

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation du bâtiment.....	1
I.3. Les caractéristique de la structure.....	1
I.4. Dimension en plan.....	2
I.5. Conception de la structure.....	2
I.6. Caractéristique des matériaux.....	4
I.6.1. Béton.....	4
I.6.2. Acier.....	6
I.7. Action et sollicitation.....	7

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente des charges

II.1. La descente des charges.....	8
II.1.1.Introduction.....	8
II.1.2. Evaluation des charges.....	8
II.1.2.1. Plancher terrasse inaccessible.....	8
II.1.2.2. Plancher terrasse accessible.....	9
II.1.2.3. Plancher étage courant.....	9
II.1.2.4. Murs.....	10
II.1.2.5. Escaliers.....	10
II.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	11
II.2.1. Introduction.....	11
II.2.2. Plancher en corps creux.....	11
II.2.3. Pré dimensionnement des poutres.....	12
II.2.4. Pré dimensionnement des poteaux.....	13
II.2.5. Pré dimensionnement des voiles.....	15

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1.Etude des planchers.....	16
III.1.1. Introduction.....	16
III.1.2. Etude des poutrelles.....	16
III.1.2.1. Les type des poutrelles.....	16
III.1.2.2. Les charge des poutrelles.....	17
III.1.2.3. Détermination des efforts internes.....	17
III.1.2.4. Ferrailage des poutrelles.....	20
III.1.2.5. Ferrailages de la dalle de compression.....	24

III.2. Etude des escaliers.....	25
III.2.1. Introduction.....	25
III.2.2. Les type d'escalier.....	26
III.2.3. Pré dimensionnement.....	26
III.2.4. Descende des charges.....	28
III.2.5. Calcul des moments fléchissant et effort tranchant.....	28
III.2.6. Détermination du ferrailage.....	29
III.3. Etude de la poutre brisée.....	32
III.3.1. Pré dimensionnement.....	32
III.3.2. Descende des charges.....	32
III.3.3. Calcul des efforts internes.....	32
III.3.4. Calcul du ferrailage.....	32
III.3.5. Récapitulatif du ferrailage de la poutre palière-brisée.....	34
III.4. Etude de l'ascenseur.....	35
III.4.1. Introduction.....	35
III.4.2. Etude de l'ascenseur.....	35
III.4.3. Détermination des sollicitations.....	36
III.4.4. Détermination du ferrailage de la dalle.....	38
III.5. Etude de l'acrotère.....	42
III.5.1. Définition.....	42
III.5.2. Poids propre de l'acrotère.....	42
III.5.3. Combinaison d'action.....	43
III.5.4. Calcul de l'excentricité.....	43
III.5.5. Détermination des ferrailages.....	43

Chapitre IV: Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	46
IV.2. Objectif de l'étude dynamique.....	46
IV.3. Combinaison d'action.....	46
IV.4. Méthode de calcul.....	46
IV.4.1. Méthode d'analyse spectrale modale.....	46
IV.5. La force sismique de la structure.....	47
IV.6. Modélisation de la structure.....	50
IV.7. Disposition des voiles.....	51
IV.8. Méthode d'analyse spectrale modale.....	52
IV.9. Vérification de la résultante des forces sismique par ma méthode statique équivalente.....	53
IV.10. Vérification du coefficient de comportement R.....	53

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	55
V.2. Les poteaux.....	55
V.2.1. Les combinaisons de calcul.....	55
V.2.2. Vérification spécifique sous sollicitation normales.....	55
V.2.3. Vérification spécifique sous sollicitation tangentes.....	56
V.2.4. Ferrailage des poteaux.....	57
V.3. Les poutres.....	60
V.3.1. Ferrailage des poutres principale.....	61
V.3.2. Ferrailage des poutres secondaire.....	65
V.4. Les voiles.....	69
V.4.1. Introduction.....	69
V.4.2. Vérification des contraintes de tangentielles.....	69
V.4.3. Calcul des voiles.....	69
V.4.3.1. Détermination du ferrailage.....	69

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	71
VI.2. Calcul de la contrainte admissible.....	71
VI.3. Choix de type de fondation.....	71
VI.3.1. Les surface nécessaire des semelles.....	72
VI.4. Calcul de la semelle isolée.....	73
VI.4.1. Pré dimensionnement.....	73
VI.4.2. Calcul du ferrailage.....	74
VI.5. Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteaux.....	75
VI.5.1. Pré dimensionnement.....	76
VI.5.2. Calcul du ferrailage.....	77
VI.5.3. Récapitulatif des différentes semelles filantes.....	79
VI.6. Etude de la longrine.....	80
VI.6.1. Introduction.....	80
VI.6.2. Calcul du ferrailage longitudinale.....	81
VI.6.3. Calcul du ferrailage transversale.....	81

Chapitre VII : Etude manageriel

VII.1. Introduction.....	85
VII.2. Management de projet.....	85
VII.3. C'est quoi un projet.....	85
VII.3.1. Caractéristique d'un projet.....	85
VII.3.2. Facteur principale d'un projet.....	85
VII.3.3. Cycle de vie d'un projet.....	86
VII.3.4. Les différentes intervenants d'un projet.....	87
VII.4. Objectif.....	87
VII.4.1. Découpage du projet.....	87
VII.4.2. Identification des ressources.....	88
VII.4.3. Le diagramme de Gantt.....	89
VII.5. Conclusion.....	90

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Tableau I.1. Caractéristiques de la structure.....	1
Tableau I.2. Valeur de la limite d'élasticité garantie Fe.....	7

Chapitre II : Pré dimensionnement et descend des charges

Tableau II.1. Charge permanent et exploitation de plancher terrasse inaccessible.....	8
Tableau II.2. Charge permanent et exploitation de plancher terrasse accessible.....	9
Tableau II.3. Charge du l'étage.....	9
Tableau II.4. Charge permanente du mur extérieur.....	10
Tableau II.5. Charge du palier.....	10
Tableau II.6. Charge de la volée.....	11
Tableau II.7. Récapitulatif du poteau et poutre.....	14
Tableau II.8. Dimension des voiles.....	15

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1. Différentes charges des poutrelles.....	17
Tableau III.2. Récapitulatif des moments et des efforts tranchants.....	19
Tableau III.3. Tableau récapitulatif de ferrailage des poutrelles.....	25
Tableau III.4. La longueur de la ligne de foulée.....	27
Tableau III.5. L'inclinaison de la paillasse.....	27
Tableau III.6. La longueur de la paillasse.....	27
Tableau III.7. L'épaisseur de palier et paillasse des différent volée.....	28
Tableau III.8. Evaluation des charges des escaliers.....	28
Tableau III.9. Combinaison d'action.....	28
Tableau III.10. Les efforts internes pour les différents types d'escalier.....	28
Tableau III.11. Récapitulation de calcul de ferrailage.....	31
Tableau III.12. Récapitulation de ferrailage de la poutre brisée.....	35
Tableau III.13. Les différents moments des rectangles à l'ELU.....	37
Tableau III.14. Les différents moments des rectangles à l'ELS.....	41

Chapitre IV: Etude dynamique

Tableau IV.1. Pénalités en fonction des critères de qualité q.....	48
Tableau IV.2. Poids des différents niveaux.....	49
Tableau IV.3. Les réactions à la base.....	53
Tableau IV.4. Comparaison entre l'effort statique et dynamique.....	53

Chapitre V: Etude des éléments structuraux

Tableau V.1. Vérification des poteaux sous sollicitation normales.....	55
Tableau V.2. La deuxième vérification des poteaux sous sollicitation normales.....	56
Tableau V.3. Vérification des poteaux sous sollicitation tangentes.....	57
Tableau V.4. Les sollicitations de poteau de l'exemple.....	57
Tableau V.5. Ferrailage longitudinale des poteaux.....	59
Tableau V.6. Ferrailage transversale des poteaux.....	60
Tableau V.7. Sollicitation de la poutre principale.....	61
Tableau V.8. Récapitulatif des résultats de ferrailage des poutres principales.....	64
Tableau V.9. Sollicitation de la poutre secondaire.....	65
Tableau V.10. Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire.....	68
Tableau V.11. Vérification de la contrainte.....	69
Tableau V.12. Sollicitation des voiles.....	69

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1. Les différentes surfaces des semelles sous poteau.....	72
Tableau VI.2. Les différentes surfaces des semelles sous mur voile.....	73
Tableau VI.3. Récapitulatif des résultats des semelles isolées.....	75
Tableau VI.4. Récapitulatif des efforts internes M et N.....	76
Tableau VI.5. Les sections des différentes semelles filantes.....	79
Tableau VI.6. Le ferrailage des différentes semelles filantes.....	80

Chapitre VII: Etude managérial

Tableau VII.1. Les ressources matérielles.....	89
--	----

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Figure I.1. Dimension en plan du bâtiment.....	2
Figure I.2. Plancher à corps creux.....	2
Figure I.3. Brique creux.....	3
Figure I.4. Diagramme déformation du béton.....	5
Figure I.5. Diagramme de calcul à l'ELS.....	6
Figure I.6. Diagramme de contrainte déformation.....	6

Chapitre II : Pré dimensionnement et descende des charges

Figure II.1. Plancher terrasse inaccessible.....	8
Figure II.2. Plancher étage courant.....	9
Figure II.3. Remplissage en double cloisons.....	10
Figure II.4. Dessin d'un plancher en corps creux.....	11
Figure II.5. Dimension de poutre principale.....	12
Figure II.6. Le poteau le plus sollicité.....	13

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure III.1. Les types des poutrelles.....	16
Figure III.2. Schéma statique type 2 ELU.....	17
Figure III.3. Schéma statique type 2 ELS.....	17
Figure III.4. Diagramme des moments et effort tranchant à l'ELU et ELS type 2.....	19
Figure III.5. Dimension de la poutrelle.....	20
Figure III.6. Ferrailage des poutrelles type 2 étage courant.....	21
Figure III.7. Ferrailage de la dalle de compression.....	24
Figure III.8. Les différents types d'escalier.....	26
Figure III.9. Coupe transversale des escaliers.....	26
Figure III.10. Schéma statique de calcul à l'ELU.....	29
Figure III.11. Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.....	35
Figure III.12. Chargement supporté par la dalle.....	36
Figure III.13. Evaluation des sollicitations.....	38
Figure III.14. Dimension de l'acrotère.....	43
Figure III.15. Schéma statique.....	43
Figure III.16. Section de calcul de l'acrotère.....	43

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure IV.1. La première disposition des voiles.....	51
Figure IV.2. La deuxième disposition des voiles.....	51
Figure IV.3. La troisième disposition des voiles.....	51
Figure IV.4. La quatrième disposition des voiles.....	52
Figure IV.5. Spectre de réponse.....	52

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Figure V.1. Ferrailage de poteau de sous sol.....	60
Figure V.2. Exemple de calcul de poutre principale.....	61
Figure V.3. Ferrailage de poutre principale (30*40).....	65
Figure V.4. Exemple de calcul de poutre secondaire.....	65
Figure V.5. Ferrailage de poutre secondaire (30*35).....	68
Figure V.6. Dessin de ferrailage des voiles.....	70

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1. Les numérations des semelles.....	72
Figure VI.2. Chargement de la semelle filante à ELS.....	75
Figure VI.3. Diagramme des efforts internes de la semelle filante étudiée à ELU.....	76
Figure VI.4. Ferrailage de la longrine.....	81
Figure VI.5. Charges appliqués sur le voile sous sols.....	81

Chapitre VII : Etude managériale

Figure VII.1. Facteur principaux d'un projet.....	86
Figure VII.2. Cycle se vie d'un projet.....	86
Figure VII.3. Le WBS du projet.....	88

Liste des notations

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible d'acier
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression du béton à (j) jour
f_{tj}	Résistance à la traction du béton à (j) jour
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours
A_{st}	Section d'armature
A_r	Amature de réparation
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'aortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
I_x, i_y	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
Z	Bras de levier
d	Distance séparant entre la fibre la lus comprimée et les armatures inferieures

d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature sup)
Br	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant, période
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids totale de la structure
V	Force sismique totale
W_i	Poids au niveau « i »
Ct	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération
St	Espacement
λ	Elancement
e	Épaisseur
f	Flèche
\bar{f}	Flèche admissible
L	Longueur ou portée
Mt	Moment en travée
Ma	Moment en appuis
K	Coefficient de raideur de sol
ϵ	Déformation du béton en compression
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
E_{ij}	Module d'élasticité instantané
E_{vj}	Module d'élasticité différé



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Depuis l'indépendance, l'Algérie a toujours connu une crise du logement et cette dernière s'est vue amplifiée ces trois dernières décennies, avec croissance démographique démesurée d'un côté, la rareté du foncier dans des villes très encombrées d'un autre côté, ceci a contraint les autorités concernées à édifier des bâtiments à grand hauteur. Mais notre pays est souvent la proie de séismes plus ou moins violents surtout au nord (Ain Témouchent en décembre 1999, Boumerdes en mai 2003).

Cet état de fait oblige les parties prenantes dans l'étude, la réalisation et l'organisme de contrôle, au strict respect des règles du béton armé aux états limites pour les ouvrages en béton armé et du règlement parasismique en vigueur pour assurer une stabilité minimale des ouvrages et donc préserver les vies humaines en cas d'événement de catastrophe naturelle, tels les tremblements de terre ou autres.

Chaque étude de projet de bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

Notre travail de fin d'étude s'inscrit dans ce cadre. Il consiste en la conception et l'étude d'un bâtiment SS+RDC+9 étages, le sous-sol destiné pour le parking, le RDC pour le commerce, et les étages courants 1 à 3 sont des bureaux et 4 à 9 à usage d'habitation. Il sera implanté à Tlemcen, classée zone d'activité sismique (zone 1) par le règlement parasismique algérien (RRA99 V2003).

L'outil informatique est devenu une nécessité ou une obligation pour le traitement des études de bâtiment, pour cela on va utiliser le logiciel SAP2000 pour l'analyse dynamique, l'AUTO CAD pour la réalisation des plans de ferraillements.

Chapitre I

Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation du bâtiment :

Notre travail consiste à étudier un bâtiment relativement élancé (R+9) à usage multiple, implanté dans la wilaya de Tlemcen avec une structure poteau-poutre en béton armé composé de :

- Un sous sol destiné à être comme parking sous terrain.
- Un rez-de chaussée commercial : (7 commerces).
- Les trois premiers étages à usage administratif :(12 bureaux).
- Les autres étages à usage d'habitation :(24 logement F3)
- Terrasse inaccessible.

D'après la classification des RPA99 V2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de faible sismicité (zone I).
- Le site est considéré comme rocheux d'après le rapport géotechnique.

I.3. Les caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau I.1 : Caractéristique de la structure

Largeur en plan	17m
Longueur en plan	35.44m
Hauteur de RDC	3,06m
Hauteur d'étage courant et sous sol	3.06m
Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère)	33,66m
La surface	536.62m ²

I.4. Dimensions en plan :

La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation dont les dimensions sont mentionnées sur la figure ci-après

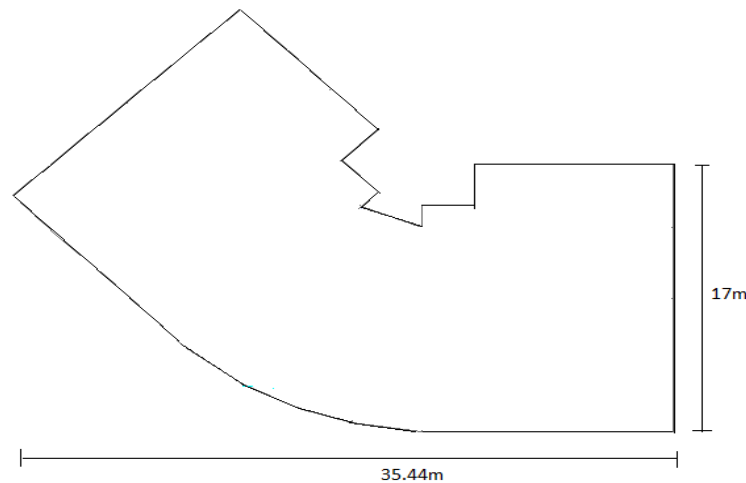


Figure I.1 : Dimensions en plan du bâtiment

I.5. Conception de la structure de bâtiment

Elle est d'une grande importance dans le dimensionnement d'un bâtiment. Au cours de cette étape le concepteur doit tenir compte des financiers, de ses choix et aussi de la difficulté liée à l'étude technique, à la réalisation. Il faut également noter que la conception doit dans la mesure du possible respecter les plans architecturaux.

I.5.1. Planchers

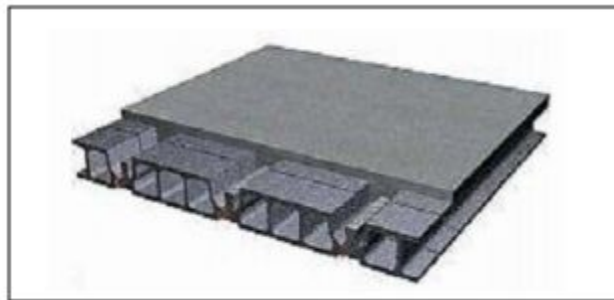


Figure I.2 : Plancher à corps creux

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux.

Plancher en corps creux:

Il présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
- Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu).

I.5.2. Escalier :

Elle est constituée à chaque niveau de deux volées droites et un palier intermédiaire, qui sera réalisé en béton armé coulé sur place

I.5.3. Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

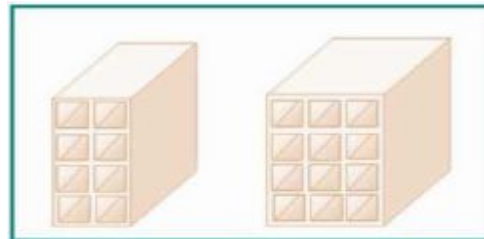


Figure I.3 : Brique creuses

- **Murs extérieures :**

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

- **Murs intérieurs**

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

I.5.4. Les revêtements :

- **Mortier de ciment** : pour les crépissages des façades et les salles d'eau.
- **Plâtre** : pour les cloisons 2cm et le plafond 3cm
- **Carrelage** : scellé pour les planchers et les escaliers

I.1.5. Gaine d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie

I.1.5.6. L'acrotère :

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé qui va servir comme garde corps.

I.5.7 Contreventement :

Le contreventement est assuré par :

- Des portiques auto stables en béton armé
- Des murs voiles.

I.6. Caractéristiques des matériaux

I.6.1. Le béton :

I.6.1.1. Résistance à la compression et à la traction :

Dans le cas courant, un béton est défini par sa résistance à la compression à **28** jours notée f_{c28} , exprimée en MPa. Elle est calculée comme suite [BAEL91]

$$\text{Si } f_{c28} < 40 \text{ MPa} \quad f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \dots j < 28 \text{ jr}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \dots j > 28 \text{ jr}$$

$$\text{Si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \dots j < 28 \text{ jr}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \dots j > 28 \text{ jr}$$

Dans notre cas on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I.6.1.2 Module de déformation longitudinale au béton :

Les règles **BAEL91** le fixe à la valeur suivante pour module de déformation longitudinale au béton :

- **Module instantané** : pour les charges d'une durée d'application $< 24 \text{ h}$.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{FCJ} = 32164.195 \text{ MPa} \dots \text{ [BAEL 91]}$$

- **Module différé** : pour les charges de longue durée

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{FCJ} = 10818.865 \text{ MPa} \dots \text{ [BAEL 91]}$$

I.6.1.3 Coefficient de poisson :

- $\nu = 0.2$ l'état limite de service (pour le calcul des déformations), (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ l'état limite ultime (pour le calcul des sollicitations), (béton fissuré).

I.6.1.4. Contraintes limites de calcul béton comprimé :

ELU : la contrainte limite ultime de compression du béton :

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

- $\theta = 1$ Facteur de durée d'application des charges $> 24 \text{ h}$
- $\theta = 0.9$ 1 heure $<$ durée d'application $< 24 \text{ h}$
- $\theta = 0.85$ Durée d'application $\leq 1 \text{ h}$
- $\gamma_b = 1.15$ Cas des situations accidentelles
- $\gamma_b = 1.5$ Cas des sollicitations durables ou transitoires

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \dots\dots \text{ (Cas générale)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} \dots\dots \text{ (Cas accidentelles)}$$

I.6.1.5. La contrainte ultime de cisaillement :

$$\tau\mu = \frac{Vu}{b \cdot d} \quad \text{avec } b : \text{ largeur de la section} \quad d : \text{ hauteur utile.}$$

Cas des armatures transversales droites ($\alpha = \frac{\pi}{2}$)

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

$$\tau\mu = \min\left(\frac{0.2fcj}{\gamma b}; 5\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\tau\mu = \min\left(\frac{0.15fcj}{\gamma b}; 4\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

- **Fissuration très préjudiciable :**

$$\tau\mu = \min\left(\frac{0.15fcj}{\gamma b}; 4\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

ELS : il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations calculées sans dépassement des contraintes limites. En supposant que le matériau se déforme dans le domaine élastique ($\sigma = E \cdot \epsilon$)

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

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots [\text{BAEL91}]$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

I.6.1.6. Diagramme contraintes- déformation :

ELU : on utilise pour le béton un diagramme de calcul dit « **parabole-rectangle** ».

