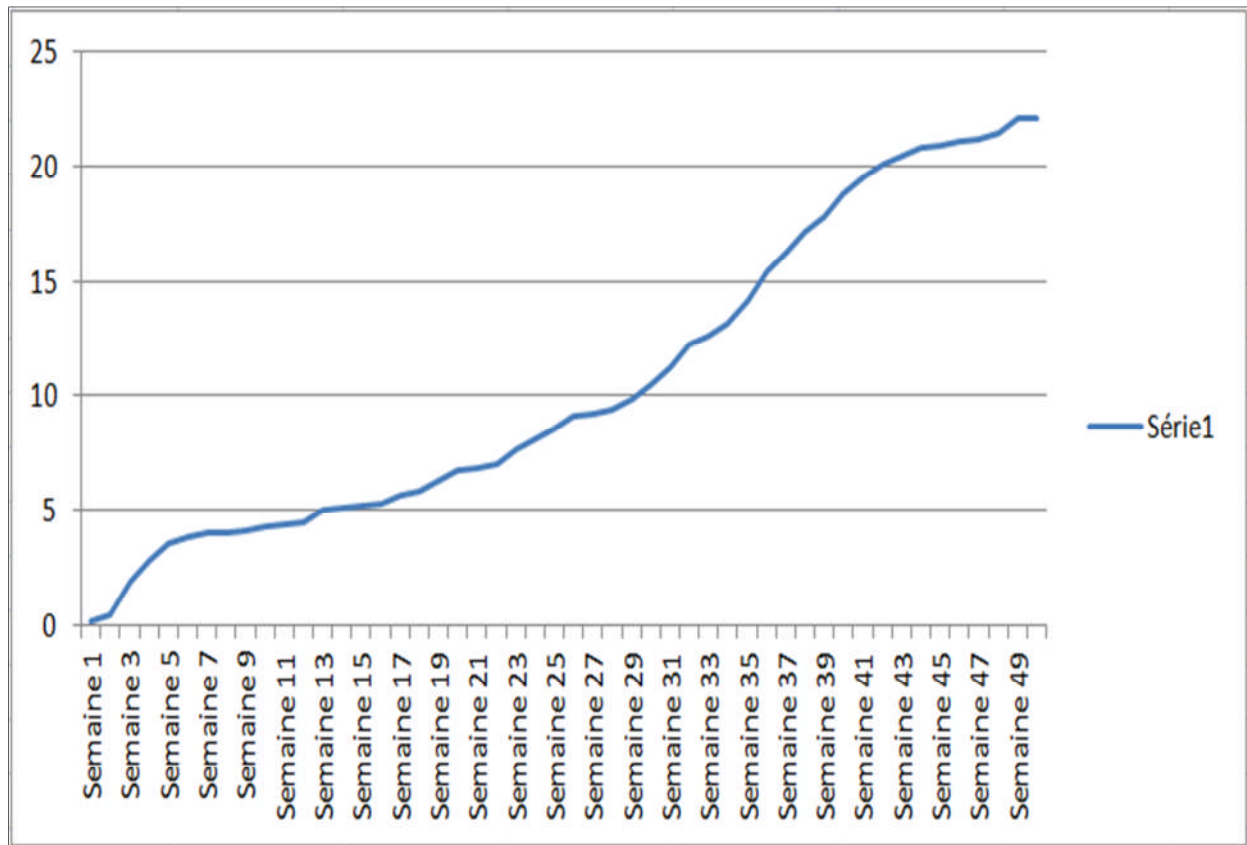


Figure 7.3 : la courbe BCWS

L'axe des X désigne le nombre de semaine de travail

L'axe des Y désigne le coût du projet en MDA

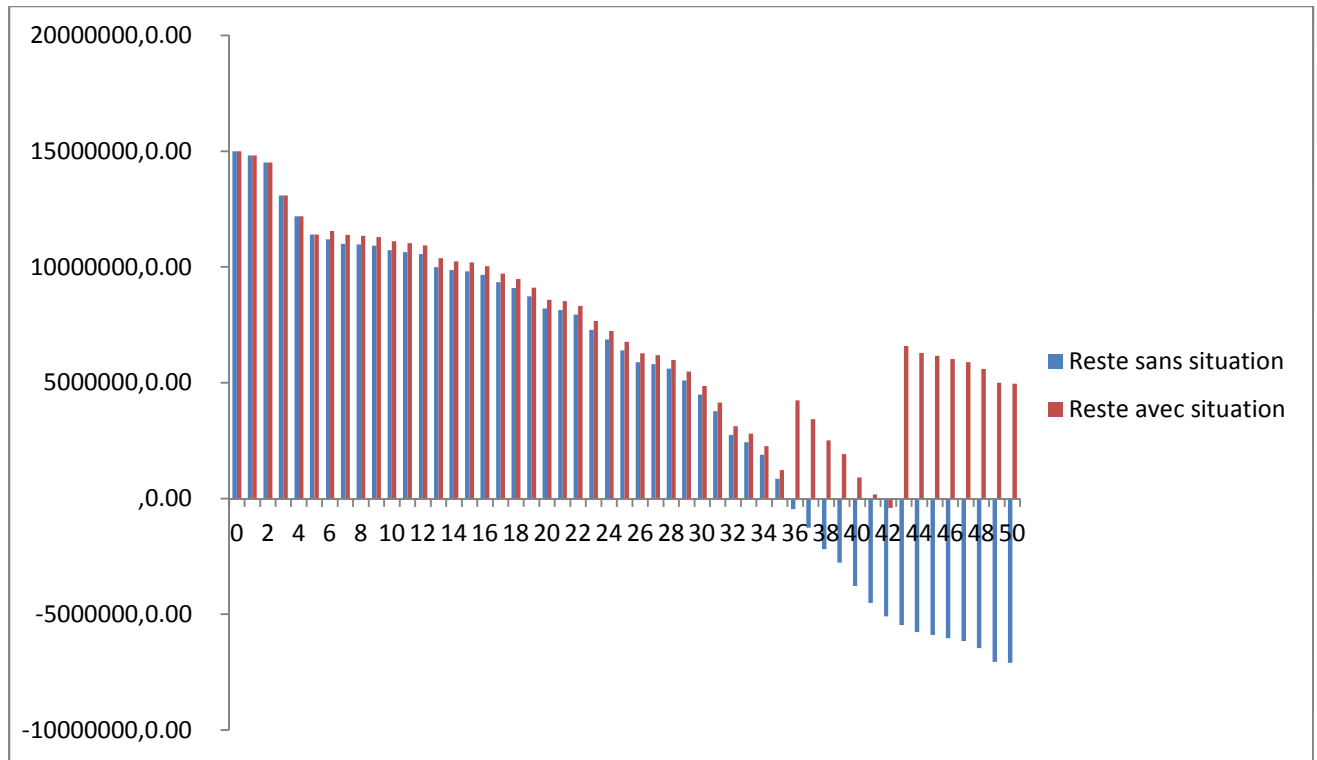


Fig7.4 : la courbe de coût consommé

L'axe des X désigne le nombre de semaine de travail

L'axe des Y désigne le coût consommé en MDA

VII.6. Interprétation de la courbe :

L'interprétation de la courbe du BCWS est menée suivant les deux critères cités plus haut (VII.5)

1^{ère} utilisation :

La 1^{ère} courbe (*Figure 7.3*) BCWS obtenus nous montre que l'évolution du coût en fonction du temps. Il est clair que entre la 1^{ère} semaine et la 6^{ème} semaine du travail la consommation en terme d'argent est plus importante puis un accroissement moyen entre la 7^{ème} et la 27^{ème} semaine par ce que durant cette période les ressources sont presque les mêmes puis une augmentation très importante entre la 28^{ème} semaine et la dernière semaine du travail due à l'introduction des plusieurs groupes qui travaillent en même temps.

2^{ème} utilisation :

Si un promoteur dispose d'une somme d'argent équivalente à **15 000 000,00 DA** courbe 2 (*Figure 7.4*), cette somme diminue en fonction des travaux effectués comme il est représenté dans la 2^{ème} courbe. Avec cette somme d'argent le promoteur peut aller jusqu'à la 35^{ème} semaine du travail équivalente à 70% de temps de travail pour une somme d'argent équivalente à 65% du coût du projet. Pour éviter les problèmes financiers il doit prévoir des situations récapitulatives par livrable pour les travaux exécutés après la réception du (BET et MO) selon l'article N22 du cahier des prescriptions spéciales. Pour ce projet, l'entreprise pourra programmer 3 situations pour finir le projet.