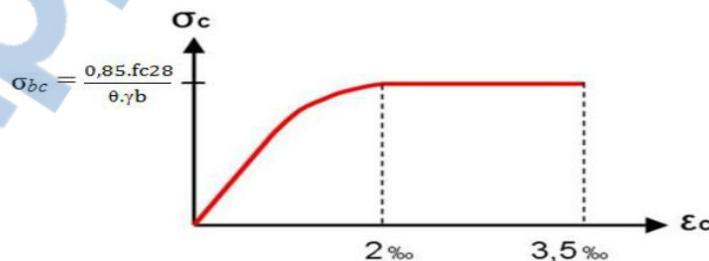


Figure I.4 Diagramme déformation du béton

ELS : en vertu de la loi de Hooke, les contraintes sont proportionnelles aux déformations relatives : $\sigma = E \cdot \epsilon = E \cdot \frac{\Delta l}{l}$

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

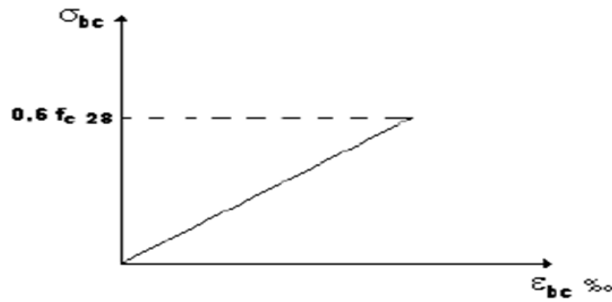


Figure I.5 : Diagramme de calcul à l'état limite de service

I.6.2. L'acier

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

I.6.2.1. Diagramme des contraintes – déformation (acier) :

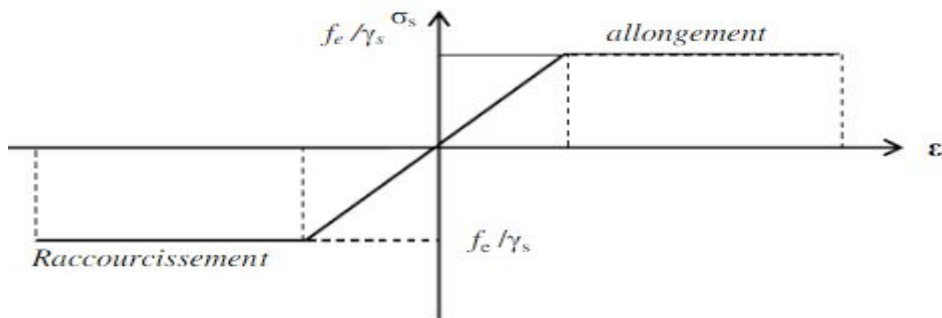


Figure I.6 Diagramme de contrainte – déformation

I.6.2.2. Contrainte limite des aciers :

ELU : la contrainte de l'acier est $\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$

ELS : on distingue les cas suivant :

Fissuration préjudiciable

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_c; 90 \times \sqrt{\eta} \times \sqrt{f_{cj}} \right] [\text{MPa}] \dots \dots \dots \text{BAEL91 (article A.4.5.32)}$$

Fissuration très préjudiciable

$$\sigma_s = \min \left[\frac{1}{2} f_c; 90 \sqrt{\eta} \cdot \sqrt{f_{cj}} \right] [\text{MPa}] \dots \dots \dots \text{BAEL91 (article A.4.5.32)}$$

- η : Coefficient de fissuration avec
- $\eta = 1$ pour les ronds lisses, treilles soudés.
- $\eta = 1.6$ pour les hautes adhérences $\varnothing \geq 6\text{mm}$
- $\eta = 1.3$ pour les hautes adhérences $\varnothing < 6\text{mm}$

I.6.2.3. La limite d'élasticité garantie F_e

Tableau I.2 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie F_e

Type	nuance	F_e (MPa)
ronds lisses	FeE22	215
	FeE24	235
Barres HA	FeE40	400
	FeE50	500
Treillis soudées	TSL	500
	TSHA	520

I.7. Actions et sollicitations

Les sollicitations :

- G_{\min} : ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{\max} : ensemble des actions permanentes favorables.
- Q_1 : action variable dite de base.
- Q_i : autre actions variables dites d'accompagnement.

Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{Qi} Q_i \quad \text{ou } \gamma_{Q1} = 1.5 \text{ en générale}$$

Sollicitation accidentelles :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_a + \Psi_{11} \times Q_1 + \sum \Psi_{12} Q_i$$

Ou F_a : valeur de l'action accidentelle

Ψ : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

Les combinaisons d'action :

Situations durables : ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$\text{ELS : } G + Q$$

Situations accidentelles : $G + Q \pm E$

$$G + Q \pm 1.2E \quad \text{uniquement pour les poteaux}$$

$$0.8G \pm E$$



Chapitre II

Descente des charges et prédimensionnement

II.1. Descente des charges

II.1.1. Introduction :

La descente des charges se fixe comme objectif la détermination du niveau de sollicitation en chacun des niveaux d'un ouvrage, et ce du dernier étage jusqu'à la base de la construction

II.1.2. Evaluation des charges :

Charges permanentes et charges d'exploitation

II.1.2.1. Plancher terrasse inaccessible

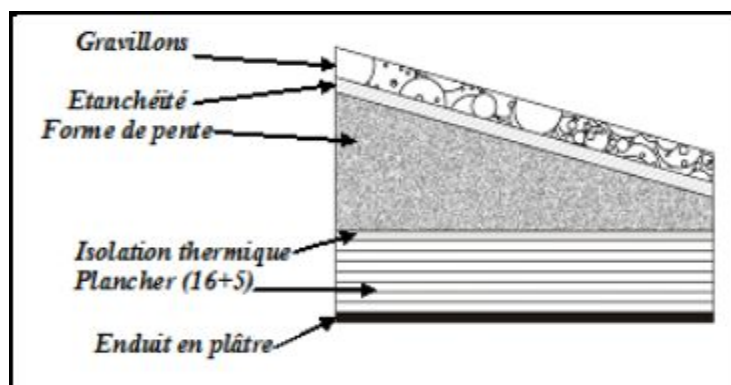


Figure II.1 : Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1 : Charge permanentes et exploitations de plancher terrasse inaccessible

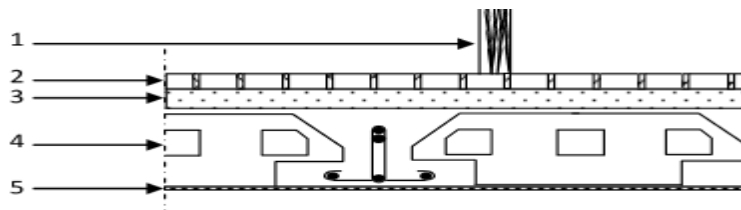
Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Gravillons de protection	17	0.05	0.85
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.20
Isolation Thermique en liège	4	0.04	0.16
Dalle en corps creux			3.20
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20

$$G=6.73\text{KN/m}^2$$

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

II.1.2.2. Plancher terrasse accessible**Tableau II.2 :** Charge permanents et d'exploitations du plancher terrasse accessible

Désignation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.20
Isolation thermique en liège	4	0.04	0.16
Dalle en corps creux			3.20
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20

G=6.32KN/m²**Q=1.5KN/m²****II.1.2.3. Plancher étage courant****Figure II.2 :** Plancher étage courant

Les charges d'exploitations :

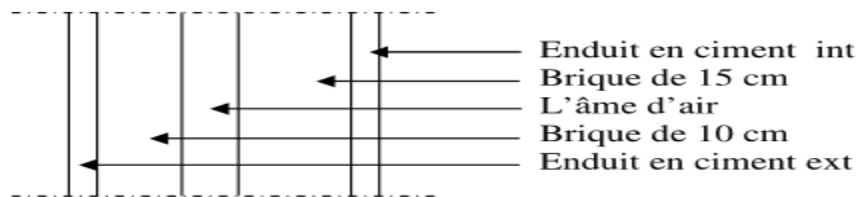
Surcharge d'exploitation (plancher sous sol : parking) : **Q=2.5KN/m²**Surcharge d'exploitation (plancher de RDC) : **Q=5KN/m²**Surcharge d'exploitation (planché étage 1à3 : bureaux) : **Q=2.5KN/m²**Surcharge d'exploitation (planché étage 4à9 : logement) : **Q=1.5KN/m²****Tableau II.3 :** charge du étage

Désignation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
Cloison intérieure	10	0.1	1
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux (16+5)			3.20
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20

G=5.60KN/m²**Q=1,5 KN/m²**

II.1.2.4. Murs

- Murs extérieurs (double paroi) :

**Figure II.3** : Remplissage en double cloisons**Tableau II.4** : Charge permanente du mur extérieur

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{KN/m}^2)$
Enduit extérieure	12	0.02	0.24
Brique creuse	9	0.15	1.35
Brique creuse	9	0.1	0.90
Enduit intérieure	12	0.02	0.24

$$G=2.73\text{KN/m}^2$$

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouverture :

- Murs avec portes (90%G).
- Murs avec fenêtres (80%G).
- Murs avec portes et fenêtres (70%G).

II.1.2.5. Escaliers :

- Palier :

Tableau II.5: Charge du palier

désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{KN/m}^2)$
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	22	0.02	0.44
Lit de sable	18	0.02	0.36
Poids propre de palier	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	12	0.02	0.24

$$G=5.23\text{ KN/m}^2$$

$$Q=2,5\text{ KN/m}^2$$

- Volée (paillasse) :

Tableau II.6 : Charge de la volée

désignation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
carrelage	22	0.02	0.44
Mortier horizontal	20	0.02	0.40
Carrelage conter marche	$20 \times \frac{0.17}{0.3}$	0.02	0.22
Mortier verticale	$20 \times \frac{0.17}{0.3}$	0.02	0.22
Paillasse en B.A	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
contremarche	$25 \times \frac{0.17}{0.2}$		2,12
			G=7.35KN/m²
			Q=2,5 KN/m²

$$\alpha = \arctg \alpha = \frac{0.17}{0.3} = 29.54^\circ$$

II.2. Prédimensionnement des éléments structuraux

II.2.1. Introduction :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poteaux, poutres) soient prédimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le prédimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91 et RPA99V2003.

II.2.2. Plancher en corps creux

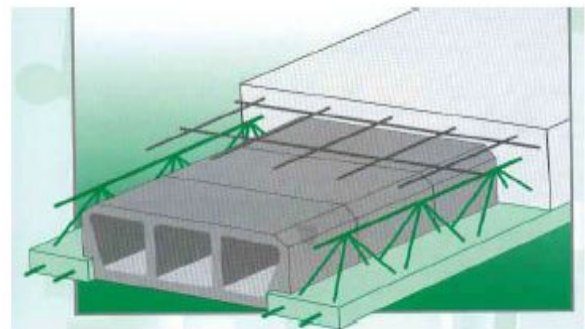
On adopte les plancher à corps creux, dont l'épaisseur est estimée selon les conditions admissible cité par le B.A.E.L91 :

$$h_t \geq \frac{l}{22.5} \quad \text{avec } l : \text{ la portée max d'une poutrelle}$$

$$l_{\max} = 3.87\text{m} \quad h_t \geq \frac{387}{22.5} = 17.2\text{cm}$$

On prend $h_t = 21$ cm donc soit un plancher (16+5) cm avec

16cm : corps creux



5cm : dalle de compression

Figure II.4: Dessin d'un plancher en corps creux

II.2.3. Prédimensionnement des poutres :

➤ Poutre principale :

D'après les règles de B.A.E.L 91 on a :

$$\frac{l}{15} < h \leq \frac{l}{10}$$

Avec l : distance entre axe de poteaux et on choisie la plus grand portée $l=5.74m$

$$\frac{574}{15} < h \leq \frac{574}{10} \quad \rightarrow \quad 38 < h \leq 57$$

Pour meilleur sécurité, on prend

$h=40cm$

$b=30cm$

La dimension de la poutre doit satisfaire à la condition du R.P.A99V2003

- $b \geq 20cm \dots\dots\dots 30cm \geq 20cm$
- $h \geq 20cm \dots\dots\dots 40cm \geq 20cm$
- $\frac{h}{b} < 4 \dots\dots\dots 1.33 < 4.$

Donc la section retenue pour les poutres principales est **(30.40) cm²**.

➤ Poutre secondaire :

On a $l=3.87m$ $\frac{387}{15} < h \leq \frac{387}{10} \quad \rightarrow \quad 25.8 < h \leq 38.7$

Pour meilleur sécurité, on prend

$h=35cm$

$b=30cm$

- $b \geq 20cm \dots\dots\dots 20cm \geq 20cm$
- $h \geq 20cm \dots\dots\dots 35cm \geq 20cm$
- $\frac{h}{b} < 4 \dots\dots\dots 1.16 < 4.$

Donc la section retenue pour les poutres secondaires est **(30.35) cm²**.

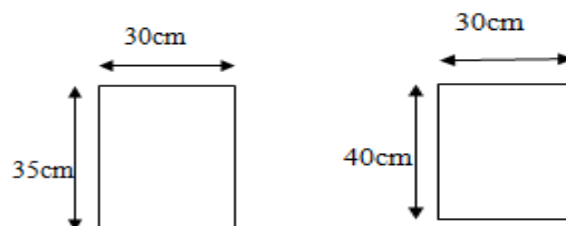


Figure II.5 : Dimension de poutre secondaire et principale

II.2.4. Prédimensionnement des poteaux :

On prend le poteau le plus sollicité

Section réduite :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_d}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_c}{100 \times \gamma_s}}$$

Avec $N_d = S \cdot n \cdot p_u$

- S : la surface supporté par le poteau le plus défavorable (**S=17,98m²**)
- n : le nombre de plancher (**n=11**)
- $p_u = 1t/m^2$

$N_d = 17,98 \times 11 \times 1 = 1.9778 \text{ MN/m}^2$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux.

$\beta = 1 + 0.2 \cdot (\lambda/35)^2$

D'après le B.A.E.L91 il est préférable de prendre $\lambda=35$ donc **$\beta = 1.2$**

$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_c \times 28}{\theta \times \gamma_b}$ avec

- $f_{c25} = 25 \text{ MPa}$.
 - $\theta = 1$ (charge > 24h).
 - $\gamma_b = 1.5$ (cas générale).
 - $\gamma_s = 1.15$ (cas générale)
- $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$
 $f_c = 400 \text{ MPa}$

$$B_r \geq \frac{1.2 \times 1.97}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}} \rightarrow B_r \geq 0.1122 \text{ m}^2$$

On a $B_r \geq (a - 0.02)^2$

$a \geq \sqrt{B_r} + 0.02$

$a \geq \sqrt{0.1127} + 0.02 \quad a \geq 0.37 \text{ m}$

On prend $a = b = 45 \text{ cm}$

Donc la section retenue pour les poteaux est **(45.45) cm²**.

Vérification d'après le R.P.A99 V2003 :

- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$ $\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$ CV
- $\text{Min}(a.b) \geq \frac{h_e}{20}$ $45 \geq \frac{306}{20} = 15.3$ CV
- $\text{Min}(b.h) \geq 25 \text{ cm}$ $45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ CV

Vérification du poteau au flambement :

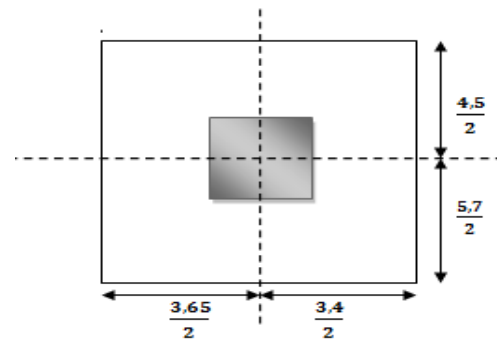


Figure II.6 : Le poteau le plus sollicité

➤ Calcul du moment d'inertie

$$I_x = I_y = (a \cdot b^3) / 12 = 45^4 / 12 \quad I_x = I_y = 341718.75 \text{ cm}^4$$

➤ Rayon de giration

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \quad \text{avec } A = a \cdot b \text{ (section du poteau)}$$

$$A = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y = 12.99 \text{ cm}$$

➤ Calcul de l'élanement

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} \quad \text{avec } l_f = 0.7l_0 \text{ (cas générale).}$$

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{214}{12.99} = 16.47$$

Donc on a $\lambda_x = \lambda_y < 14.83 < 50$ Le flambement est vérifié

La récapitulatif du prédimensionnement**Tableau II-7: Récapitulatif du poteau et poutre**

		Poutres principales (cm ²)		Poutres secondaires (cm ²)	
Sous sol		30.40		30.35	
RDC		30.40		30.35	
Etages 1 jusqu'à 9		30.40		30.35	
poteaux	L ₀ (m)	A=b(cm)	i _x .i _y	λ _x .λ _y	condition
Sous sol	3,06	45	12,99	16,47	CV
RDC	3,06	45	12,99	16,47	CV
1 ^{er} étage	3.06	45	12.99	16.47	CV
2 ^{ème} étage	3.06	40	11,55	18,53	CV
3 ^{ème} étage	3.06	40	11.55	18.53	CV
4 ^{ème} étage	3.06	40	11.55	18.53	CV
5 ^{ème} étage	3.06	35	10.18	21.18	CV
6 ^{ème} étage	3.06	35	10.18	21.18	CV
7 ^{ème} étage	3.06	35	10,18	21,18	CV
8 ^{ème} étage	3.06	30	8.66	24.71	CV
9 ^{ème} étage	3.06	30	8.66	24.71	CV

II.2.5. prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, due au vent et au séisme.

D'après le R.P.A99V2003 $\rightarrow a \geq \frac{h_e}{20}$

- h_e : la hauteur libre d'étage
- a : épaisseur des voiles ($a_{\min} = 15 \text{ cm}$)

Tableau II.8: Dimensions des voiles

Niveau	h_e (cm)	a (cm)
Ss+RDC+1 ^{er} 9 ^{ème} étages	306	20

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

III.1 Etude du plancher

III.1.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capable de reprendre les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre structure, les plancher sont à corps creux « 16+5 ».

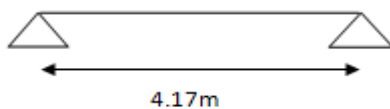
Plancher = poutrelles+corps creux+dalle de compression.

III.1.2. Etude des poutrelles :

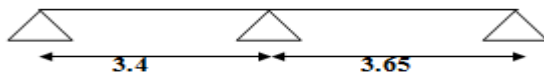
III.1.2.1. Les types de poutrelles :

Dans notre structure on adoptera 5 types de poutrelles :

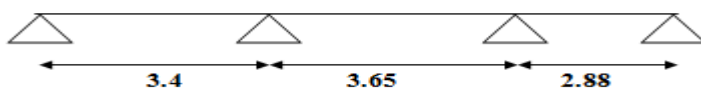
- Type 1



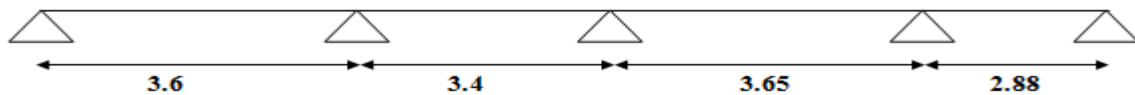
- Type 2



- Type 3



- Type 4



- Type 5

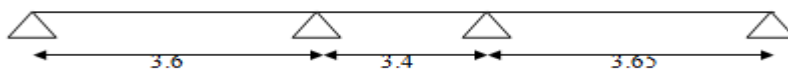


Figure III.1: Les types des poutrelles

III.1.2.2. Les charges des poutrelles :

Les différentes charges des poutrelles à chaque étage sont dans le tableau suivant

Tableau III.1 : Différentes charges des poutrelles

niveaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	Combinaisons d'action	
				ELU (KN/ml) (1.35G+1.5Q) b	ELS (KN/ml) (G+Q)b
Terrasse inaccessible	6.73	1	0.65	6.88	5.02
Terrasse accessible	6.32	1.5	0.65	7.01	5.08
Étage 4à9 (logement)	5.6	1.5	0.65	6.37	4.61
étage 1à3 (bureaux)	5.6	2.5	0.65	7.35	5.26
RDC	5.6	5	0.65	9.78	6.89

III.1.2.3. Détermination des efforts internes :

Dans notre projet on a plusieurs types de poutrelles, donc on prend un seul type « **type2** » comme un exemple de calcul, au niveau du plancher étage courant (logement) et on va déterminer les efforts internes par la méthode des trois moments. Les autres sont calculés directement par logiciel SAP2000 et on pose les résultats trouvés dans un tableau récapitulatif.

$$L_1=3.65, L_2=3.4, M_0=0, M_2=0$$

$$G= 5.6 \text{ KN/m}^2, Q= 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u=(1.35G+1.5Q) \times 0.65=6.38 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s=(G+Q) \times 0.65=4.62 \text{ KN/ml}$$

ELU

$$M_0L_1+2M_1(L_1+L_2)+M_2L_2= -6(R_{g1}+R_{d1})$$

$$R_{g1}=\frac{qu \times 3,65^3}{24} = 12.93 \text{ KN}$$

$$R_{d1}=\frac{qu \times 3,4^3}{24} = 10.45 \text{ KN}$$

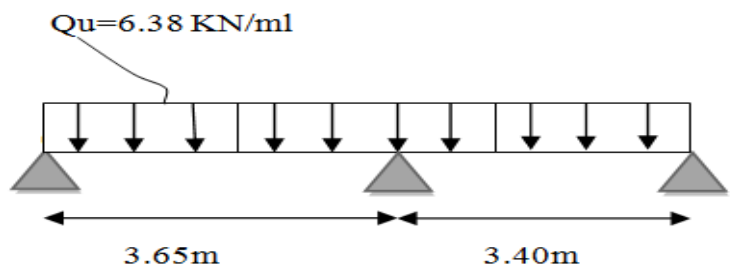
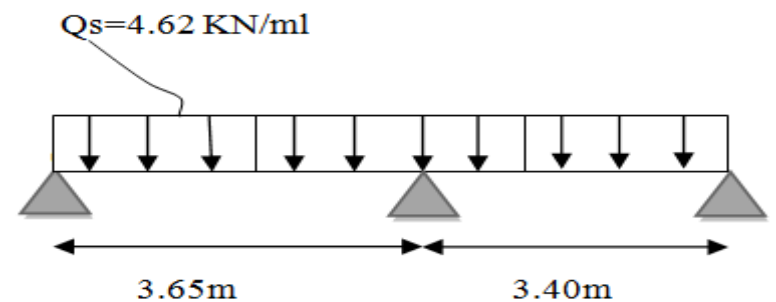
$$2M_1 \times 7,05= -6 \times (12.93+10.45)$$

$$M_1= -9.69 \text{ KN.m}$$

Travée 0-1:

- $R_0+R_1=Q_uL_1$

$$\sum M/1=0 \quad \rightarrow \quad 3,65R_0 - \frac{QuL^2}{2} - M_1=0$$

**Figure III.2: Schéma statique type 2 ELS****Figure III.3: Schéma statique type 2 ELU**

$$R_0=8.91 \text{ KN} \quad R_1=14.30\text{KN}$$

- $M(x)=R_0x - \frac{Qux^2}{2}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3,65) = -9.97\text{KN.m} \end{array} \right.$$

- $T(x) = R_0 - Qu \cdot x$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 8.91 \text{ KN} \\ T(3,65) = -14.30\text{KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Si } T(x) = 0 \implies R_0 - Qu \cdot x = 0 \implies x = \frac{R_0}{Qu} \implies x = 1,39\text{m}$$

$$M(\text{max}) = M(1,39) = 6.24\text{KN.m}$$

$$\mathbf{M_{\text{max}} = 6.24 \text{ KN.m}}$$

Travée 1-2 :

- $R_1 + R_2 = Qu \cdot L_2$

$$\sum M/2 = 0 \longrightarrow 3,4R_1 - \frac{QuL_2^2}{2} + M_1 = 0$$

$$R_1 = -13.74\text{KN} \quad R_2 = 7.92\text{KN}$$

- $M(x) = R_1x - \frac{Qux^2}{2} + M_1$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = -9.69 \text{ KN.m} \\ M(3.4) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- $T(x) = R_1 - Qu \cdot x$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = 13.74 \text{ KN} \\ T(3,65) = -7.92\text{KN} \end{array} \right.$$

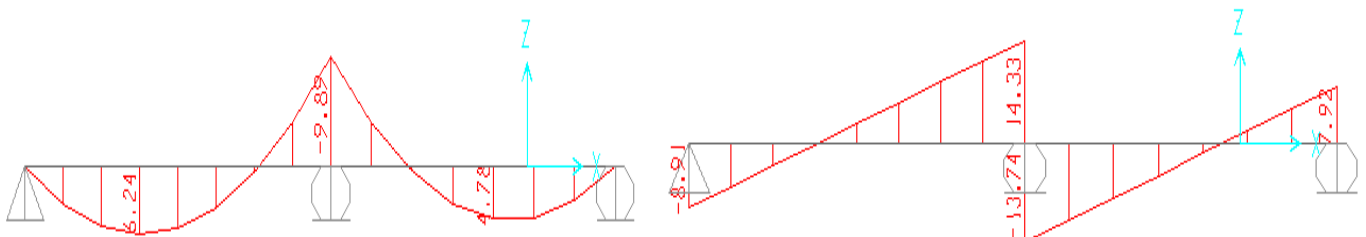
$$\text{Si } T(x) = 0 \implies R_1 - Qu \cdot x = 0 \implies x = \frac{R_1}{Qu} \implies x = 2,15\text{m}$$

$$M(\text{max}) = M(2,15) = 4.78\text{KN.m}$$

$$\mathbf{M_{\text{max}} = 4.78 \text{ KN.m}}$$

- Les résultats des diagrammes sont représentés dans les schémas ci-après :

ELU



ELS

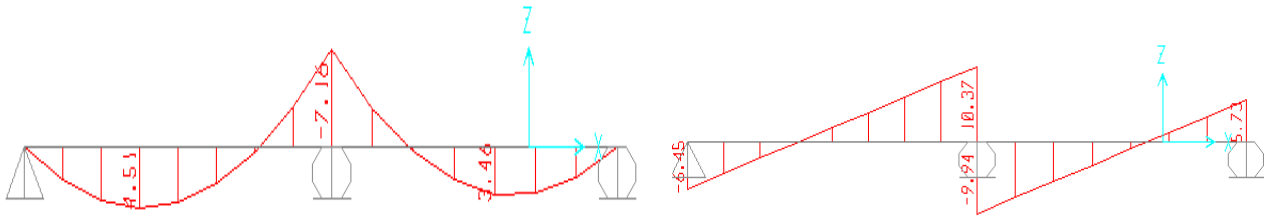


Figure III.4 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS pour type2

- Les résultats des moments et des efforts tranchants obtenus par le logiciel SAP 2000 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.2: Récapitulatif des moments et des efforts tranchants

Plancher	type	ELU			ELS		
		M appuis (KN.m)	M travée (KN.m)	T (KN)	M appuis (KN.m)	M travée (KN.m)	T (KN)
RDC	1	-	36.08	35.04	-	25.53	24.80
	5	14.54	12.55	25.03	10.32	8.31	17.76
	4	14.98	11.90	24.92	10.63	8.44	17.68
Etage 1à3 (bureaux)	1	-	38.01	36.91	-	26.82	26.05
	2	14.14	8.90	20.54	10.17	6.41	14.75
	3	11.93	7.75	18.96	8.60	5.59	13.67
	4	11.81	9.38	19.64	8.51	6.76	14.16
Etage 4à9 (logement)	1	-	24.81	24.09	-	18.02	17.50
	2	9.89	6.24	14.33	7.16	4.51	10.37
	3	10.48	7.00	16.89	7.62	5.10	12.28
	4	10.55	8.38	17.55	7.67	6.09	12.77
Terrasse inaccessible	1	-	26.47	25.71	-	19.37	18.81
	2	13.38	8.44	19.40	9.80	6.18	14.21
	3	11.12	7.43	17.92	8.15	5.44	13.13
	4	11.20	8.89	18.63	8.20	6.51	13.64

III.1.2.4. Ferrailage des poutrelles (flexion simple) :

On prend le « type 2 » plancher étage courant (logement)

- **ELU**

En travée :

$$M_{\max} = 6.24 \text{ KN.m} = 0.00624 \text{ MN.m}$$

$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \cdot (d - h_0/2)$ Moment qui équilibre la table

$$b = 0.65 \text{ m}, \quad h_0 = 0.05 \text{ m}, \quad h = 0.21 \text{ m}, \quad d = 0.189 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times \left(0.189 - \frac{0.05}{2}\right) = 0.0752 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_t$ (l'axe neutre sera à l'intérieure de la table)

Le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire ($b \cdot h$) cm^2

$$\mu = \frac{M_{\max}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0.00739}{0.189^2 \times 0.65 \times 14.17} = 0.019$$

$\mu < 0.392$ → les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.024 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18 \\ \sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0.00795}{0.18 \times 348} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité : [B.A.E.L91]

$$A_{st} \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 0.65 \times 0.189 \rightarrow A_{st} \geq 1.48 \text{ cm}^2 \text{cv}$$

En appuis:

$$M_{\max} = 9.89 \text{ KN.m} = 0.00989 \text{ MN.m}$$

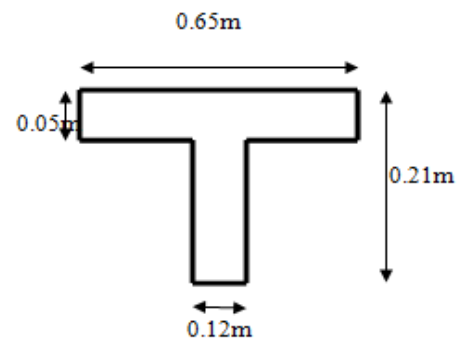


Figure III.5 : Dimension de la poutrelle

$$\mu = \frac{M_{max}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,01171}{0,189^2 \times 0,65 \times 14,17} = 0,030$$

$\mu < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{bc}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,046 \\ Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,19 \\ \sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0,01261}{0,19 \times 348} = 1,50 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Choix : } A_{st} = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [B.A.E.L91]

$$A_{st} \geq 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \rightarrow A_{st} \geq 1,48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Armature transversale :

D'après le [B.A.E.L 91] on a :

$$\phi_t \leq (\phi_l ; h/35 ; b_0/10) = \min (12 ; 210/35 ; 120/10) = \min (12 ; 6 ; 12)$$

On prend $\phi_t = 6\text{mm}$

Calcul de l'espacement:

D'après le [R.P.A 99] on a :

Zone nodale :

$$St = \min (h/4 ; 12\phi_{lmin} ; 30\text{cm}) = \min (21/4 ; 12 \times 1,2 ; 30\text{cm}) \quad \text{On prend } St = 5\text{cm}$$

Zone courante :

$$St \leq h/2 = 25/2 = 10,5 \quad \text{On prend } St = 10\text{cm}$$

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t \cdot f_{c28}}{b \cdot 0 \cdot St} \geq \text{Max} (\tau_u / 2 ; 0,4 \text{MPa})$$

$$0,65 \geq 0,4 \dots \dots \dots \text{cv}$$

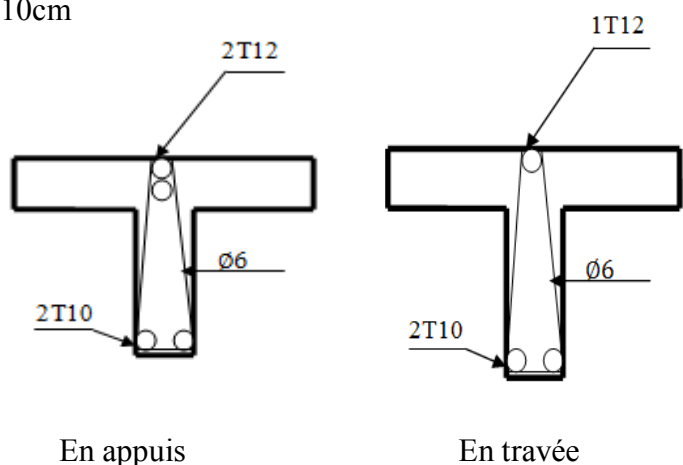


Figure III.6 : Ferrailage des poutrelles type2 étage courant

Vérification à l'ELS:

- En travée: $M_s=4.51 \text{ KN.m}$ $m=0.00451 \text{ MN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$b \cdot \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d-x) = 0$$

$$n=15, \quad A_{st}=1.57 \text{ cm}^2, \quad b=0.65 \text{ m}$$

$$0.65 \times \frac{x^2}{2} - 15 \times 1.57 (0.189 - x) = 0$$

$$X=3.3 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{l'axe neutre tombe dans la table de compression}$$

Inertie:

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d-x)^2 \quad \longrightarrow \quad I = 6509.73 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes:

- Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{0.00678 \times 3.3}{6509.73} = 3.437 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s (d-x)}{I} = \frac{0.00678 \cdot (18.9 - 3.3)}{6509.73} = 243.71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d = \frac{0.01828}{0.12 \times 0.189} \quad \longrightarrow \quad \tau_u = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \quad \longrightarrow \quad \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification au glissement :

$$\text{En appui : } T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0 \quad \text{avec}$$

$$T_u = 18.28 \text{ KN}$$

$$M_u = 12.61 \text{ KN.m}$$

$$-55.85 < 0 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{adm} \quad \text{avec} \quad f_{adm} = (L/1000) + 0,5 \text{ cm}$$

$$L = 3,65 \text{ m}$$

$$f_{adm} = 0,00865 \text{ m}$$

Calcul f:

$$\bullet \quad I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A_{st} (h/2 - d')^2$$

$$\text{Avec } d' = 0,1h = 0,021 \text{ m} \quad ; \quad A_{st} = 0,000157 \text{ m}^2$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15 \cdot 0,000157 \cdot (0,21/2 - 0,021)^2 = 5,18 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\bullet \quad \lambda i = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\phi (2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b})}$$

$$\text{Avec } \phi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = 0,00692 \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad \text{Donc } \lambda i = 5,94$$

$$\bullet \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \phi \sigma_s + f_{t28}} = 0,68$$

$$\bullet \quad I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda i \mu} = \frac{1,1 \times 0,000518}{1 + 5,94 \times 0,68} = 1,13 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\bullet \quad \frac{1}{\gamma} = \frac{M \text{ ser}(\text{appui})}{E_i I_{fi}} \quad \text{avec } E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{0,00917}{32164,19 \times 0,000113} = 0,00252 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Donc la flèche : } f = \frac{L^2}{10} \cdot \frac{1}{\gamma} = 0,00335 \text{ m}$$

$$f = 0,00335 \text{ m} < f_{adm} = 0,00865 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

L'ancrage des armatures :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} \quad \text{avec}$$

τ_s : La valeur limite de la contrainte d'adhérence est calculée de la manière suivante :

$$\psi_s = 1,5 \text{ bar (pour acier HA)}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,402 \text{ cm}$$

$$L \geq L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$\text{Un crochet à } 90^\circ \quad \alpha = 1,8 \text{ et } \beta = 2,19$$

$$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r$$

$$r=5,5\phi_{\min}=5,5\times 1,2=6,6\text{cm}$$

$$L_2=42,4-1,87\times 12-2,19\times 6,6$$

$$L_2=5,5\text{ cm}$$

$$L>5,5+6,6+1,2/2$$

$$L=12,7\text{ cm}$$

III.1.2.5. Ferrailage de la dalle de compression :

Ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles
- 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles

D'après le [B.A.E.L 91]

$$\text{Si } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} & \longrightarrow & A_1 = \frac{4L_1}{f_e} \\ L_1 \leq 50\text{cm} & \longrightarrow & A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec L_1 : la distance entre axe poutrelles ($L_1=65\text{ cm}$).

A_1 : l'armature perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : l'armature parallèle aux poutrelles.

Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$F_e=500\text{MPa}$ donc on obtient $A_1=0,52\text{ cm}^2$

On prend $5\phi 5=0,98\text{cm}^2$

$$S_t=100/5=20\text{cm}$$

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

Pour les armatures parallèles aux poutrelles

$$A_2=A_1/2=0,26\text{cm}^2$$

On prend $4\phi 5=0,79\text{cm}^2$

$$S_t=100/4=33,33\text{cm}$$

On adopte Un espacement $S_t = 20\text{cm}$

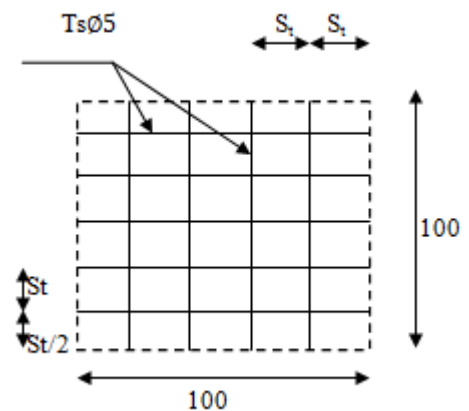


Figure III.7 Ferrailage de la dalle de compression

Les résultats du ferrailage des poutrelles sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles

poutrelle	type	Ferrailage calculé (cm ²)		Ferrailage choisi (cm ²)		Cadre (mm)	Esp (cm ²)
		travée	appuis	travée	appuis		
RDC	1	5.82	0	3T16 6.03	2T12 2.26	Ø6	Zone courante=5cm Zone nodale=10cm
	5	1.94	2.17	2T12 2.26	2T12 2.26		
	4	1.84	2.32	2T12 2.26	1T12+1T14 2.67		
Etage 1à3 (bureaux)	1	5.98	0	3T16 6.03	2T12 2.26	Ø6	Zone courante=5cm Zone nodale=10 cm
	2	1.37	2.19	2T10 1.57	2T12 2.26		
	3	1.15	1.84	2T10 1.57	2T12 2.26		
	4	1.44	1.82	2T10 1.57	2T12 2.26		
Etage 4à9 (logement)	1	3.93	0	2T16 4.02	2T12 2.26	Ø6	Zone courante=5cm Zone nodale=10 cm
	2	1.19	1.77	2T10 1.57	2T12 2.26		
	3	1.07	1.62	2T10 1.57	2T12 2.26		
	4	1.29	1.63	2T10 1.57	2T12 2.26		
terrasse inaccessible	1	4.2	0	3T14 4.62	2T12 2.26	Ø6	Zone courante=5cm Zone nodale=10 cm
	2	1.29	2.07	2T10 1.57	2T12 2.26		
	3	1.14	1.72	2T10 1.57	2T12 2.26		
	4	1.37	1.73	2T10 1.57	2T12 2.26		

III.2. Etude des escaliers

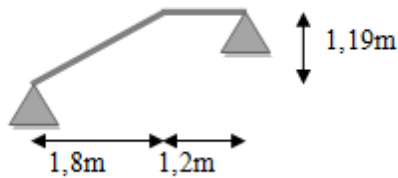
III.2.1. Introduction :

L'escalier est un élément de la construction constitué d'une succession de marche, permettant le passage entre les différents niveaux de la construction. Ils sont soumis à des charges qui peuvent être importantes.

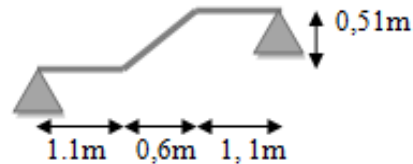
L'escalier est calculé à la flexion simple.

III.2.2. Les différents types d'escaliers :

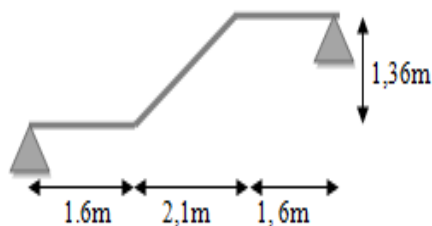
Type 1



type2



Type 3



types 4

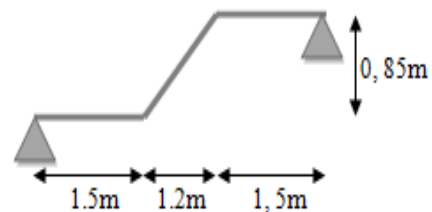


Figure III.8. Les différents types d'escaliers

III.2.3. Prédimensionnement :

Pour les dimensions des marches « g » et contre marche « h' », on utilise généralement la formule de **BLONDEL**.

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

h' : la hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche.

$$59 - 0.2 \times 0,17 \leq g \leq 66 - 2 \times 0,17$$

$$0,25 \text{ m} \leq g \leq 0,32 \text{ m} \longrightarrow \mathbf{g = 30 \text{ cm}}$$

$$14,5 \text{ cm} \leq h' \leq 18 \text{ cm} \longrightarrow \mathbf{h = 17 \text{ cm}}$$

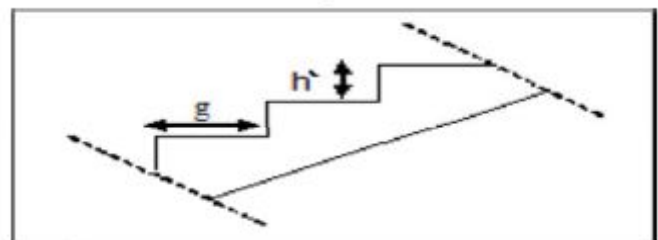


Figure III.9 : Coupe transversale des escaliers

➤ Le nombre de contremarche

$$n_1 = \frac{h}{h'} = \frac{3,06}{0,17} = 18 \text{ contremarche}$$

➤ La longueur de la ligne de foulée

Elle présente la parcours d'une personne qui descend tenant à la rampe du côté du jour.

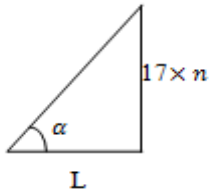
$$L = g \cdot (n-1)$$

Tableau III.4: La longueur de la ligne de foulée.

type	g (cm)	n	(n-1)	L (cm)
1	30	7	6	180
2		3	2	60
3		8	7	210
4		5	4	120

➤ L'inclinaison de la paillasse

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{17 \times n}{L}$$

**Tableau III.5:** L'inclinaison de la paillasse

type	α (°)
1	33,46
2	40,36
3	32,93
4	35,31

➤ La longueur de la paillasse

$$l = \frac{17 \times n}{\sin \alpha}$$

Tableau III.6: La longueur de la paillasse

Type	l (cm)
1	215
2	79
3	250
4	147

➤ Calcul des épaisseurs

Paillasse (ep)

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

L : la longueur réelle de la volée

Paliers (ev)

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15}$$

Tableau III.7: L'épaisseur de palier et pailasse des différentes volées.

type	$\alpha(^{\circ})$	L (cm)	ev=ep (cm)
1	33,46	180	15
2	40,36	60	15
3	32,93	210	15
4	35,31	120	15

III.2.4. descente des charges :**Tableau III.8:** Evaluation des charges des escaliers

type	$\alpha(^{\circ})$	G (palliasse) (KN/m ²)	G (pallier) (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
1	33 ,46	8,09	4.87	2,5
2	40,36	8,52	4.87	2,5
3	32,93	8,07	4.87	2,5
4	35,31	8,20	4.87	2,5

III.2.5. Calcul des moments fléchissants et efforts tranchants :

Le calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant se fait par le Sap2000

- **Combinaison d'action :**

Tableau III.9: Combinaison d'action

type	ELU		ELS	
	palliasse (KN/m ²)	pallier (KN/m ²)	palliasse (KN/m ²)	Pallier (KN/m ²)
1	14 ,67	10,32	10,59	7,37
2	15,25	10,32	11,02	7,37
3	14,64	10,32	10,75	7,37
4	14,82	10,32	10,7	7,37

- **Résultat du sap2000 :**

Tableau III.10: Les efforts internes pour les différents types d'escaliers

type	ELU		ELS	
	M max (KN.m)	T max (KN)	M max (KN.m)	T max (KN)
1	14,93	20,96	10,75	15,11
2	11,97	15,93	8,59	11,41
3	48,15	35,12	34,36	24,86
4	27,32	24,38	19,63	17,48

III.2.6. Détermination du ferrailage :

Le calcul se fait manuellement et suivant la méthode de la flexion simple et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuyée ou plus au moins encastree (0,85 M0 en travée et 0,5 M0 en appuis), on prend le type 3 comme un exemple de calcul.