La 1^{ère} situation doit être programmée la 3^{ème} semaine pour le lot terrassement pour avoir le 1^{er} versement après 1 mois c'est-à-dire la 7^{ème} semaine. Donc si on suppose qu'à la fin de la 6^{ème} semaine, l'entreprise n'a pas reçu le montant correspondant à la 1^{ère} situation alors la somme qui lui reste est de **11 190 000,00 DA**. Par contre si le versement de la situation est effectué alors il recevra **378 400,00 DA** ce qui lui permettra d'avoir une somme totale de **11 570 400,00 DA**.

La 2^{ème} situation doit être programmée la 32^{ème} semaine pour le lot infrastructure pour avoir le 2^{ème} versement après 1 mois c'est-à-dire la 36^{ème} semaine. Donc si on suppose qu'à la fin de la 35^{ème} semaine, l'entreprise n'a pas reçu le montant correspondant à la 2^{ème} situation alors la somme qui lui reste est de **850 000,88 DA**. Par contre si le versement de la situation est effectué alors il recevra **431 000,00 DA** ce qui lui permettra d'avoir une somme totale de **5 160 000,88 DA**.

La 3^{ème} situation doit être programmée la 38^{ème} semaine pour le lot superstructure pour avoir le 3^{ème} versement après 1 mois c'est-à-dire la 43^{ème} semaine avec 1 semaine de retard de versement. Donc si on suppose qu'à la fin de la 42^{ème} semaine, l'entreprise n'a pas reçu le montant correspondant à la 3^{ème} situation donc le montant est de **-403 308,87 DA**. Par contre si le versement de la situation est effectué à la 43^{ème} alors il recevra **7 364 000,00 DA** ce qui lui permettra d'avoir une somme totale de **6 960 691,10 DA**.

VII.7 Conclusion :

Une étude d'estimation des coûts et délais du projet de réalisation d'une structure composé de RDC et quatre étages à usage habitation a été présentés dans le présent chapitre. Cette étude a été menée en vue de proposer un planning de réalisation et de renseigner le devis estimatif du cahier des charges et il a été trouvé que le coût proposé par le promoteur n'est pas suffisant pour finir le projet donc pour éviter le risque du retard du projet on a été estimer des situation à l'aide de la courbe en s, donc les résultats obtenue sont 3 situation suffit pour finir le projet.

CONCLUSION GENERALE

2

Synthèses des travaux

Le présent projet de fin d'étude nous a permis d'étudier une structure et de proposer un planning de réalisation du dit projet avec pour but de renseigner le devis estimatif du cahier des charges.

Ce projet est scindé en deux parties : (a) Etude de la structure (b) Etablissement du planning de réalisation qui nous permis de renseigner le devis estimatif.

La première partie nous a permis d'étudier cette structure c'est-à-dire faire un pré dimensionnement judicieux, étudier tous les éléments composant de cette structure, faire une modélisation numérique en utilisant le logiciel SAP2000 et calculer le ferrailage de tous les éléments. Dans la partie de ferrailage des éléments résistants on a constaté que les sollicitations sont plus importantes à l'état limite ultime (ELU) et aussi pour le ferrailage par le min RPA est suffisant pour les poteaux et voiles et pour l'étude de l'infrastructure on a d'adopter des semelles filant sous mur voile entre deux poteaux et des semelles isolées sous les autres poteaux.

La deuxième partie du projet consiste à établir le planning de réalisation et de renseigner le cahier des charges a l'aide d'un logiciel MS project 2007. Pour ce faire, un travail d'établissement des coûts a été mené et ce conjointement avec le bureau d'étude et l'entreprise en charge du projet. Un fichier Ms Project a été préparé et nous a permis de dresser la courbe en S. L'utilisation de cette courbe est double : (a) Contrôler l'évolution de l'investissement en fonction de la durée du projet (b) Identifier à quelle période du projet les situations doivent être effectuée. A ce titre, grâce à la planification du projet, on estime son coût à 23 197 432, 29 .DA pour un délai de réalisation de 12 mois. De plus on a supposé que l'entreprise dispose de 15MDA et de ce fait il est souhaitable de prévoir trois situations afin d'éviter tous risques financiers pour l'entreprise.

Perspectives :

En guise de perspectives, on peut proposer deux points :

- Faire une analyse temporelle de la structurelle
- Etablir le tableau des coûts des tâches à réaliser ce qui revient à mettre en place la coutenance des tâches.