ELU

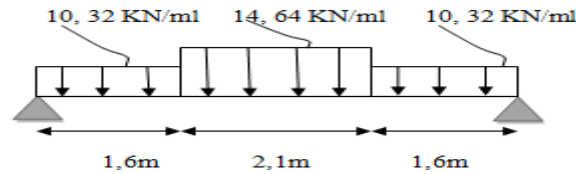


Figure III.10: Schéma statique de calcul à l'ELU

En travée :

$$h=0,15\text{m} \quad b=1\text{m} \quad d=0,9h=0,135\text{m} \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 48,15 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{ut} = 0,85 M_{\max} = 40,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,004093}{0,135^2 \times 1 \times 14,17} = 0,16$$

$\mu_u = 0,16 < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,219$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,123\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0,004093}{0,123 \times 348} = 9,56 \text{ cm}^2$$

On choisie $A_{st} = 9T12 = 10,18 \text{ cm}^2$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad A_{st} = 10,18 \text{ cm}^2 \geq 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{10,18}{4} = 2,55 \text{ cm}^2$$

On choisie $A_r = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

En appuis :

$$M_{u \max} = 48,15 \text{ KN.m} \quad , \quad M_{ut} = 0,5 M_{\max} = 24,07 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,002407}{0,135^2 \times 1 \times 14,17} = 0,093$$

$\mu_u = 0,093 < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,122$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,13\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = f_c / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0,002407}{0,13 \times 348} = 5,12 \text{ cm}^2$$

On choisie $A_{st} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 \geq 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **Armature de répartition :**

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

On choisie $A_r = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

ELS

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

En travée : $M_{ts} = 0,85 \times 34,36 = 29,21 \text{ KN.m}$,

Position de l'axe neutre :

$$b \cdot \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d-x) = 0$$

$$n = 15, \quad A_{st} = 10,18 \text{ cm}^2, \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$100 \times \frac{x^2}{2} - 15 \times 10,18 (13,5 - x) = 0 \quad X = 5,07 \text{ cm}$$

Inertie:

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d-x)^2 \implies I = 15195,74 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} X = \frac{29,21 \times 100 \times 5,07}{15195,74} = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{donc} \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{cv}$$

En appuis : $M_{ts} = 0,5 \times 34,36 = 17,18 \text{ KN.m}$, $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$

Position de l'axe neutre :

$$b \cdot \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d-x) = 0$$

$$n = 15, \quad A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2, \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$100 \times \frac{x^2}{2} - 15 \times 5,65 (13,5 - x) = 0$$

$$X = 4,01 \text{ cm}$$

Inertie:

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d-x)^2 \implies I = 9781,97 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes:

$$\sigma_{bc} = \frac{M \text{ ser}}{I} X = \frac{17,18 \times 100 \times 4,01}{9781,97} = 0,70 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{donc } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = T_u / b \cdot d = \frac{0,003512}{1 \times 0,135} \implies \tau_u = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \implies \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la flèche**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes son vérifier

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \cdot \frac{M_s}{M_u} \dots (1)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots (2)$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} h : \text{la hauteur de la cage d'escalier} \\ L : \text{la distance entre appuis} \end{array} \right.$

$$(1) \dots \frac{3,06}{5,30} \geq \frac{1}{18} \cdot \frac{34,36}{48,15} \implies 0,577 > 0,039 \dots \text{CV}$$

$$(2) \dots \frac{3,06}{5,30} \geq \frac{1}{16} \implies 0,577 > 0,062 \dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

Tableau III.11 : Récapitulation de calcul de ferrailage

type	Armature longitudinale (cm ²)				Armature de répartition (cm ²)			
	As calculé		Fer choisie		Ar calculé		Fer choisie	
	Appuis	travée	Appuis	travée	appui	travée	appui	travée
01	1,65	2,81	2T12 2,26	3T12 3,39	0,57	0,84	2T12 2,26	2T12 2,26
02	1,32	2,25	2T12 2,26	3T12 3,39	0,57	0,84	2T12 2,26	2T12 2,26
03	5,12	9,56	5T12 5,65	9T12 10,18	1,41	2,55	2T12 2,26	3T12 2,39
04	3,01	5,12	3T12 3,39	5T12 5,65	0,84	1,41	2T12 2,62	2T12 2,62

III.3. Etude de la poutre brisée :

III.3.1. Prédimensionnement :

D'après le B.A.E.L 91 on a

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

L : la distance entre axe de poteau (L=5, 31m)

h : hauteur de la poutre

$$\frac{531}{15} \leq h \leq \frac{531}{10} \Rightarrow 35,4 \leq h \leq 53,1 \Rightarrow \mathbf{h=40 \text{ cm}}$$

$$\frac{h}{5} \leq h \leq \frac{h}{2} \Rightarrow 8 \leq h \leq 20 \Rightarrow \mathbf{b=30 \text{ cm}} \text{ (min RPA)}$$

Vérification du RPA 99 V2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

$$h/b < 4 \Rightarrow 1,33 < 4 \dots \text{cv}$$

La poutre (palière/brisée) a une dimension de (30*40) cm²

III.3.2. Descende des charges :

Palier inférieur :

$$G1 = (0,3 \times 0,4 \times 25) + 2,73 \times (3,06 - 0,85 - 0,4) + 5,23 \times \frac{1,46}{2} = 11,75 \text{ KN/ml}$$

Palier supérieure :

$$G2 = (0,3 \times 0,4 \times 25) + 2,73 \times (3,06 - 2,21 - 0,4) + 5,23 \times \frac{1,46}{2} = 8,05 \text{ KN/ml}$$

Paillasse:

$$G3 = [(0,3 \times 0,4 \times 25) / \cos(32,93)] + 2,73 \times [(3,06/2) - 0,4] = 6,66 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation dans la poutre brisée est nulle Q=0

III.3.3. Calcul des efforts internes :

Après avoir utilisé le SAP2000, on a trouvé les efforts internes suivants :

$$M_{u \max} = 49,41 \text{ KN.m} \quad T_{u \max} = 43,23 \text{ KN}$$

$$M_{s \max} = 35,65 \text{ KN.m} \quad T_{s \max} = 31,29 \text{ KN}$$

III.3.4. Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se fait à la flexion simple et les résultats

$$h=0,4 \text{ m} \quad ; \quad b=0,3 \text{ m} \quad ; \quad d=0,36 \text{ m} \quad ; \quad f_{c28}=25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28}=2,1 \text{ MPa}; \quad \sigma_{bc}=14,17 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{st}=348 \text{ MPa}$$

- **ELU**

En travée : $M_{ut}=0,85 \text{ M}_{\max}=41,99 \text{ KN.m}$

$$M = \frac{M_{\max}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,004199}{0,36^2 \times 0,3 \times 14,17} = 0,076$$

$$\mu_u = 0,076 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,099$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,35m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,004199}{0,35 \times 348} =$$

$$A_{st} = 3,45 \text{ cm}^2$$

On choisie $A_{st} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \text{ b.d.} \frac{ft_{28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 \geq 1,3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

En appuis : $M_{ut} = 0,5 M_{\max} = 24,71 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,002471}{0,36^2 \times 0,3 \times 14,17} = 0,045$$

$$\mu_u = 0,045 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,058$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,35m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{0,002471}{0,36 \times 348} = 2,03 \text{ cm}^2 \quad \text{On choisie } A_{st} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \text{ b.d.} \frac{ft_{28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 \geq 1,48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Condition du RPA99 V2003 :

$$A_{\min} = 0,5\% \text{ b.h} = 0,5\% \times 0,3 \times 0,4 = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Car on a choisie : $4T12 + 3T12 = 7,91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$

- ELS

Vérification de la contrainte de compression du béton :

En travée :

Position de l'axe neutre :

$$b \cdot \frac{x^2}{2} - n \cdot A_{st} (d-x) = 0$$

$$n = 15, \quad A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2, \quad b = 30 \text{ cm}, \quad d = 36 \text{ cm}$$

$$30 \times \frac{x^2}{2} - 15 \times 4,52 (36-x) = 0 \rightarrow x = 10,69 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d-x)^2 \implies I = 55648,53 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} x = 4,32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{CV}$$

En appuis :

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 \implies x = 7,48 \text{ cm}$$

$$I = 44283,05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = T_u / b \cdot d = \frac{0,04323}{0,30 \times 0,36} \implies \tau_u = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \implies \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{CV}$$

Calcul des armatures transversales :

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

$$\varphi t \leq (1,14; 1,2; 3) \quad \text{On prend } \varphi t = 10 \text{ mm}$$

Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA99V 2003, on a

- Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \varphi \min; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min(10; 14,4; 30 \text{ cm}) \quad \text{on prend } \implies S_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante:

$$S'_t \leq h/2 \implies S'_t \leq 40/2 \implies S'_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \cdot \frac{M_s}{M_u} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (2)$$

$$(1) \dots \dots \frac{0,4}{5,31} \geq \frac{1}{18} \cdot \frac{35,41}{49,41} \implies 0,075 > 0,040 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$(2) \dots \dots \frac{0,4}{5,31} \geq \frac{1}{16} \implies 0,075 > 0,063 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc la flèche est vérifiée

III.3.5. Récapitulatif du ferrailage de la poutre palière-brisée :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableaux III.12: Récapitulatif du ferrailage de la poutre brisée

	Ferrailage calculée (cm ²)	Ferrailage choisie (cm ²)	Armature transversale	Espacement (cm)
En travée	3,45	4T12 4,52	$\varphi t = 10 \text{ mm}$	Zone nodale St= 10 cm
En appuis	2,03	3T12 3,39		Zone courante: S' _t =20 cm

III.4. Etude de l'ascenseur :

III.4.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étage ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécanique permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

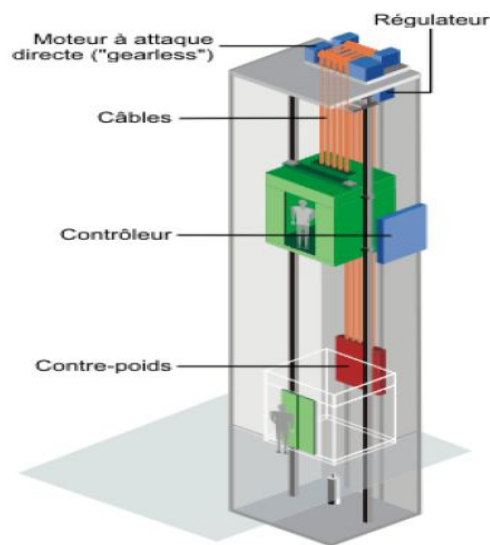


Figure III.11: Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique

III.4.2. Etude de l'ascenseur :

Pour assurer la stabilité et la rigidité de notre dalle on a prévu un calcul dans les deux sens longitudinal et transversal.

La dalle d'ascenseur risque un poinçonnement à cause de la force concentrée appliqué par les appuis du moteur.

- Poids de l'ascenseur est estimé à **7,15 KN/m²**.
- La surcharge d'exploitation est estimée à **4 KN/m²**.

$$G=0,25 \times 25 + 7,15 = 13,4 \text{ KN/m}^2$$



- $Q_{ELU}=1,35G+1,5Q=1,35 \times 13,4+1,5 \times 4=24,09 \text{ KN/m}^2$
- $Q_{ELS}=G+Q=13,4+4=17,4 \text{ KN/m}^2$

Vérification de la dalle au poinçonnement :

La charge totale ultime : $Q_u=24,09 \text{ KN/m}^2$, chacun des appuis reçoit le $\frac{1}{4}$ de la charge Q_u .
Soit Q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$Q_0 = \frac{Q_u}{4} = 6,02 \text{ KN}$$

D'après BAEL 91 modifier 99 la condition non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_0 \leq 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- Q_0 : charge de calcul à l'état limite ultime ($Q_0=24,09 \text{ K N}$)
- h: épaisseur totale de la dalle

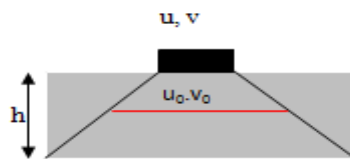


Figure III.11: Chargement appliqué

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,8}{2} = 0,9 \implies 0,4 < 0,9 < 1 \implies \text{dalle portante dans les 2 sens}$$

$$h = \frac{l_x}{40} = 0,045m \quad \text{On prend} \quad h=25 \text{ cm}$$

- u_c : périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

Pour un chargement appliqué directement sur la dalle on aura :

$$u_0 = u + h \quad ; \quad v_0 = v + h$$

u, v : dimension d'impact $u=v=10 \text{ cm}$

$$u_0 = 0,1 + 0,25 = 0,35 \text{ m} \quad ; \quad v_0 = 0,1 + 0,25 = 0,35 \text{ m}$$

$$u_c = (u_0 + v_0) \times 2 = (0,35 + 0,35) \times 2 = 1,4m$$

Charge limite :

$$Q_0 \leq 0,045 \times 1,4 \times 0,25 \times \frac{25}{1,5} = 262,5 \text{ KN}$$

$$Q_0 = 24,09 \text{ KN} < 262,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc il n'ya pas de risque de poinçonnement.

III.4.3. Détermination des sollicitations :

On utilise la méthode de Pigeaud

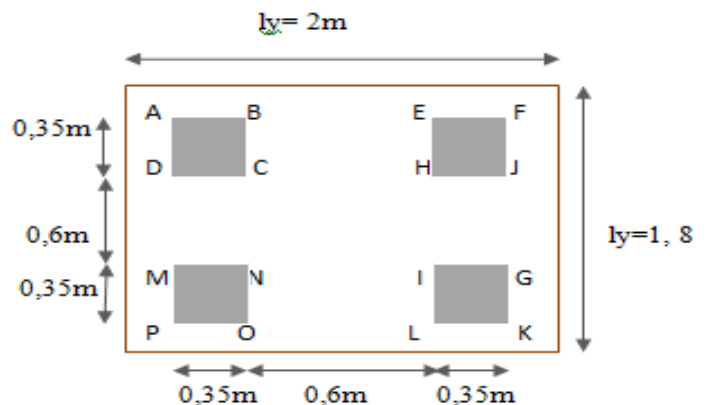


Figure III.12: Chargement supporté par la dalle

- Rectangle 1 [A, F, K, P]: \longrightarrow u=1,3m v=1,3m
- Rectangle 2 [B, E, L, O]]: \longrightarrow u=0,6m v=1,3m
- Rectangle 3 [C, H, I, N]: \longrightarrow u=1,3m v=1,3m
- Rectangle 4 [D, J, G, M]: \longrightarrow u=1,3m v=0,6m

Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) P$$

Avec ν : coefficient de poisson (à l'ELU $\nu = 0$ et à l'ELS $\nu = 0,2$)

$$M_1 \text{ et } M_2 \text{ à partir d'abaque n°3 parce que } \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,9$$

$$P_u = P'_u \times S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle (35*35) cm² est :

$$P'_u = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6,022}{0,35 \times 0,35} = 49,16 \text{ KN/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangle 1, 2, 3 et 4 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.13: Les différents moments des rectangles à l'ELU

Rect	U0	V0	$\frac{u0}{l_x}$	$\frac{v0}{l_y}$	M1	M2	S (m ²)	P'u (KN/m ²)	Pu (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
1	1,55	1,55	0,86	0,78	0,058	0,045	2,40	49,16	117,98	6,84	5,31
2	1,55	1,55	0,47	0,78	0,087	0,059	1,32	49,16	64,89	5,65	3,83
3	0,85	0,85	0,47	0,43	0,108	0,092	0,72	49,16	35,39	3,82	3,26
4	1,55	0,85	0,86	0,43	0,070	0,068	1,32	49,16	64,89	4,54	4,41

Les moments dus aux charges concentrées à l'ELU :

$$M_{x1} = \frac{M_x \text{ AFKD} - M_x \text{ BELD} - M_x \text{ DJGH} + M_x \text{ CHIN}}{4} = 0,1180 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = \frac{M_y \text{ AFKD} - M_y \text{ BELD} - M_y \text{ DJGH} + M_y \text{ CHIN}}{4} = 0,0825 \text{ KN.m}$$

Les moments dus aux charges réparties (poids propre) :

- **Chargement :**

$$L_x = 1,8 \text{ m} ; L_y = 2 \text{ m} ; h = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,25 + 1,5 \times 1$$

$$q_u = 9,94 \text{ KN/ml}$$

- **Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,9 > 0,4 \quad \longrightarrow \quad \text{la dalle travaille suivant les deux sens.}$$

Méthode BAEL $\left\{ \begin{array}{l} M_{x_2} = \mu_x \cdot \text{qu.} \cdot l_x^2 \\ M_{y_2} = M_x \cdot \mu_y \end{array} \right.$

ELU

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,9 \quad \longrightarrow \quad \mu_x = 0,0447 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,8036$$

Donc $M_{x_2} = 1,44 \text{ KN.m}$ et $M_{y_2} = 1,16 \text{ KN.m}$

Les moments appliqués à la dalle :

$$M_x = M_{x_1} + M_{x_2} = 0,118 + 1,44 = 1,558 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y_1} + M_{y_2} = 0,0825 + 1,16 = 1,24 \text{ KN.m}$$

Moment retenus:En travée

$$M_{ix} = 0,75 M_x = 1,168 \text{ KN.m}$$

$$M_{iy} = 0,75 M_y = 0,93 \text{ KN.m}$$

En appuis

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 0,779 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 0,62 \text{ KN.m}$$

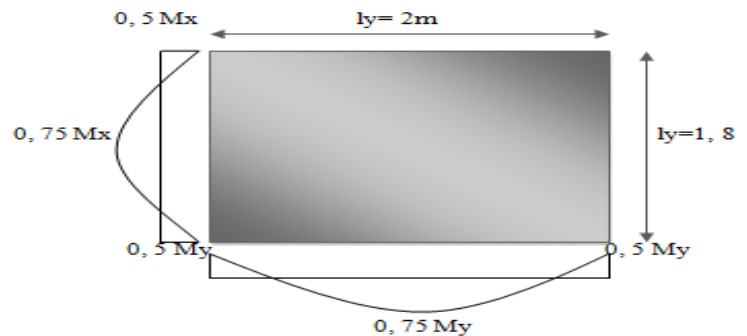
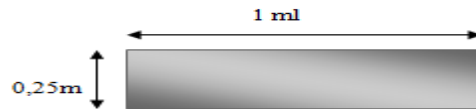


Figure III.13: Evaluation des sollicitations

III.4.4. Détermination du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de (1 m) de largeur



$b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$; $f_c = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
 $\sigma_{bc} = 348 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; fissuration préjudiciable.

➤ **Section d'armature dans le sens x :**

En travée : $M_u = 1,168 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,001168}{0,225^2 \times 1 \times 14,17} = 0,0016 \quad \longrightarrow \quad \mu_u = 0,0016 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,020$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,223 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0,00795}{0,223 \times 348} = 0,149 \text{ cm}^2$$

Section minimal:

$$A_{\min} = 0,8\% \text{ pour FeE400}$$

$$A_{y_{\min}} = 0,08 \cdot h = 0,08 \cdot 25 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{x_{\min}} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{y_{\min}} = \frac{3-0,9}{2} \times 2 = 2,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{t_x} = 0,149 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 2,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc on prend } A_{t_x} = 4,52 \text{ cm}^2 = 4T12$$

$$\text{Esp} = 100/4 = 25 \text{ cm} < \min(3 \text{ h}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\text{En appuis : } M_u = 0,779 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,000779}{0,225^2 \times 1 \times 14,17} = 0,0011 \quad \longrightarrow \quad \mu_u = 0,0011 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0014$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0,00795}{0,225 \times 348} = 0,11 \text{ cm}^2$$

Section minimal:

$$A_{ax} = 0,11 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 2,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc on prend } A_{t_x} = 4,52 \text{ cm}^2 = 4T12$$

➤ Section d'armature dans le sens y :

$$\text{En travée : } M_u = 0,93 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,00093}{0,225^2 \times 1 \times 14,17} = 0,0013 \quad \longrightarrow \quad \mu_u = 0,0013 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0016$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0,00795}{0,225 \times 348} = 0,12 \text{ cm}^2$$

Section minimal:

$$A_{t_x} = 0,12 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 2,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc on prend } A_{ax} = 4,52 \text{ cm}^2 = 4T12$$

$$\text{En appuis : } M_u = 0,62 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,00062}{0,225^2 \times 1 \times 14,17} = 0,000864 \quad \longrightarrow \quad \mu_u = 0,000864 < \mu_r = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,00108$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,225 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{0,00795}{0,225 \times 348} = 0,0079 \text{ cm}^2$$

Section minimal:

$A_{ax}=0,11 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x\text{min}}=2,1 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc on prend $A_{ax}=4,52 \text{ cm}^2=4\text{T12}$

$\text{Esp}=100/4=25 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})=45 \text{ cm}$

Vérification des armatures transversales:

$\tau u < \bar{\tau}_u$ avec : $\left\{ \begin{array}{l} \tau u = \frac{Vu}{b.d} \\ \bar{\tau}_u = 10 \frac{h_0}{3} \times \min(0,13 f_c 28; 5) \text{ MPa} \end{array} \right.$

$\bar{\tau}_u = 10 \frac{0,25}{3} \times 3,23 = 2,71 \text{ MPa}$

$V_u = V_x + V_v \dots \dots \dots \text{sens } x$

$V_u = V_y + V_u \dots \dots \dots \text{sens } y$

On calcul V_x et V_y : (effort tranchants dus aux charges réparties)

$\alpha > 0,4 \left\{ \begin{array}{l} V_x = qu \times \frac{Lx}{2 \times (1 + \frac{\alpha}{2})} = 9,94 \times \frac{1,8}{2 \times (1 + \frac{0,9}{2})} = 6,17 \text{ KN} \\ V_y = qu \times \frac{Lx}{3} = 9,94 \times \frac{1,8}{3} = 5,96 \text{ KN} \end{array} \right.$

On calcul V_v et V_u : (efforts tranchants dus aux charges localisées)

$V_v = \frac{q_0}{2u+v} = \frac{6,022}{2 \times 0,35 + 0,35} = 5,73 \text{ KN}$

On a $u=v=35 \text{ cm} \implies V_u = V_v = 5,73 \text{ KN}$

$\left\{ \begin{array}{l} V_{u_x} = 6,17 + 5,73 = 11,90 \text{ KN} \\ V_{u_y} = 5,95 + 3,73 = 11,69 \text{ KN} \end{array} \right.$

$V_u = \max(V_{u_x}, V_{u_y}) = 11,69 \text{ KN}$

Donc $\tau u = \frac{0,001169}{1 \times 0,225} = 0,053 \text{ MPa}$

$\tau u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{cv} \implies$ les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

ELS

Calcul des sollicitations :

- Charge localisée

$\left\{ \begin{array}{l} M_x = (M_1 + vM_2) P \\ M_y = (M_2 + vM_1) P \end{array} \right.$
 $v = 0,2 \text{ à l'ELS}$

$P_s = p' s * S = \frac{q_0}{u*v} * S$

$q_s = (G+Q) * 1/4 = 4,35 \text{ KN}$

Tableau III.14: Les différents moments des rectangles à l'ELS

Rect	U0	V0	$\frac{u0}{lx}$	$\frac{v0}{ly}$	M1	M2	S (m ²)	P'u (KN/m ²)	Pu (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)
1	1,55	1,55	0,86	0,78	0,058	0,045	2,40	35,51	85,22	5,71	4,82
2	1,55	1,55	0,47	0,78	0,087	0,059	1,32	35,51	46,87	4,53	3,58
3	0,85	0,85	0,47	0,43	0,108	0,092	0,72	35,51	25,56	3,23	2,90
4	1,55	0,85	0,86	0,43	0,070	0,068	1,32	35,51	46,87	3,92	3,84

Les moments dus aux charges concentrées à l'ELS :

$$M_{x1}=0,097 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1}=0,075 \text{ KN.m}$$

Les moments dus aux charges réparties (poids propre) :**Chargement :**

Poids propre : $G=0,25*25=6,25 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q=1 \text{ KN/ml}$

Charge ultime : $qu=1,35G+1,5Q=1,35*6,25+1,5*1=9,94 \text{ KN/ml}$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}=0,9 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens.}$$

$$\text{Méthode BAEL} \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot qu \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = M_x \cdot \mu_y \end{cases}$$

$$\frac{L_x}{L_y}=0,9 \rightarrow \mu_x=0,0518 \quad \text{et} \quad \mu_y=0,8646$$

Donc $M_{x2}=1,22 \text{ KN.m}$ et $M_{y2}=1,05 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0,097 + 1,22 = 1,317 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0,075 + 1,05 = 1,125 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée:

$$M_{lx}=0,75 \quad M_x=0,987 \text{ KN.m}$$

$$M_{ly}=0,75 \quad M_y=0,843 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis:

$$M_{ax}=0,5 \quad M_x=0,658 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay}=0,5 \quad M_y=0,562 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton selon le sens x :

$$M_{tx} = 0,987 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \quad b \cdot \frac{x^2}{2} \cdot n \cdot A_{st} (d-x) = 0$$

$$100 \times \frac{x^2}{2} - 15 \times 4,52 (22,5 - x) = 0$$

$$X = 4,88 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d-x)^2 = 24923,30 \text{ cm}^4$$

$$\checkmark \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{987 \cdot 4,2}{18242,91} = 0,193 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{ct} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{CV}$$

→ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes

Vérification de la flèche :

D'après le B.A.E.L.91 on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq 0,1 \times \frac{M_t}{U_0}$$

$$A_s \leq 4,2 \times \frac{b \cdot d}{f_e}$$

$$h / l_x = 25/180 = 0,139 > 1/16 = 0,0625 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$l / l_x = 0,139 > 0,1 \cdot \frac{M_t}{1,5} \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$3,14 < 4,2 \times \frac{100 \times 22,5}{400} = 23,62 \dots \dots \dots \text{cv}$$

III.5. Etude de l'acrotère:**III.5.1. Définition :**

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé, soumise à une console encadrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

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

III.5.2. Poids propre de l'acrotère :

- Charge permanente :

$$S = \frac{(0,05 \times 0,1)}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6)$$

$S=0.0675m^2/l$

$G=0.0675 \times 2500 = 168.75Kg/ml$

$G=1,6875 KN/ml$

- Charge d'exploitation :

$F_a=4 \times A \times C_p \times W_p$ d'après le [R.P.A.99 V2003]

Avec $\left\{ \begin{array}{l} A : \text{coefficient d'accélération de zone I (A=0,1)} \\ W_p : \text{le poids de l'acrotère (} W_p=1,68 \text{ KN/m)} \\ C_p : \text{facteur de force horizontale (} C_p=0,8 \text{ KN)} \end{array} \right.$

$F_a= 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 1,68 = 0,54 \text{ KN/ml}$

$Q=0,54 \text{ KN/ml}$

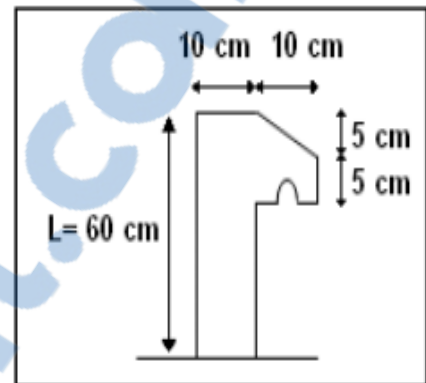


Figure III.14: Dimension de l'acrotère

III.5.3. Combinaisons d'actions :
[Le calcul se fait par rapport à l'encastrement]

ELU

$M_u=1,35 MG+1,5 MQ$ Avec [MG=0]

$M_u=1,5 MQ=1,5Ql= 1,5 \times 0,54 \times 0,6$

$M_u=0,486 \text{ KN.m}$

$N_u= 1,35 G= 1,35 \times 1,68$

$N_u=2,28 \text{ KN}$

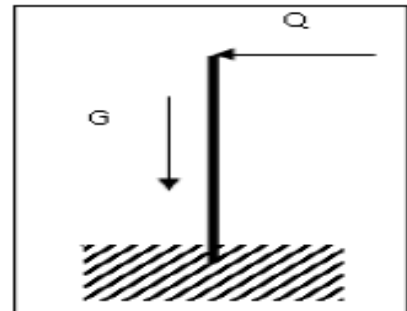


Figure III.15: Schéma statique

ELS

$M_s=MG+MQ$ Avec [MG=0]

$M_s=MQ=Q.l=0,54 \times 0,6$

$M_s=0,324 \text{ KN.m}$

$N_s=G \Rightarrow N_s=1,68 \text{ KN}$

III.5.4. Calcul de l'excentricité:

• $e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,486}{2,28} = 21,3 \text{ cm}$

• $e = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$

$e=21,3 \text{ cm} > e=1,67 \text{ cm}$

Donc le point de pression se trouve à l'extérieur du noyau, la section est partiellement comprimé.

III.5.5. Détermination du ferrailage :

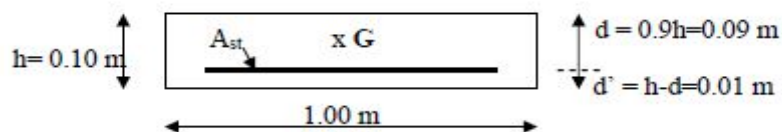


Figure III.16: Section de calcul de l'acrotère

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

d' : La distance entre les armatures inférieurs et la fibre la plus tendue.

- $d=0,9h=0,9 \times 0,1=0,09$ m
- $d'=0,1-0,09=0,01$ m

ELU

➤ Moment de flexion fictif (M_{au})

$$M_{au} = N_u \cdot e_a$$

$$e_a = e + \left(\frac{h}{2} - \frac{h'}{d} \right) = 0,213 + \left(\frac{0,1}{2} - \frac{0,1}{0,09} \right) \rightarrow e_a = 0,25 \text{ m}$$

$$M_{au} = 2,28 \times 0,25 \rightarrow M_{au} = 0,57 \text{ KN.m}$$

➤ Moment réduit (μ_u)

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

- θ : coefficient d'application ($\theta = 1$) : charge $> 24h$
- γ_b : coefficient de sécurité ($\gamma_b = 1,5$) : cas générale

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} \quad \sigma_{bc} = 14,14 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,0057}{0,09^2 \times 14,17} = 0,0049$$

On a $\mu_r = 0,392$ donc $\mu_u = 0,0049 < \mu_r = 0,186$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_{au}}{z} - N_u \right)$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0061 \\ Z = d \cdot (1 - 0,4 \alpha) = 0,0897 \text{ m} \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{1}{348} \times \left(\frac{0,000057}{0,0897} - 0,0000228 \right) \rightarrow A_{st} = 0,117 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

En prend la section minimale

$$A_{stmin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{stmin} \geq 0,23 \times 1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{stmin} \geq 1,08 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage choisi est $A_{st} = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st} / 3 = 0,79 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_r = 3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

ELS (vérification à l'ELS)

- $e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,324}{1,68} \quad e = 19,2 \text{ cm}$
- $e = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} \quad e = 1,66 \text{ cm}$

$$e = 1,66 \text{ cm} < e = 19,2 \text{ cm}$$

Donc le point centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau, la section est partiellement comprimée.

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + 6n \times \frac{Ast}{b} \cdot \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$P = -0,0555 \text{ m}^2$$

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

$$q = 0,0077 \text{ m}^3$$

Méthode des itérations successives :

$$\text{On a } e_1 = \frac{e_1 - q}{p} \dots \dots \dots (1) \quad \text{ou} \quad e_1 = \sqrt[3]{-p \cdot e_1 - q} \dots \dots \dots (2)$$

On prend une valeur quelconque de e_1 : $e_1 = 0,5 \text{ m}$

Après le calcul on trouve $e_1 = 0,168 \text{ m}$

On prend la valeur de $e_1 = 0,168 \text{ m}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + 0,168 - 0,192 \rightarrow x = 0,026 \text{ m}$$

$$s = b \cdot \frac{x^2}{2} - n \cdot Ast \cdot (d - x) = 1 \cdot \frac{0,026^2}{2} - 15 \times 0,000201 \cdot (0,09 - 0,026) = 0,000111 \text{ m}^2$$

Calcul des contraintes :

Béton

$$\sigma_{bc} = Ns \cdot \frac{x}{s} = 0,00168 \times \frac{0,026}{0,000145}$$

$$\sigma_{bc} = 0,3 \text{ MPa}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \cdot Ns \cdot \frac{d-x}{s} = 15 \times 0,00168 \times \frac{0,09-0,026}{0,000145}$$

$$\sigma_{st} = 11,12 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes admissibles :

Béton

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

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

Acier

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable avec } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,67 ; 201,63)$$

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

Vérification

$$\sigma_{bc} = 0,3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\sigma_{st} = 11,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Vérifié la contrainte au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} T = 1,5Q = 1,5 \times 0,54 = 0,81 \text{ KN} \\ d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,1 = 0,09 \text{ m} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{0,81}{0,09 \times 1} = 0,009 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 4)$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,009 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc la section d'armature choisie est acceptable.





Chapitre IV
Etude dynamique

IV.1. Introduction :

Les secousses sismiques ont les effets les plus destructeurs dans les zones urbanisées, alors il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes.

De ce fait, on va faire une étude dynamique, en modélisant la structure en tridimensionnel avec le logiciel SAP2000 et on utilisera la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le R.P.A 99 V2003.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ces caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modèles qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3. Combinaison d'action :

On va utiliser les combinaisons d'action 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. Méthode de calcul :

Selon le R.P.A 99 V2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

VI.4.1. Méthode d'analyse modale spectrale :

VI.4.1.1.Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de la vibration 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'inertie.

VI.4.1.2.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'inertie sismique.

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.

VI.4.1.3.Domaine d'application :

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

On va utiliser la méthode dynamique modale spectrale, toutefois, on utilisera la méthode statique équivalente pour vérifier la condition du RPA99v2003.

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$$

Avec

$V_{\text{dynamique}}$: la résultante des forces sismiques à la base.

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

IV.5. La force sismique statique :

D'après le RPA99 V2003, la force sismique totale est donnée par la formule suivante :

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

➤ **Coefficient d'accélération [A] :**

D'après la classification sismique des wilayas : Tlemcen → zone I

Ouvrage courant ou d'importance moyenne : usage d'habitation → groupe 2

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient : **A=0,1** (Tableaux 4.1 : RPA99 V2003)

➤ **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.

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 RPA99 V2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA99 V2003.

Le coefficient de comportement global de la structure égale à **R=5**

➤ **Facteur de qualité [Q] :**

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

Avec : P_q : est la pénalité à retenir selon le tableau (tableau 4.4 : RPA99v2003).

Tableaux IV.1: Pénalités en fonction des critères de qualité q

Critère q	Pq	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition 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	0
$\sum q$	1,15	1,15

Sens longitudinal $\longrightarrow Q=1+0,15=1,15$

Sens transversal $\longrightarrow Q=1+0,15=1,15$

➤ **Facteur de correction d'amortissement :**

D'après la formule 4.3 du RPA99 V2003 (p40)

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

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique qui dépend du matériau, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour un portique en béton armé avec un remplissage dense $\longrightarrow \xi = 7\%$ (Tableau 4.2 : RPA99v2003)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} \geq 0,7 \longrightarrow \eta = 0,88$$

➤ **Période [T1] et [T2] du site considérée :**

D'après le rapport géotechnique, notre site est rocheux.

$T_1=0,15s$; $T_2=0,3s$ (Tableau 4.7 : RPA99V2003 p48).

➤ **Poids totale de la structure [w] :**

$$W_T = \sum W_i$$

$$\text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dues aux charges permanents.
- W_{Qi} : charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération (Tableau 4.6 RPA99 V2003) $\longrightarrow \beta = 0,2$

Pour le calcul des poids des différents niveaux on a le tableau suivant donné par le logiciel SAP2000.

Tableaux IV.2: Poids des différents niveaux

Niveaux	Mi [t]	Wi [KN]
RDC	795.554	7955.54
1	729.78	7297.8
2	620.850	6208..50
3	612.085	6120.85
4	615.968	6159.68
5	587.755	5877.55
6	580.614	5806.14
7	574.127	5741.27
8	564.591	5645.91
9	563.383	5633.83
Terrasse inaccessible	602.304	6023.04
La somme	6846.971	68469.71

Le poids totale de la structure : $W_T = \sum W_i = 6846,971 \text{ t}$

➤ **Facteur d'amplification dynamique [D] :**

D'après le RPA99 on a

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{array} \right.$$

➤ **Estimation empirique de la période fondamentale :**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99V2003.

$$T_{\min} = \left\{ \begin{array}{l} C_T h_n^{3/4} \\ \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D}} \end{array} \right.$$

- h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.
- D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.
- C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4-6 du RPA99V2003 P45.

Dans notre structure, on a un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, alors $C_T = 0,05$

Dans le sens X :

$$h_n = 33,66\text{m} ; dx = 35,44\text{m}$$

$$T = \min(0,698 ; 0,509)$$

$$\text{Donc } T_x = 0,509\text{s}$$

$$\text{On a } T_2 = 0,3\text{ s}$$

$$\mathbf{T_2 \leq T \leq 3s}$$

$$D_x = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,3/0,509)^{2/3} = 1,55 \quad \longrightarrow \quad D_x = 1,55$$

Dans le sens Y :

$$h_n = 33,66\text{m} ; dy = 17\text{m}$$

$$T = \min(0,698 ; 0,734)$$

$$\text{Donc } T_y = 0,698\text{s}$$

$$\text{On a } T_2 = 0,3\text{s}$$

$$\mathbf{T_2 \leq T \leq 3s}$$

$$D_y = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,88 \times (0,3/0,698)^{2/3} = 1,25 \quad \longrightarrow \quad D_y = 1,25$$

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

Dans le sens x :

$$V_x = \frac{0,1 \times 1,55 \times 1,15}{5} \times 6846,971 = 2440,95 \text{ KN}$$

Dans le sens y :

$$V_y = \frac{0,1 \times 1,25 \times 1,15}{5} \times 6846,971 = 1976,08 \text{ KN}$$

IV.6. Modélisation de la structure :

La présente étude se fera en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel de calcul SAP2000 qui permettra la modélisation des caractéristiques de rigidité et de la masse de la construction.

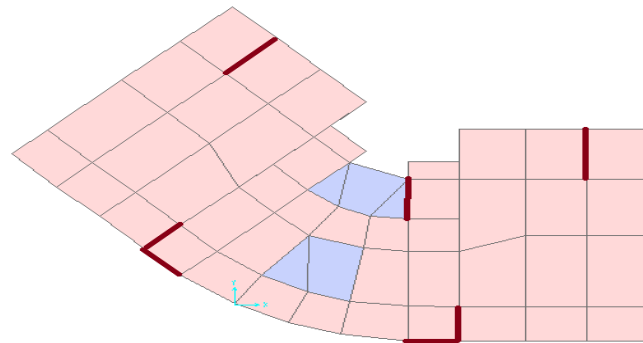
La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portique (poteaux-poutre) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté par nœuds.
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- ✓ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides.
- ✓ Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV.7. Disposition des voiles :

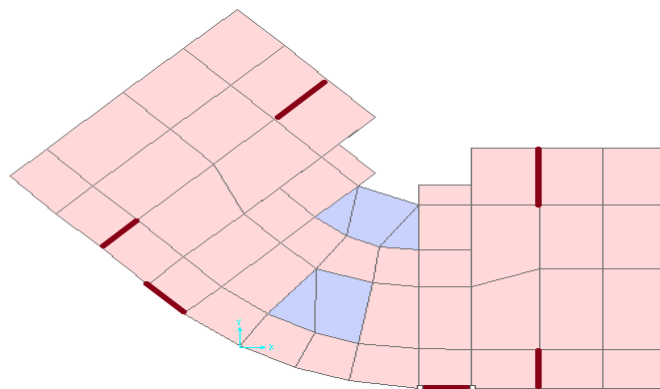
Le choix de la disposition des voiles doit satisfaire les conditions d'architectures et assurer une rigidité suffisante.

Pour obtenir la bonne disposition de voiles on a fait plusieurs cas, voici celles qui sont les plus adéquates à notre structure



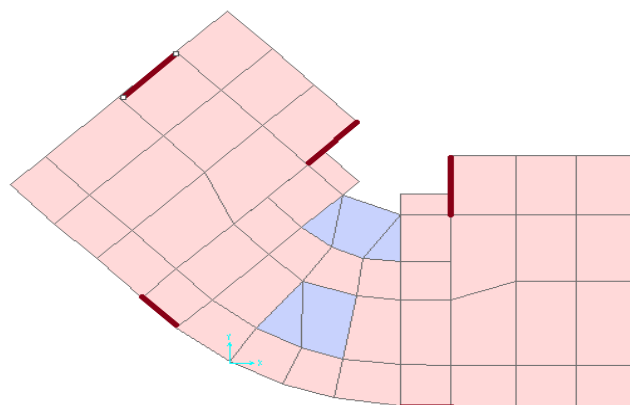
[T=1,09s]

Figure IV.1: La première disposition des voiles



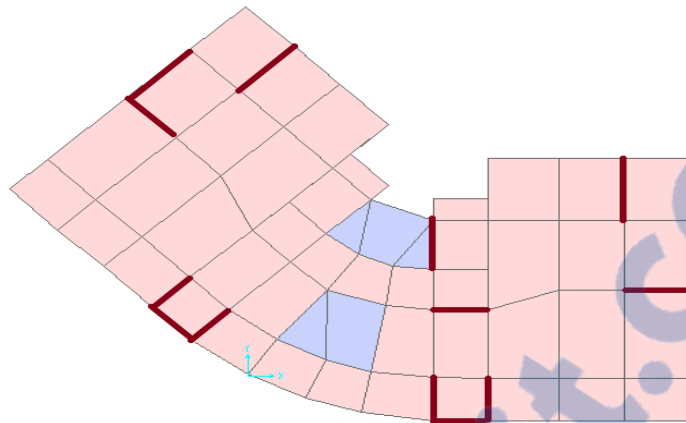
[T=1.31s]

Figure IV.2: La deuxième disposition des voiles



[T=1,22s]

Figure IV.3: La troisième disposition des voiles



[T=0,91s]

Figure IV.4: La quatrième disposition des voiles

D'après le RPA99V2003 la valeur de T calculés ne doit pas dépasser 30% de celle estimé à partir des formules empiriques.

Période fondamentale de la structure=0,698s ==> T=0,698*1,3=0,91s

Parmi les 4 variantes précédentes on considère la quatrième qui permet d'avoir une faible période est la plus raisonnable.

IV.8. Méthode d'analyse spectrale modale :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99V2003).

$$Sa/g = \begin{cases} 1,25A [1+(T/T1) \times (2,5 \eta(Q/R)-1)] & 0 \leq T \leq T1 \\ 2,5 \eta(1,25A) \times (Q/R) & T1 \leq T \leq T2 \\ 2,5 \eta(1,25A) \times (Q/R) \times (T2/T)^{2/3} & T2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta(1,25A) \times (T2/3)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} \times (Q/R) & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

- T : période fondamentale de la structure.
- T1, T2 : période caractéristique associés à la catégorie du site (S1).
- Sa : accélération spectrale.
- g : accélération de la pesanteur=9,81 m/s²

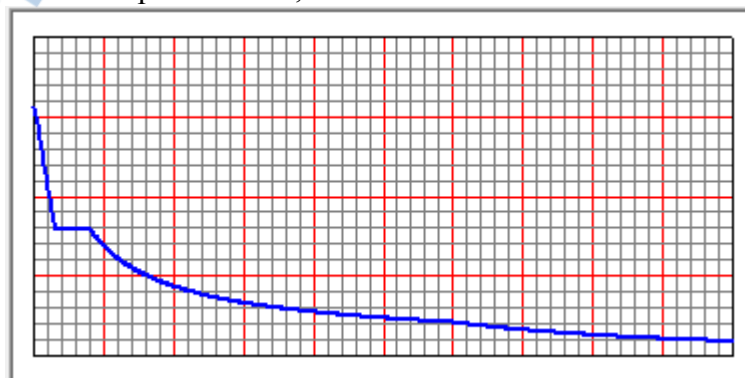


Figure IV.5: Spectre de réponse

IV.9. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

La réaction à la base :

Tableaux IV.3 : Les réactions à la base.

	Global Fx [KN]	Global Fy [KN]
Ex	1727.666	1017.194
Ey	1017.194	1914.283

$$V_{x \text{ dyn}} = \sqrt{|Fx|^2 + |Fy|^2} = 2005.176 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = \sqrt{|Fx|^2 + |Fy|^2} = 2168.036 \text{ KN}$$

D'après le RPA99V2003 (article 4.3.6)

Tableau IV.4 : Comparaison entre l'effort statique et dynamique

L'effort tranchant à la base	V statique		V dynamique	
	Vx	Vy	Vx	Vy
	2440.95	1976.08	2005.176	2168.036

Il faut vérifier que : $V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$

Selon x :

$$V_{\text{dynamique}} = 2005.176 \text{ KN} > 80\% V_{\text{statique}} = 1952,76 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Selon y :

$$V_{\text{dynamique}} = 2168.036 \text{ KN} > 80\% V_{\text{statique}} = 1580,86 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

IV.10. Vérification du coefficient de comportement R :

D'après l'article 4.1 de RPA99V2003 : pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voiles $R=5$, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par des voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultants de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Charge horizontale :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{\text{globale}} = 3641.949 \text{ KN} \\ V_{\text{voile totale}} = 2864.269 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \frac{V_{\text{voile}}}{V_{\text{globale}}} = 78\% > 75\% \quad (\text{CNV})$$

- Selon X :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{\text{globale}} = 1727.666 \text{ KN} \\ V_{\text{voile totale}} = 1366.209 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \frac{V_{\text{voile}}}{V_{\text{globale}}} = 79\% > 75\% \quad (\text{CNV})$$

- Selon Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{\text{globale}} = 1914.283 \text{ KN} \\ V_{\text{voile totale}} = 1498.06 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \frac{V_{\text{voile}}}{V_{\text{globale}}} = 77\% > 75\% \quad (\text{CNV})$$

Avec :

- V_{globale} : l'effort tranchant de la structure global.
- $V_{\text{voile totale}}$: l'effort tranchant des voiles.

Donc le choix R n'est pas satisfaisant, on prend $R=4$, un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé.

Les nouveaux résultats des efforts tranchant et des forces sismiques sont représentées comme suit :

- $V_{\text{TX}} = 1732,46 \text{ KN}$
- $V_{\text{TY}} = 1690,45 \text{ KN}$
- $F_{\text{tx}} = 135,58 \text{ KN}$
- $F_{\text{ty}} = 147,88 \text{ kn}$

Avec

- V_{TX} : Effort tranchant à la base dans le sens X.
- V_{TY} : Effort tranchant à la base dans le sens Y.
- F_{tx} : Force concentré au sommet dans le sens X.
- F_{ty} = Force concentré au sommet dans le sens Y.

A decorative graphic of a scroll with a black outline and a light gray shadow. The scroll is partially unrolled, with the top and bottom edges curved. The text is centered on the scroll.

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction :

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

Pour déterminer le ferrailage de chaque élément on a utilisé le logiciel SAP2000 qui permet la détermination des différents efforts internes.

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 ». Donc, ils sont calculés en flexion composée.

V.2.1. Les combinaisons de calcul :

Combinaisons fondamentales selon le [B.A.E.L91]

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \dots \dots \dots (ELU) \\ G+Q \dots \dots \dots (ELS) \end{array} \right.$$

Combinaison accidentelles selon le RPA 99v2003

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q \pm 1,2 E \dots \dots \dots (ELA) \\ 0,8G \pm E \dots \dots \dots (ELA) \end{array} \right.$$

V.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Le calcul de ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le RPA 99v2003, dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{RPA 99v2003}$$

Avec :

- N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.
- B_c : L'air (la section brute) de cette dernière.
- F_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau V.1 : Vérification des poteaux sous sollicitations normales.

Poteaux	N_d (KN)	B_c (cm ²)	F_{c28} (MPa)	$v \leq 0,3$	observation
P1	2309.01	45× 45	25	0,46	CNV
P2	1990.95	45× 45	25	0.39	CNV
P3	1683.16	45× 45	25	0.33	CNV
P4	1450.54	40× 40	25	0.36	CNV
P5	1229.86	40× 40	25	0.3	CV
P6	1016.51	40× 40	25	0.25	CV
P7	835.43	35× 35	25	0.27	CV
P8	663.31	35× 35	25	0.21	CV
P9	495.00	30× 30	25	0.22	CV
P10	333.02	30× 30	25	0.15	CV
P11	175.64	30× 30	25	0.08	CV

Vu que la relation précédée n'était pas vérifiée, on a redimensionné nos poteaux et les nouvelles valeurs trouvées par SAP2000 se présentent comme suite :

Tableau V.2: La deuxième vérification des poteaux sous sollicitations normales.

Poteaux	N _d (KN)	B _c (cm ²)	f _{c28} (MPa)	v ≤ 0,3	Observation
P1	2643.004	60× 60	25	0.29	CV
P2	2303.821	60× 60	25	0.25	CV
P3	1968.393	55×55	25	0.26	CV
P4	1710.828	55× 55	25	0.22	CV
P5	1456.141	50×50	25	0.23	CV
P6	1209.946	45×45	25	0.23	CV
P7	998.192	40×40	25	0.24	CV
P8	792.951	35×35	25	0.25	CV
P9	593.224	30×30	25	0.26	CV
P10	399.111	30×30	25	0.17	CV
P11	219.873	30×30	25	0.09	CV

V.2.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

$$\tau_u = \frac{v}{bd}$$

- τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.
- V_u : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.
- b : La largeur de la section étudiée.
- d : La hauteur utile.

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{RPA 99v2003}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = 0,075 \quad \longrightarrow \quad \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \quad \longrightarrow \quad \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots \dots \dots \text{RPA 99v003}$$

$$l_f = 0,7 l_o ; l_o = 3.06\text{m}$$

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 V.3: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Poteaux	V (KN)	τ_u	λ_g	ρ_d	τ_{bu}	Observation
P1	23.17	0.064	3.57	0,04	1	Cv
P2	48.09	0.133	3.57	0,04	1	Cv
P3	41.84	0.138	3.89	0,04	1	Cv
P4	41.99	0.138	3.89	0,04	1	Cv
P5	39.92	0.159	4.28	0,04	1	Cv
P6	32.65	0.161	4.76	0,04	1	Cv
P7	28.97	0.181	5.36	0,075	1,875	Cv
P8	25.09	0.204	6.12	0,075	1,875	Cv
P9	21.71	0.241	7.14	0,075	1,875	Cv
P10	22.62	0.251	7.14	0,075	1,875	Cv
P11	33.09	0.367	7.14	0,075	1,875	Cv

V.2.4. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composées dans les deux plans principaux. Le calcul de la section d'armatures dépend à la fois de deux couples de moments [Mx ; My] et un effort normal de compression [N].

Méthode de calcul :

Pour les combinaisons « ELU », « 0.8G±E », « G+Q± 1.2E », on prend :

- Un effort normal de compression maximum et les couples de moment correspondant.
- Un couple de moment maximum et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons ELU, donnent un effort normal maximum et pour « G+Q±1.2E » donnent les valeurs de moment maximum. On prend la plus défavorable.

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en sous sol (60*60), on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

Tableaux V.4: Les sollicitations de poteau de l'exemple

Section	ELU		
	N max [KN]	M max [KN.m]	T max [KN]
60*60	2643.004	49.23	23.17

Calcul des armatures longitudinales :

b = 60 cm; d=0,9h= 0, 9× 0, 6 = 0,54m; d'=0,1h= 0, 1×0, 6=0, 06 m

N=2643.004 KN; M=49.23 KN.m; σ_{st} =348 MPA

$$e = \frac{M}{N} = \frac{49.23}{2643.004} = 0,018 \text{ m}$$

$$ea = e + \frac{h}{2} - d' = 0,258 \text{ m}$$

Le moment fictive Ma:

$$Ma = N \times e_a = 2643.004 \times 10^{-3} \times 0.258 = 0,684 \text{ MN.m}$$

$$N_u \times (d-d') - Ma = 2643.004 \times 10^{-3} \times (0,54 - 0,06) - 0,684 = 0,58$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}) b d^2 \sigma_{bc} = (0,337 - 0,81 \times \frac{0,06}{0,54}) \times 0,6 \times 0,54^2 \times 14,17 = 0,61$$

Donc : $0,58 < 0,61$

$$N_u \times (d-d') - Ma \leq (0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}) b d^2 \sigma_{bc}$$

→ Section partiellement comprimé

Moment réduits :

$$\mu = \frac{Ma}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,684}{0,54^2 \times 0,6 \times 14,17} = 0,27$$

→ La section est à simple armature

Section d'armature :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,27}) = 0,41$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,54 \times (1 - 0,4 \times 0,41) = 0,45$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{Ma}{Z} - N \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{0,684}{0,45} - 2,643 \right) = -32,43 < 0$$

Le ferrailage est négatif, alors on va ferrailer avec le minimum du RPA99 version 2003.

Armature minimales :

$$A_{\min} = 0,7\% (b \cdot h) \quad (\text{zone I})$$

$$A_{\min} = 0,7\% \times 60 \times 60 = 25,2 \text{ cm}^2$$

Armature maximales :

- Zone courante

$$A_{\max} = 4\% (b \cdot h)$$

$$A_{\max} = 0,04 \times 60 \times 60 = 144 \text{ cm}^2$$

- Zone de recouvrement:

$$A_{\max} = 6\% (b \cdot h) = 216 \text{ cm}^2$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40φ 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).

Tableau V.5 : Ferrailage longitudinale des poteaux

Niveaux	Section	A_{min} RPA (cm ²)	A_{max} RPA (Zone courante) cm ²	A_{max} RPA (zone de recouvrement) cm ²	A calculé (cm ²)	Ferrailage longitudinale	
						Section (cm ²)	choix
Sous Sol	60×60	25,20	144	216	-32.43	33.17	8T20+4T16
RDC	60×60	25.20	144	216	-27.03	33.17	8T20+4T16
Etage 1	55×55	21.18	121	181.5	-23.40	25.13	8T20
Etage 2	55×55	21.18	121	181.5	-20.03	25.13	8T20
Etage 3	50×50	17.50	100	150	-15.88	25.13	8T20
Etage 4	45×45	14.18	81	121.5	-12.18	16.08	8T16
Etage 5	40×40	11.20	64	96	-8.81	12.06	6T16
Etage 6	35×35	8.58	49	73.5	-5.73	9,24	6T14
Etage 7	30×30	6.30	36	54	-3.79	6,79	6T12
Etage 8	30×30	6.30	36	54	-1.76	6,79	6T12
Etage 9	30×30	6.30	36	54	-1.42	6,79	6T12

Calcul des armatures transversales :

D'après le RPA99 v2003 :

$$\frac{A_t \cdot \rho \times T_{max}}{t \cdot h1 \times f_e}$$

- T_{max} : L'effort tranchant de calcul.
- $h1$: la hauteur totale de la section brute.
- f_e : La contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ; $f_e=235$ MPa.
- ρ : Coefficient connecteur.

$\rho = 2,5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3,75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \leq 5$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\varphi t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi l \right) \dots \dots \dots [\text{BAEL91}]$$

- Φl : Le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

$$\varphi t \leq \min (1.7; 6; 1.2) \text{ on adopte } \varphi 8$$

Calcul de l'espacement

Zone nodale : (zone I)

$$t \leq \min (10 \varphi l ; 15 \text{ cm}) \longrightarrow t \leq \min (12 ; 15 \text{ cm}) \longrightarrow t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante : (zone I)

$$t' \leq \min 15 \varphi l \longrightarrow t' \leq 18 \text{ cm} \longrightarrow t' = 15 \text{ cm}$$

Recouvrement :

D'après le RPA99 V2003 :

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone I).

$\Phi = 2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$
 $\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm} \rightarrow L_r = 65 \text{ cm}$
 $\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm} \rightarrow L_r = 60 \text{ cm}$
 $\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm} \rightarrow L_r = 50 \text{ cm}$

La longueur de la zone nodale

$h' = \max(h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$ selon le RPA99v2003 $\rightarrow h' = 60 \text{ cm}$.

Tableau V.6 : ferrailage transversale des poteaux

Etage	h (cm)	T_{\max} (KN)	λ_g	ρ	t	t'	At(cm ²)	Choix
Sous sol	60	23.119	3,57	3,75	10	15	0,616	$\phi 8$
RDC	60	48.362	3,57	3,75	10	15	1.278	$\phi 8$
1	55	41.839	3.89	3,75	10	15	1.213	$\phi 8$
2	55	41.990	3.89	3,75	10	15	0,218	$\phi 8$
3	50	39.99	4.28	3,75	10	15	1.276	$\phi 8$
4	45	32.650	4.76	3,75	10	15	1.157	$\phi 8$
5	40	28.970	5.36	2,5	10	15	0.770	$\phi 8$
6	35	25.090	6,12	2,5	10	15	0.762	$\phi 8$
7	30	21.710	7,14	2,5	10	15	0.769	$\phi 8$
8	30	22.618	7,14	2,5	10	15	0.805	$\phi 8$
9	30	33.088	7,14	2,5	10	15	1.173	$\phi 8$

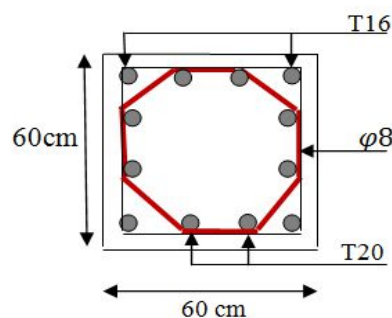


Figure V.1 : Ferrailage de poteau de sous sol

V.3. Les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

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

Les travées et les appuis des poutres sont sollicités défavorablement sous :

- Combinaison fondamentale : BAEL 91
1,35G+1,5Q (ELU)

- Combinaison accidentelles : RPA 99v2003

$G+Q \pm E$

$0,8G \pm E$

V.3.1. Ferrailage des poutres principales :

On va prendre comme un exemple de calcul « poutre principale au niveau de RDC »

Tableau V.7 : Sollicitations de la poutre principale

	ELU		ELS		$G+Q \pm E$		$0,8G \pm E$	
	Mt (KN)	Ma (KN)	Mt (KN)	Ma (KN)	Mt (KN)	Ma (KN)	Mt (KN)	Ma (KN)
30*40 cm ²	80,13	159.028	56.61	112.44	56.71	100.51	25.70	44.97
V (KN)	164.85		116.50		112.28		50.45	

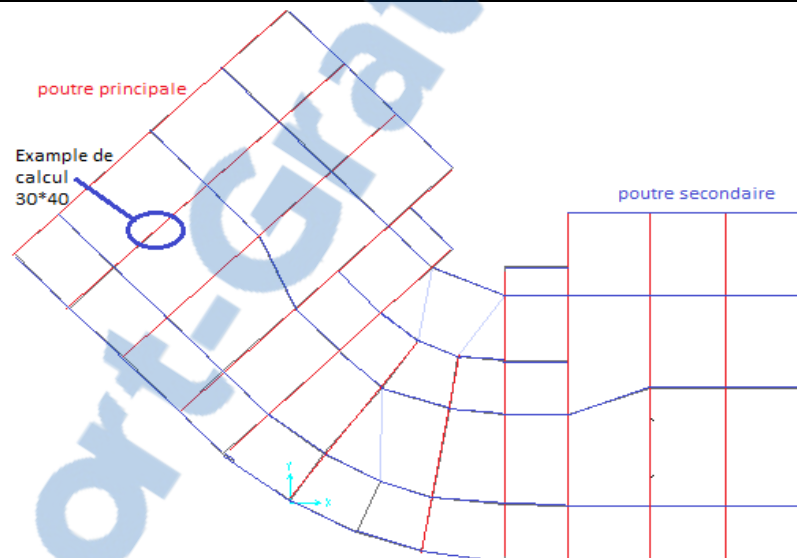


Figure V.2 : Exemple de calcul de poutre principale

Ferrailage longitudinale :

En travée :

- ELU

$$M_u = 80,13 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \longrightarrow \mu_u = \frac{0,008013}{0,3 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,17} = 0,145 \leq 0,392$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,145}) = 0,197$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = d(1 - 0,4 \times 0,197) = 0,332 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{0,008013}{0,332 \times 348} \quad A_{st} = 6,94 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisi est de 5T14 de section 7,70 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{30 \times 40}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (1,2 ; 1,45) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1,45 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{la section est vérifiée.}$$

- **ELS**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{80,13}{56,61} = 1,415 \quad ; \quad \alpha_{travée} = 0,197$$

$$\alpha \leq \frac{1,415-1}{2} + \frac{25}{100} \longrightarrow \alpha \leq 0,457$$

$\alpha_{Travée} < \alpha$ donc la condition est vérifiées.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 fc28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \left(\frac{2}{3} fe ; 110 \sqrt{nf t 28} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

Armature maximales :

Selon le RPA99V2003 :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{zone courante}$$

$$A_{\max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{zone de recouvrement}$$

Armature minimales :

Selon le RPA v2003 : $A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \longrightarrow A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$

$$A_{st \text{ travée}} = 7,70 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

En appuis :

- **ELU**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \longrightarrow \mu_u = \frac{0,159028}{0,3 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,17} = 0,29 \leq 0,392$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,44$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,296 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{0,159028}{0,296 \times 348} \longrightarrow A_{st} = 15,34 \text{ cm}^2$$

Donc A_{st} choisie = 8T16 de section 16,08 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(1,2 ; 1,45) \text{ cm}^2$$

$A_{st} \geq 1,45 \text{ cm}^2$ la section est vérifiée.

- **ELS**

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{159.028}{112.44} = 1,41 \quad ; \quad \alpha_{travée} = 0,44$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{25}{100} \longrightarrow \alpha \leq 0,455$$

$\alpha_{Travée} < \alpha$ donc la condition est vérifiées.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f t 28}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

Armature minimales :

Selon le RPA v2003 : $A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \longrightarrow A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$

$A_{st \text{ appuis}} = 16,08 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$

Armature maximales :

Selon le RPA99V2003 :

$A_{\max} = 4\% (b^*h) = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{zone courante}$

$A_{\max} = 6\% (b^*h) = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{zone de recouvrement}$

V.3.1.2. Ferrailage transversale :

Espacement entre les armatures : (Selon le RPA)

Zone nodale :

$$St \leq \left(\frac{h}{4} ; 12\phi l ; 30 \text{ cm}\right)$$

$$St \leq \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm}\right)$$

$$St \leq (10 ; 14,4 ; 30 \text{ cm}) \quad \text{On choisit } St = 10 \text{ cm}$$

Zone courant :

$$S't \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \implies S't \leq 20 \text{ cm} \implies \text{On choisit } S't = 15 \text{ cm}$$

Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_{\min}, \frac{b}{10}\right). \implies \varphi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; 1,2, \frac{30}{10}\right).$$

On prend $\varphi_t = \varphi_8$ la longueur minimale de recouvrement est de 40φ (aone I)..... RPA99

$\varphi=1,6 \text{ cm}$ $\rightarrow L_f=1,6 \times 40=64 \text{ cm}$, alors on adopte $L_r=65 \text{ cm}$

$\varphi=1,4 \text{ cm}$ $\rightarrow L_f=1,4 \times 40=56 \text{ cm}$, alors on adopte $L_r=60 \text{ cm}$

$\varphi=1,2 \text{ cm}$ $\rightarrow L_f=1,2 \times 40=48 \text{ cm}$, alors on adopte $L_r=50 \text{ cm}$

La jonction par recouvrement doit être faite si possible à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$$l'=2 \cdot h=80 \text{ cm} \dots \text{RPA99}$$

Récapitulatif**Tableau V.8** : Récapitulatif des résultats de ferrailage des poutres principales

poutre	Niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A _{min} (cm ²)	Travée (cm ²)		Appuis (cm ²)		Φ (mm)	S _t (cm)	S' _t (cm)
			A _{calculé}	choix	A _{calculé}	choix			
Poutres Principales	S sol	6	6.95	5T14 7.70cm ²	15.03	8T16 16.08cm ²	φ8	10	15
	RDC	6	6.94	5T14 7.70cm ²	15.38	8T16 16.08cm ²	φ8	10	15
	Etage1	6	5.24	5T12 5.65cm ²	11.53	8T14 12.32cm ²	φ8	10	15
	Etage2	6	5.29	5T12 5.65cm ²	11.67	8T14 12.32cm ²	φ8	10	15
	Etage3	6	5.34	5T12 5.65cm ²	12.05	8T14 12.32cm ²	φ8	10	15
	Etage4	6	4.72	5T12 5.65cm ²	10.75	7T14 10.78cm ²	φ8	10	15
	Etage5	6	4.87	5T12 5.65cm ²	11.28	8T14 12.32cm ²	φ8	10	15
	Etage6	6	4.98	5T12 5.65cm ²	11.72	8T14 12.32cm ²	φ8	10	15
	Etage7	6	5.26	5T12 5.65cm ²	12.20	8T14 12.32cm ²	φ8	10	15
	Etage8	6	5.19	5T12 5.65cm ²	12.58	2T12+7T14 13.04cm ²	φ8	10	15
Etage9	6	5.95	4T14 6.16cm ²	12.92	2T12+7T14 13.04cm ²	φ8	10	15	

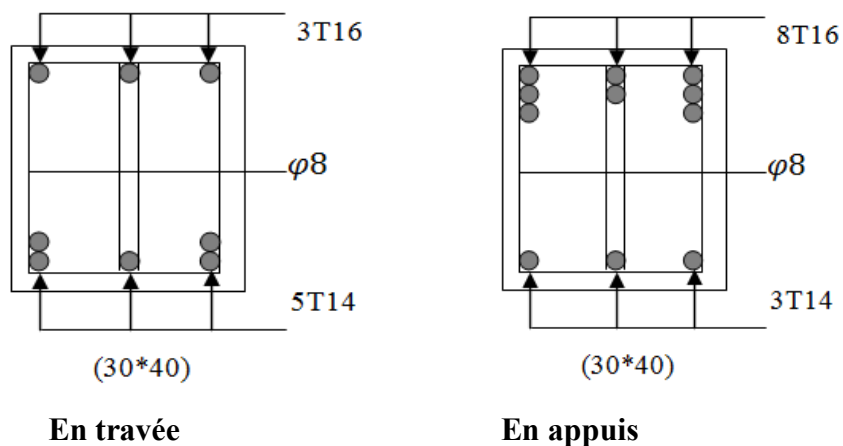


Figure V.3 : Ferrailage de poutre principale (30* 40)

V.3.2. Ferrailage des poutres secondaires :

On va prendre comme un exemple de calcul « poutre secondaire au niveau de RDC

Tableau V.9 : Sollicitations de la poutre secondaire

	ELU		ELS		G+Q± E		0,8G± E	
	Mt (KN)	Ma (KN)	Mt (KN)	Ma (KN)	Mt (KN)	Ma (KN)	Mt (KN)	Ma (KN)
30*40 cm ²	7.43	16.27	5.50	12.06	6.30	18.26	5.29	15.66
V (KN)	25.15		18.60		22.003		18.08	

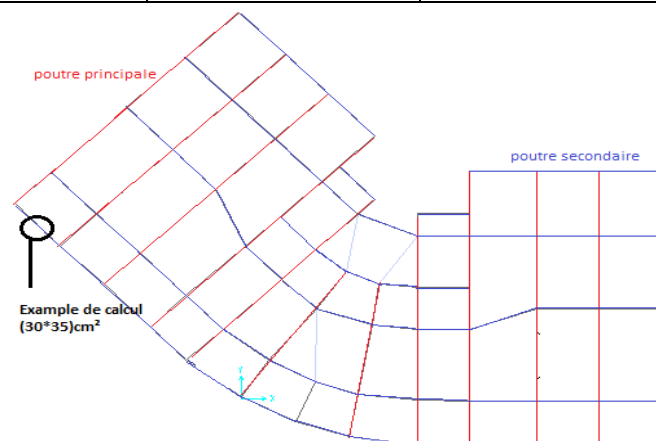


Figure V.4 : Exemple de calcul de poutre secondaire

V.3.2.1. Ferrailage longitudinale :

En travée :

- **ELU**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,00743}{0,3 \times (0,9 \times 0,35)^2 \times 14,17} = 0,018 \leq 0,392$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,018}) = 0,0227$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = d(1 - 0,4 \times 0,0227) = 0,312m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{0,00743}{0,312 \times 348} = 0,68 \text{ cm}^2$$

Ferrailage choisi est de 4T14 de section 6,16 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{30 \times 35}{1000}; 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(1,05; 1,14) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 1,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{la section est vérifiée.}$$

• ELS

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7,43}{5,50} = 1,351 \quad ; \quad \alpha_{travée} = 0,0227$$

$$\alpha \leq \frac{1,351 - 1}{2} + \frac{25}{100} \longrightarrow \alpha \leq 0,42$$

$\alpha_{Travée} < \alpha$ donc la condition est vérifiées.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

Armature maximales :

Selon le RPA99V2003 :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) = 42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{zone courante}$$

$$A_{\max} = 6\% (b \times h) = 63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{zone de recouvrement}$$

Armature minimales :

$$\text{Selon le RPA v2003 : } A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \longrightarrow A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ travée}} = 6,16 = 7,91 \text{ cm}^2 > 5,25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

En appuis :

• ELU

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \longrightarrow \mu_u = \frac{0,01627}{0,3 \times (0,9 \times 0,35)^2 \times 14,17} = 0,039 \leq 0,392$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,049$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,31m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{0,01627}{0,31 \times 348} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Donc A_{st} choisie 5T14 de section 7,70cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (1,05 ; 1,14) \text{ cm}^2$$

$A_{st} \geq 1,14 \text{ cm}^2$ la section est vérifiée.

• **ELS**

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{16,27}{12,03} = 1,35 \quad ; \quad \alpha_{travée} = 0,049$$

$\alpha_{Travée} < \alpha$ donc la condition est vérifiées.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

Armature minimales :

Selon le RPA v2003 : $A_{min} = 0,5\% (b \times h) \longrightarrow A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2$

$A_{st \text{ appuis}} = 7,70 \text{ cm}^2 > 5,25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$

Armature maximales :

Selon le RPA99V2003 :

$A_{max} = 4\% (b \times h) = 42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{zone courante}$

$A_{max} = 6\% (b \times h) = 63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{zone de recouvrement}$

Ferrailage transversale :

Espacement entre les armatures : (Selon le RPA)

Zone nodale :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$St \leq \min \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$St \leq \min(8,75 ; 14,4 ; 30 \text{ cm})$$

On choisit $St = 7 \text{ cm}$

Zone courant :

$$S't \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} \Rightarrow S't \leq 17,5 \text{ cm}$$

On choisit $s't = 15 \text{ cm}$

Diamètre des armatures transversales :

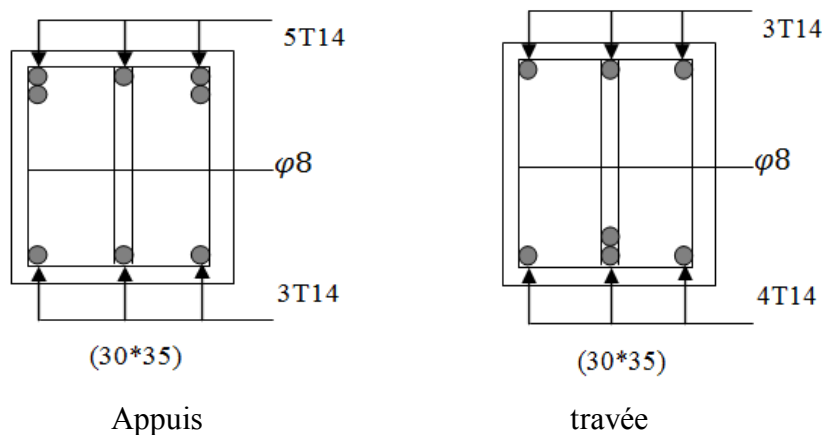
$$\varphi t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varphi \min, \frac{b}{10} \right).$$

$$\varphi t \leq \min \left(\frac{35}{35}; 1,2, \frac{30}{10} \right).$$

On prend $\varphi t = \varphi 8$

Récapitulatif**Tableau V.10** : Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire

poutre	niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A _{min} (cm ²)	Travée (cm ²)		Appuis (cm ²)		Φ (mm)	S _t (cm)	S' _t (cm)
			A _{calculé}	choix	A _{calculé}	choix			
Poutre secondaire	S sol	5,25	0,68	4T14	1.39	5T14	φ8	7	15
	RDC	5,25	0,68	4T14	1,51	5T14	φ8	7	15
	Etage1	5,25	0,68	4T14	1.62	5T14	φ8	7	15
	Etage2	5,25	0,68	4T14	1.74	5T14	φ8	7	15
	Etage3	5,25	0,69	4T14	1.82	5T14	φ8	7	15
	Etage4	5,25	0,71	4T14	1.89	5T14	φ8	7	15
	Etage5	5,25	0,74	4T14	1.94	5T14	φ8	7	15
	Etage6	5,25	0,78	4T14	1.89	5T14	φ8	7	15
	Etage7	5,25	0,81	4T14	1.85	5T14	φ8	7	15
	Etage8	5,25	0,82	4T14	2.06	5T14	φ8	7	15
Etage9	5,25	0,93	4T14	1.49	5T14	φ8	7	15	

**Figure V.5** : Ferrailage de poutre secondaire (30*35)

V.4. Les voiles

V.4.1. Introduction :

Le voile est un élément important de la structure, destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments comme il peut jouer le rôle de mur de soutènement. Il se calcule comme un poteau (élément vertical) en flexion composée. Leur ferraillement est composé d'armature verticale et d'armatures horizontales.

Selon le RPA99V2003 les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$1.35G+1.5Q \text{ (ELU)}$$

$$G+Q \text{ (ELS)}$$

$$G+Q \pm 1.2E$$

V.4.2. Vérification des contraintes tangentielles :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b = T/b.d \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_b = T/b.d \leq 0,06 f_{c28}$$

(L'article 7.7.2 et l'article 7.7.3.1 RPA99V2003) avec $b=1\text{ml}$ et $d=0,9*0,2=0,18\text{m}$

Tableaux V.11 : Vérification de la contrainte

	V_{\max}	$\tau_b(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$	$0,06 f_{c28}$	observation
Voile	11.72	0.065	5	1.5	CV

V.4.3. Calcul des voiles :

Pour le ferraillement des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le RPA99.

- Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :
 - Globalement dans la section des voiles 0,15%
 - En zone courante 0,10%
- L'espacement des barres horizontale et verticales : $S < \min(15a;30)$

IV.4.2.1. Détermination du ferraillement : (méthode des contraintes)

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section (0,2m*1ml) de la même manière que les poteaux. Et on prend comme un exemple de calcul le voile le plus sollicité.

Tableau V.12 : Sollicitation des voiles.

section	N [KN]	M1 (KN.m)	M2 (KN.m)	T(KN)
(0.2*1)	1499.46	16.59	4.02	11.72

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} = \frac{b.h^3}{12} = \frac{0.2 \times 1^3}{12} = 0.017 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{1499.46}{0.2} + \frac{16.59 \times 11.72}{0.017} \sigma_1 = 18.93 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{1499.46}{0.2} - \frac{16.59 \times 11.72}{0.017} \sigma_2 = -3.94 \text{ MPa} < 0$$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$ la section des voiles est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des armatures pour la zone tendue.

Ferraillage verticale :

$A_{min} = 0,15\% (h \cdot b)$ (Article 7.7.4.3 du RPA)

$A_{min} = 0,0015 \cdot (20 \cdot 100) = 3 \text{ cm}^2$

On choisit ; 5T12 de section 5,65 cm²

Ferraillage horizontale :

$A_{min} = 0,15\% (h \cdot b)$ (Article 7.7.4.3 du RPA)

$A_{min} = 0,0015 \cdot (20 \cdot 100) = 3 \text{ cm}^2$

On choisit ; 5T12 de section 5,65 cm²

Espacement :

D'après le RPA99V2003, on a :

Espacement vertical et horizontal $S \leq \min (1,5e ; 30\text{cm})$

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

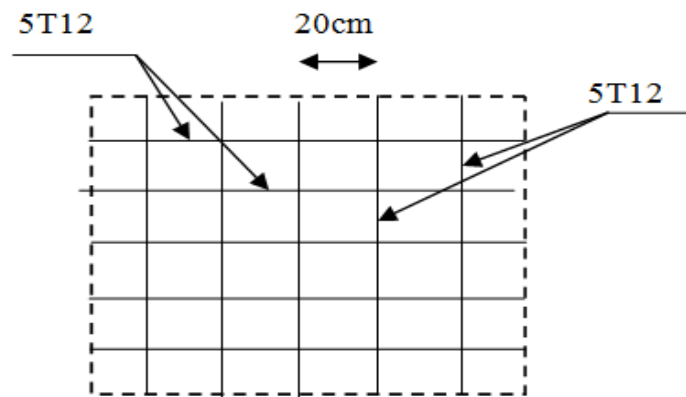


Figure V.6 : Dessin de ferraillages des voiles

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Les fondations servent à transmettre au sol support les charges qui proviennent de la superstructure, à savoir : le poids propre ou charge permanente ; les surcharges d'exploitation ; les charges climatiques et sismiques.

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

VI.2. Calcul de la contrainte admissible :

$$q_{adm} = \frac{ql - \gamma d}{F_s} + \gamma d$$

Avec : F_s : Coefficient de sécurité, généralement pris égale à 3.

ql : Capacité portante par unité de surface.

γd : Le poids volumique du sol sous la base de la fondation. ($\gamma d = 17 \text{ KN/m}^3$).

$$ql = \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times N_\gamma + \gamma \times D \times N_q + C \times N_c$$

N_γ ; N_q ; N_c : Facteurs de portance dynamique.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

B : la largeur de la fondation

φ° : L'angle de frottement interne. $\varphi = 40^\circ \rightarrow N_q = 64,2$

$$N_\gamma = 106$$

C : La cohésion. $C = 0$

$$\gamma d = \frac{\gamma_s \times \gamma}{\gamma_s - \delta w} \quad \text{Avec } \gamma_s = 26,6 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma = \frac{\gamma d \times (\gamma_s - \delta w)}{\gamma_s} = \frac{17 \times (26,6 - 10)}{26,6} = 10,6 \text{ KN/m}^3$$

On prend $B = 1 \text{ m}$ et $D = 0,8 \text{ m}$

$$ql = \frac{1}{2} \times 10,6 \times 1 \times 106 + 10,6 \times 0,8 \times 64,2 = 1106,21 \text{ KN/m}^3$$

$$q_{adm} = \frac{1106,21 - 17}{3} + 17 = 3,8 \text{ bar}$$

VI.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construit.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 3.8 bars mais un important effort normal, il ya lieu de projeter à priori, des fondations superficiels de type :

- Semelles isolés sous poteau.
- Semelles filantes.

Tout d'abord on propose des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles

VI.3.1. Les surfaces nécessaires des semelles :

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec $N_s = N_G + N_Q$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.38 \text{ MPa}$$

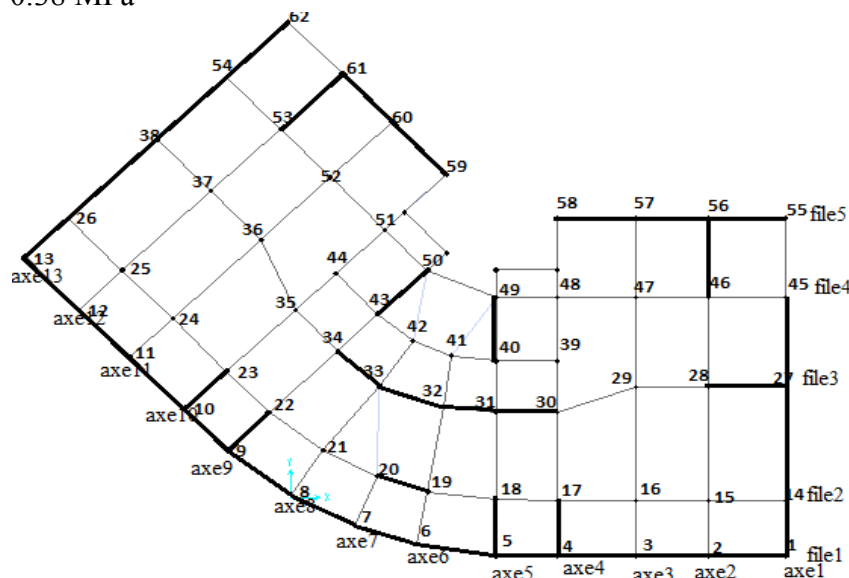


Figure VI.1 : Les numérations des semelles

Les surfaces des semelles isolées revenant à chaque poteau sont données par le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Les différentes surfaces des semelles sous poteaux

semelles	Ns [KN]	Ss [m ²]	semelles	Ns [KN]	Ss [m ²]
15	1640.483	4.16	37	544.457	2.40
16	1593.99	4.10	39	1102.019	3.40
21	1334.311	3.74	41	7.49.717	2.80
24	1593.621	4.10	42	771.058	2.84
25	1649.678	4.16	44	1158.465	3.50
29	1882.579	4.46	47	1621.533	4.12
35	1360.524	3.78	48	1412.745	3.88
36	1909.508	4.48	51	1358.997	3.78
			52	1632.07	4.14

Les surfaces des semelles filantes revenant à chaque voile sont données par le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Les différentes surfaces des semelles filantes sous mur voile

semelles	Ns [KN]	Ss [m ²]	semelles	Ns [KN]	Ss [m ²]
1	254.126	1.63	30	761.105	2.66
2	412.208	2.08	31	651.753	2.62
3	356.714	1.93	32	1169.182	3.40
4	357.040	1.94	33	1289.140	3.60
5	341.391	1.89	34	1244.170	3.60
6	62.346	0.82	38	363.450	1.96
7	97.284	1.02	40	540.199	2.20
8	58.680	0.78	43	582.518	2.48
9	379.346	1.98	46	498.254	2.30
10	353.832	1.92	49	566.923	2.44
11	357.995	1.94	50	601.762	2.52
12	412.912	2.08	53	526.982	2.36
13	263.760	1.66	54	368.069	1.96
14	316.504	1.82	55	63.281	0.82
17	510.001	2.32	56	269.764	1.68
18	549.946	2.40	57	270.088	1.68
19	1434.87	3.88	58	180.767	1.36
20	1038.169	3.30	59	153.008	1.26
22	530.367	2.36	60	402.898	2.06
23	551.557	2.40	61	345.934	1.90
26	347.287	1.90	62	185.067	1.38
27	362.912	1.96	28	533.666	2.38

Ceci nous amène à proposer :

- Des semelles isolées sous poteaux.
- Des semelles filantes sous voiles.

VI.4. Calcul de la semelle isolée :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle isolée sous poteaux qui est la plus sollicitée :

ELS: Ns = 1909.508 KN ; Ms = 15.08 KN.m

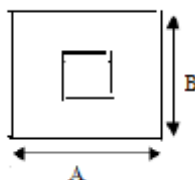
ELU: Nu = 2644.114 KN ; Mu = 21.49 KN.m

VI.4.1. Prédimensionnement:

$$e = \frac{Ms}{Ns} = \frac{15.08}{1909.508} = 0.79 \text{ cm.}$$

On considère une semelle rectangulaire [A*B] située sous un Poteau carré :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \frac{A}{B} = 1 \rightarrow A=B$$



$$\sigma = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Ns}{A.B} \leq \bar{\sigma}_{\text{SOL}}$$

$$\sigma = \left(1 + \frac{3 \times 0.0079}{B}\right) \frac{1909.508}{A.B} \leq 380 \text{ MPa}$$

$$380 A^3 - 1909.509A - 45.25 \geq 0 \rightarrow A \geq 2.25 \text{ m}$$

On prend $A=B= 2.40 \text{ m}$

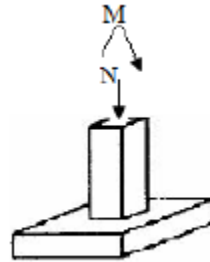
Vérification des conditions de stabilité:

D'après le B.A.E.L 91, on a :

$$e = 0.0079 \leq \frac{A}{6} = \frac{2.40}{6} = 0.40 \dots \text{cv}$$

D'après le R.P.A99V2003, on a :

$$e = 0.0079 \leq \frac{A}{6} = \frac{2.40}{6} = 0.40 \dots \text{cv}$$



Vérification des conditions de rigidité :

$$d \geq \max \left(\frac{A-a}{4} ; \frac{B-b}{4} \right) = 45 \text{ cm}$$

On prend; $d= 50 \text{ cm} \rightarrow h= d+5 = 55 \text{ cm}$

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \frac{Ns}{A.B} = 388.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \frac{Ns}{A.B} = 324.96 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = 372.285 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 372.285 \leq 380 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.4. Calcul du ferrailage :

$$e = 0.0079 \leq \frac{B}{6} = \frac{2.4}{6} = 0.4$$

$$e = 0.0079 \leq \frac{B}{18} = \frac{2.4}{18} = 0.133$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tous au long de la semelle, on utilise:

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e}{B}\right) N_u = 2670.22 \text{ KN}$$

$$A_{xt} = A_{yt} = \frac{N'_u (A-a)}{8.d.\sigma_{st}} = 34.52 \text{ cm}^2$$

On choisit : 17T16 de section 34.81 cm^2

Espacement :

$$e \geq \max (6\phi + 6 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Tableau VI.3 : Récapitulatif des résultats des semelles isolées

N° semelles	Ns [KN]	Nu [KN]	Ms [KN]	e [m]	A=B	A _{st} calculée	choix	Section (cm ²)	Esp cm
36	1909.50	2644.14	15.18	0.079	2.40	34.52	17T16	34.81	20
29	1882.57	2606.79	16.60	0.008	2.40	34.08	17T16	34.81	
25	1649.67	2277.69	35.11	0.021	2.20	33.67	17T16	34.81	
15	1640.48	2264.96	34.71	0.021	2.20	33.48	17T16	34.81	
52	1632.07	2257.23	2.58	0.001	2.20	32.50	16T16	32.71	
47	1621.53	2242.92	6.35	0.039	2.20	32.39	16T16	32.71	
39	1102.02	1520.55	5.45	0.005	2.20	32.62	16T16	32.71	
24	1593.62	2203.42	35.56	0.022	2.20	32.62	16T16	32.71	
48	1412.75	1944.82	6.35	0.004	2.00	28.14	14T16	28.15	
35	1360.52	1818.53	19.75	0.015	2.00	26.69	18T14	27.71	
51	1358.99	1871.77	6.71	0.004	2.00	27.09	18T14	27.71	
21	1334.31	1836.18	6.65	0.005	2.00	26.59	18T14	27.71	
44	1158.45	2599.17	3.76	0.003	1.80	24.16	16T14	24.63	
39	1102.02	1520.55	5.45	0.005	1.80	22.02	15T14	23.09	
42	771.05	1061.37	7.69	0.009	1.80	15.50	11T14	16.94	
41	749.52	1031.35	6.64	0.008	1.80	15.03	10T14	15.39	
45	524.53	717.714	0.41	0.001	1.80	10.32	7T14	10.78	

Vérification au poinçonnement :

D'après le B.A.E.L 91, la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq \bar{N}_u = 0,045 \cdot P_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : h=0.55m ; P_c : le périmètre utile.

$$P_c = [(a+h+b+h) \cdot 2] = [(a+h) \cdot 4] = 4,6m$$

$N_u = N_{u0} \cdot (1 - \frac{S_0}{S_t})$ et N_{u0} : Effort maximal tiré à partir du fichier SAP2000.

$$N_{u0} = 1909.50 \text{ KN}$$

$$S_0 = (a+h) \cdot (b+h) = 1.3225 \text{ m}^2$$

$$S_t = A \cdot B = 5.82 \text{ m}^2$$

$$N_u = 1.476 \text{ MN} \leq 2.64 \text{ MN} \dots \dots \dots cv$$

VI.5. Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteaux :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante centrale

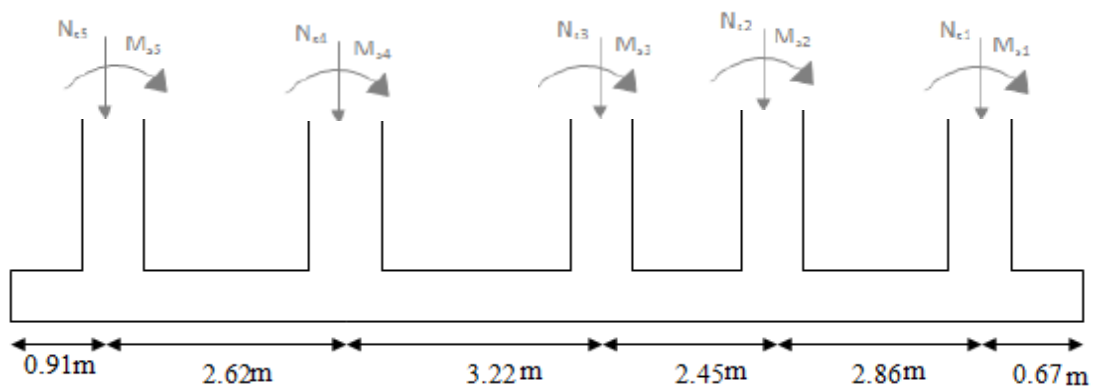


Figure VI.2 : Chargement de la semelle filante à ELS

Tableau VI.4 : Récapitulatif des efforts internes M et N

Poteaux	Ns [KN]	Ms KN
1	671.105	13.29
2	651.753	10.15
3	1069.182	14.41
4	1289.14	4.97
5	1244.14	18.45

VI.5.1. Pré dimensionnement :**Calcul de la résultante :**

$$R = \sum Ni = 671.105 + 651.753 + 1069.182 + 1289.14 + 1244.14 = 4925.32 \text{ KN}$$

Calcul de l'excentricité :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow X = \frac{\sum Ni \cdot xi}{R}$$

$$X = \frac{26949.198}{4925.32} = 5.47 \text{ m}$$

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{12.73}{2} - 5.47$$

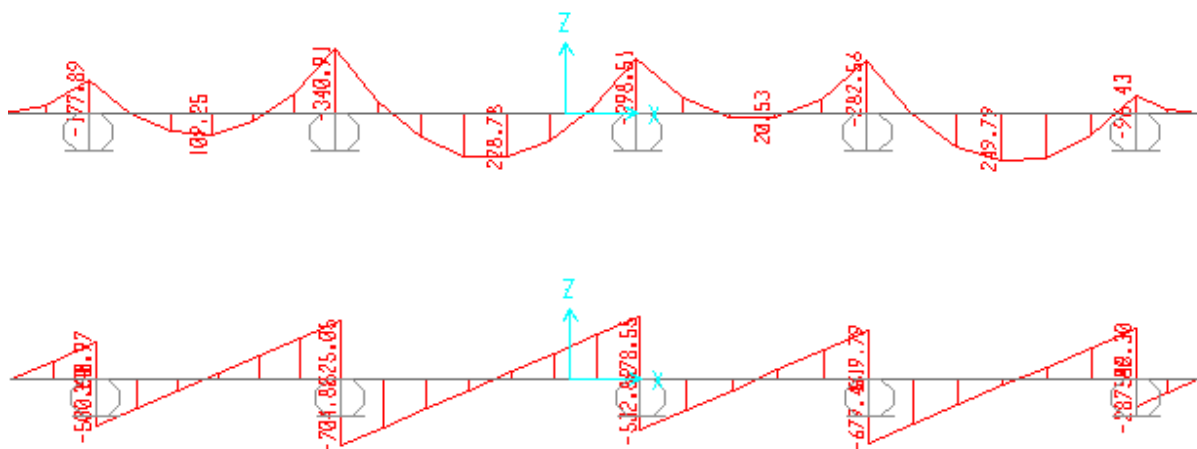
$$e = 0.895 \text{ m} < \frac{L}{6} = 2.12 \text{ m} \Rightarrow \text{Alors la répartition est linéaire.}$$

$$B \geq \left(1 + \frac{3e}{L}\right) \cdot \frac{R}{L \cdot \bar{\sigma}_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \cdot 0.895}{12.73}\right) \cdot \frac{4.92532}{12.73 \cdot 0.38}$$

$$B \geq 1.23 \Rightarrow \text{on prend } B = 1.5 \text{ m}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = 0.23 \Rightarrow \text{on prend } d = 0.3 \text{ m}$$

$$ht = d + 5 = 0.35 \text{ m}$$

Calcul des efforts internes :**Figure VI.3** : Diagramme des efforts internes de la semelle filante étudiée à ELU

VI.5.2. Calcul du ferrailage :

$$\sigma_M = \frac{R}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = 366.75 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_m = \frac{R}{BL} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = 149.13 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = 312.35 \text{ KN/m}^3 \quad \longrightarrow \quad \sigma_{\text{moy}} = 312.35 \text{ KN/m}^3 \leq \sigma_{\text{sol}} = 380 \text{ KN/m}^3$$

Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en T renversé :

$B=1.5\text{m}$; $b=0.6\text{m}$; $h_0=0.35\text{m}$; $h=0.7\text{m}$; $d=0,9.h=0.63\text{m}$; $\sigma_{st}=348 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$

ELU

En travée :

$$M_{\text{ut max}} = 249.79 \text{ KN. m} = 249,79 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Moment qui équilibre la table :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \cdot (d - h_0/2)$$

$$M_t = 1,5 \times 0,35 \times 14,17 \times (0,63 - \frac{0,35}{2}) = 3.385 \text{ KN.m}$$

$M_{\text{ut}} < M_t$ (l'axe neutre sera à l'intérieure de la table)

Le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire (b.h) cm²

$$\mu = \frac{M_{\text{max}}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,24979}{0,63^2 \times 0,6 \times 14,17} = 0,074$$

$\mu < 0,392 \quad \longrightarrow$ les armatures comprimés ne sont pas nécessaire

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{bc}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,096 \\ Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,606 \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0,24979}{0,606 \times 348} = 11.85 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 8T14 = 12.32 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité : [B.A.E.L91]

$$A_{st} \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,6 \times 0,63 \frac{2,1}{400} = 4,56 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

En appuis:

$$M_{\text{uapmax}} = 340,91 \text{ KN. m} = 0,34091 \text{ MN. m}$$

$$M_t = 3,384 \text{ MN.m}$$

$M_u < M_t$ (l'axe neutre sera à l'intérieure de la table)

Le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire (b.h) cm²

$$\mu = \frac{M_{\text{max}}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,34091}{0,63^2 \times 1,5 \times 14,17} = 0,040$$

$\mu < 0,392$ → les armatures comprimés ne sont pas nécessaire

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{bc}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,051 \\ Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,617 \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0,34091}{0,617 \times 348} = 15,88 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 8T16 = 16,08 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité : [B.A.E.L91]

$$A_{st} \geq 0,23 \text{ b.d.} \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,6 \times 0,63 \frac{2,1}{400} = 4,56 \text{ cm}^2 \dots \text{cv}$$

Calcul des armatures transversales :

On prend un diamètre des armatures transversales : $\phi_t = \phi 10 \text{ mm}$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$

ELS :

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 :

En travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{249,79}{185,03} = 1,35$$

$$\frac{1,35-1}{2} + \frac{28}{100} = 0,46 \rightarrow \alpha = 0,096 < 0,46 \dots \text{cv}$$

En appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{340,91}{252,53} = 1,35$$

$$\frac{1,35-1}{2} + \frac{28}{100} = 0,46 \rightarrow \alpha = 0,096 < 0,46 \dots \text{cv}$$

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

Vérification au cisaillement :

D'après BAEL91, on a :

$$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d = \frac{0,704888}{0,6 \times 0,63} \rightarrow \tau_u = 1,86 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \text{CV}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

VI.5.3. Récapitulatif des différentes semelles filantes :**Tableau VI.5:** Les sections des différentes semelles filantes.

Type	R [KN]	X [m]	e [m]	L [m]	B [m]	h0 [m]	H [m]	σ_{moy} [KN/m ²]	$\sigma_{moy} \leq$ σ_{sol}
File1 SF1 (1...5)	1721.479	7.25	-0.13	14.23	1	0.35	0.7	117.530	cv
File1 SF2 (5...9)	939.047	7.74	-0.31	14.86	1.5	0.35	0.7	39.48	cv
File1 SF1 (9...13)	1766.95	7.71	-0.51	14.4	1	0.35	0.7	109.67	cv
File2 SF3 (19,20)	2476.04	1.81	0.27	4.28	1	0.35	0.7	288.41	cv
File3 SF4 (30..34)	4925.32	5.47	0.89	12.73	1.5	0.35	0.7	312.35	cv
File3 SF5 (27,28)	896.57	2.63	-0.28	4.69	1	0.35	0.7	156.32	cv
File5 SF6 (55..58)	783.90	4.88	1.86	11.21	1	0.35	0.7	83.41	cv
File5 SF6 (59..61)	545.84	2.73	1.17	7.79	1	0.35	0.7	101.51	cv
Axe1 SF7 (1..45)	1204.85	6.74	0.175	13.83	1.5	0.35	0.7	60.28	cv
Axe2 SF8 (46,56)	768.02	3.38	-0.78	5.2	1	0.35	0.7	81.23	cv
Axe4 SF9 (4,17)	867.04	1.91	0.09	3.63	1	0.35	0.7	220.10	cv
Axe5 SF10 (40,49)	1107.11	2.16	0.045	4.41	1	0.35	0.7	258.73	cv
Axe5 SF9 (5,18)	891.337	2.24	-0.27	3.94	1	0.35	0.7	179.71	cv
Axe9 SF10 (43,50)	1184.28	2.27	-0.21	4.5	1	0.35	0.7	259.66	cv
Axe9									

SF9 (9,22)	905.389	2.27	-0.13	3.82	1	0.35	0.7	19.79	cv
Axe10 SF9 (10,23)	905.389	1.68	0.335	4.03	1	0.35	0.7	280.69	cv
Axe12 SF8 (53,61)	872.92	2.06	0.47	5.06	1	0.35	0.7	220.59	cv
Axe13 SF7 (13..62)	527.633	8.26	0.62	17.75	1	0.35	0.7	63.34	cv

Tableau VI.6 : Le ferrailage des différentes semelles filantes sous voile et mur

Type	Mu [KN.m]		A _{st} calculé [cm ²]		A _{st} choisie [cm ²]	
	M _u app	M _u travée	App	Travée	App	Travée
SF1	606.29	505.73	30.71	25.10	10T20 31.43	8T20 25.13
SF2	679.89	562.71	35.71	28.53	10T16+5T20 35.81	10T16+3T20 29.53
SF3	67.96	49.96	3.31	2.29	7T12 7.92	6T12 6.79
SF4	340.91	249.79	15.88	11.85	8T16 16.08	6T16 12.06
SF5	53.39	316.57	2.45	15.18	9T16 18.10	8T16 16.08
SF6	371.12	251.71	17.99	11.94	9T16 18.10	6T16 12.06
SF7	361.38	180.38	17.46	8.45	9T16 18.10	6T14 9.24
SF8	215.05	29.72	10.03	2.36	7T14 10.78	3T14 3.08
SF9	116.01	23.87	5.39	1.09	7T14 6.16	2T12 2.26
SF10	166.83	30.14	7.80	1.44	7T12 7.92	2T12 2.26

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 :

$$f = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec : N : la valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis solidarisés [N= 1909.508KN].

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et du site [Zone I : S1 → $\alpha=15$]

$$f = \frac{1909.508}{15} = 127.30 > 20 \text{ KN} \dots \text{cv}$$

D'après le RPA99V2003, la dimension minimale de la section transversale de la longrine est de :

Pour site S1 : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

On choisit une section de $S = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

VI.6.2. Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st} = \frac{0.1273}{348} = 3.66 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99V2003, la section minimale est de :

$$A_{\min} = 0.6\% \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

On choisit : 6T12 de section 6.79 cm^2 .

Condition de non fragilité :

La section minimale :

$$A_{st \min} \geq b \cdot h \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.3 \times 0.3 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 4.725 \text{ cm}^2 \dots \text{cv}$$

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 $A_t = 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

VI.6.3. Espacement des cadres :

D'après le RPA99v2003 on a :

$$S_t \leq \min(15 \phi, 20 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(15 \times 1.20, 20 \text{ cm})$$

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

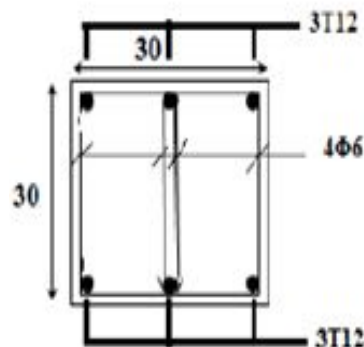


Figure VI.4: Ferrailage de la longrine

VI.5. Etude de voile périphérique : (voile de soutènement)

VI.5.1. Dimensionnement :

D'après RPA99V2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical)

Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur : $e=20$ cm

La hauteur de voile périphérique : $h=3.06$ m

G : surcharge d'exploitation $Q=1,5$ KN/m²

γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17$ KN/m³

ϕ : Angle de frottement interne du sol $\phi = 40^\circ$

K_a : coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K'_a = \frac{k_a}{\cos(\beta - \lambda)} \text{ avec } (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K'_a = K_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) = \text{tg}^2 (25^\circ) \rightarrow K'_a = K_a = 0,217$$

VI.5.2. Détermination des sollicitations:

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues à trois effets principaux :

- Effet de la poussée des terres.
- Effet de surcharge.
- La charge pondérée.

VI.5.3. Calcule de la force de poussée :

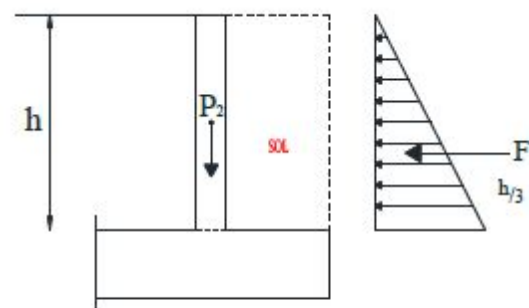
$$P_1 = K_a \cdot \gamma \cdot \frac{h^2}{2}$$

h: hauteur du voile

p_1 : poussée de terre

$$P_1 = 0,217 \times 17 \times \frac{3,06^2}{2} = 17,27 \text{ t/ml}$$

$$P_1 = 1,72 \text{ t/ml}$$



Charges appliquées sur le voile sous-sols

Figure V.5 : Charges appliquées sur le voile sous sols

VI.5.4. Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$P_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,217 \times 0,5 \times 3,06 = 0,414 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p_2 est alors un rectangle de hauteur h et de la base $K'_a \cdot \emptyset$, et la résultante p_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

VI.5.5. La charge pondérée :

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 1,35 \times 1,72 + 1,5 \times 0,414$$

$$Q = 2,94 \text{ t/ml}$$

VI.5.6. Calcul du ferrailage :

Le mur sera calculé comme des dalles encastrées sur quatre cotés avec les poteaux et les poutres, et chargées par la poussée des terres ; pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3,06 \text{ m (le sens de grand flexion)}$$

$$L_y = 5,74 \text{ m (le sens de petite flexion)}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{5,74} = 0,53 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travail dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{oy} = M_{ox} \cdot \mu_y \quad \text{avec} \quad \alpha = 0,53 \quad \mu_x = 0,0922 \\ V = 0 \text{ (ELU)} \quad \mu_y = 0,2500$$

$$M_{ox} = 0,0922 \times 2,94 \times 3,06^2 = 25,4 \text{ KN/m}$$

$$M_{oy} = 25,4 \times 0,2500 = 6,35 \text{ KN/m}$$

- Sens-x

Le moment total appliqué sur la dalle:

Pour M_x :

➤ ELU

$$M_t = 0,75 M_x \quad \text{avec} \quad M_x = 25,4 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 19,05 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,01905}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,0414$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,053$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,176 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,01905}{0,176 \times 348} \longrightarrow A_{st} = 3,11 \text{ cm}^2$$

- Sens-y

Le moment total appliqué sur la dalle:

Pour M_y :

➤ ELU

$M_t = 0,75 M_y$ avec $M_y = 6,35 \text{ KN.m}$

$M_t = 4,76 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,00476}{1 \times (0,18)^2 \times 14,17} = 0,010$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0125$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,179 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,00476}{0,179 \times 348} \longrightarrow A_{st} = 0,76 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

Sens y : d'après le RPA99V2003 :

$$A_{y \min} = 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL91 :

$$A_{y \min} = 8\%h = 0,05 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisi **4T10** de section **3,14 cm²**

Sens x : d'après le RPA99V2003 :

$$A_{x \min} = 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} (3 - \alpha)/2 = 1,6 (3 - 0,53)/2$$

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

On choisi **4T10** de section **3,14 cm²**

A decorative scroll graphic with a black outline and grey shading on the left and right sides, resembling a rolled-up document. The text is centered within the scroll.

Chapitre VII

Etude managériale

VII.1. Introduction :

Visant à gérer le changement dans les entreprises et les organisations pour accroître l'efficacité, le management de projet modifie profondément la gestion du travail. C'est un mode de gestion exigeant qui demande à être pensé et accompagné.

Avec le développement du management de projet, les pratiques professionnelles se sont transformées. La séparation traditionnelle entre la conception et l'exécution est remise en cause et fait apparaître de nouvelles fonctions transversales, conduisant à la négociation permanente entre des professionnels différents, à la mobilisation sur des résultats plutôt que sur l'application de savoir-faire métiers et à de nouvelles relations interentreprises.

Le projet étudié est la réalisation d'un bâtiment a usage multiples, composé de sous sol, un rez de chaussée et neuf étages. L'ensemble des caractéristiques de cette structure est établi dans le chapitre I (présentation de l'ouvrage)

VII.2. Management de projet :

Le 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 tâches exécutées dans le cadre du projet. Il ne se relève pas seulement de l'application d'outils de gestion, mais d'un système de gestion à part entière. Le management de projet combine la gestion de projet, et la fonction de direction de projet en charge de la définition des objectifs (coûts, délais, qualité), des actions politiques, des aspects financiers et de l'organisation du travail collectif des équipes projets.

VII.3. C'est quoi un projet :

Un projet est une démarche spécifique, qui permet de structurer méthodiquement une réalité venir. Un projet est défini et mis en œuvre pour élaborer la pense au besoin d'un utilisateur, d'un client ou d'une clientèle et il implique un objectif et des actions à entreprendre avec des ressources données.

VII.3.1. Caractéristiques d'un projet :

- Des objectifs clairement définis et un travail planifié
- Un livrable unique (produit, service ou résultat), qui n'a jamais été réalisé auparavant.
- Un début et une fin définissant un cycle de vie.
- Un travail en équipe spécialisée ou pluridisciplinaire encadrée par un manager.
- Des ressources allouées (temps, argent, et moyens humains).

VII.3.2. Facteur principal d'un projet :

Un projet a des facteurs principaux qui sont ; la performance, le cout et le temps, le respect de ces facteurs permet d'assurer une bonne qualité du produit réalisé.

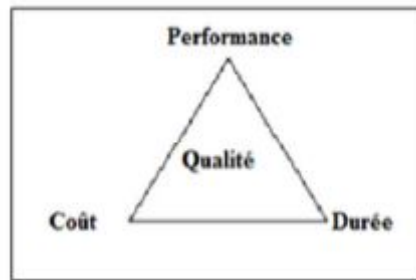


Figure VII.1 : Facteurs principaux d'un projet

Pour les besoins inhérents au présent PFE (projet de fin d'étude), nous sommes fixés uniquement comme objectif dans la partie managériale, de définir le délai.

VII.3.3. Cycles de vie d'un projet :

L'ingénieur responsable d'un projet devra parfois définir les phases du projet dont il a la responsabilité en tenant compte des paramètres propres au projet ou à la culture d'entreprise. Ces différences ne limitent en aucune façon la validité ni la pertinence du modèle ci-dessous en quatre phases qu'il est proposé à l'ingénieur de suivre.

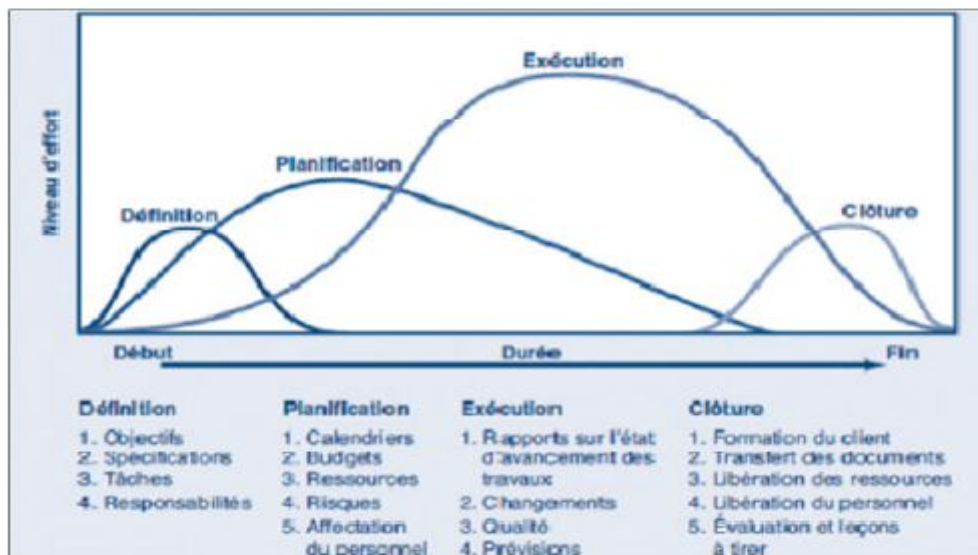


Figure VII.2 : Cycle de vie d'un projet

- **Phase d'identification** : la demande est clarifiée, les objectifs précisés et le projet globalement identifié en ce qui a trait au produit ou au service à livrer, aux contraintes à respecter et à la stratégie de réalisation.
- **Phase de définition** : le contenu du projet est défini de façon plus précise, une planification détaillée est établie pour sa durée, les échéances, les ressources et les dépenses, ainsi que les politiques et les procédures de gestion sont circonscrites.
- **Phase de réalisation** : le produit ou le service est effectivement réalisé suivant le plan prévu et en conformité avec les exigences du demandeur.

- **Phase de clôture** : le produit ou le service est remis au demandeur, le projet est évalué et sa clôture administrative effectuée. .

VII.3.4. Les différents intervenants du projet :

- **Maitre d'ouvrage** : Personne physique ou morale pour le compte de qui l'objet du projet est réalisé, responsable de la définition des objectifs du projet et de la décision d'investir dans le projet.
- **Maitre d'œuvre** : est une personne morale ou physique, privé ou publique, chargé de traduire en termes techniques les besoins du maitre d'ouvrage et de les faire réaliser.
- **Le contrôleur technique** : a pour mission de contribuer à la prévention des différents aléas techniques susceptibles d'être rencontrés dans la réalisation des ouvrages.
- **L'entreprise** : le contrôle technique dans un projet est obligatoire, car il doit assurer les conditions de sécurité des personnes, et la solidité des ouvrages.

VII.4. Objectif :

Pour les besoin essentiel au présent projet de fin d'étude, nous somme fixé uniquement comme objectif de définir le délai de réalisation de projet.

Pour atteindre ces objectifs nous avons utilisé plusieurs outils :

- Préparation du WBS du projet.
- Identification de nos ressources.
- L'outil pour faire la bonne planification est le diagramme de gant, il simplifie le planning du projet et suivre son avancement dans le temps.

Pour les besoin de notre étude, nous avons choisi le MS Project 2010 comme outil de travail.

VII.4.1. Le découpage du projet :

Le découpage du projet se fait par le WBS (work breakdown structure) qui permet d'identifier l'ensemble des tâches nécessaires à la réalisation du projet. Il décompose le projet par taches.

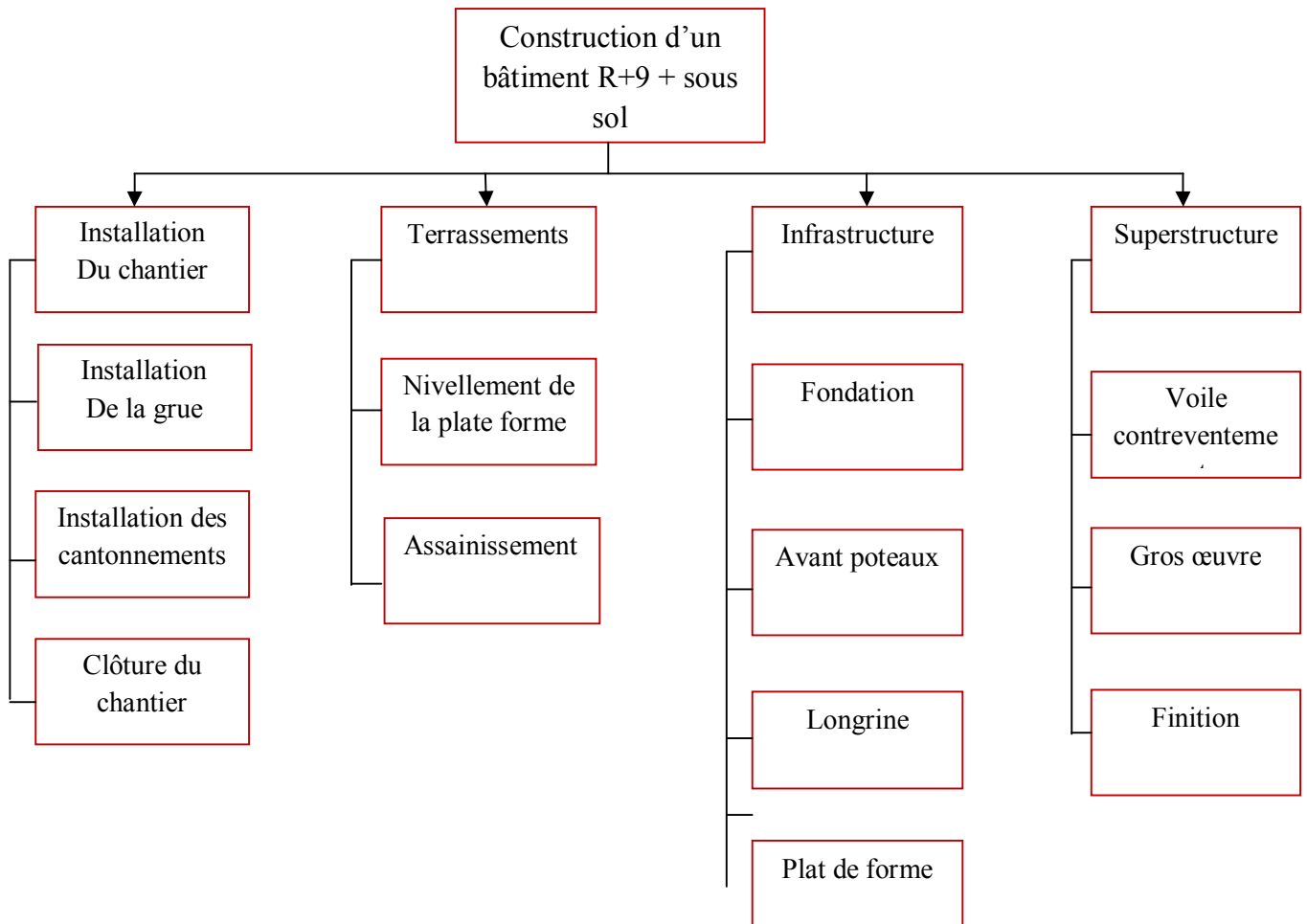


Figure VII.3 : Le WBS du projet

VII.4.2. Identification des ressources :

Ressources humaines : dans notre projet en a huit groupes

- Groupe coffreur : qui s'occupe de tous ce qui est tache coffrage.
- Groupe ferrailleur : qui s'occupe de tous ce qui est tache ferrailage
- Groupe maçon béton : qui s'occupe de tous ce qui est tache bétonnage
- Groupe électrique : qui s'occupe de tous ce qui est tache d'électricité.
- Groupe menuiserie : qui s'occupe de tous ce qui est tache menuiserie.
- Groupe pour enduit : qui s'occupe de tous ce qui est tache enduit.
- Groupe gardiens : c'est le groupe qui s'occupe de la surveillance de projet.

On a besoin aussi d'un manager qualifié qui a une expérience dans le domaine de construction.

Ressources matérielles :

Il existe deux types de ressources matérielles :

Engins :

- Tracteur pour eau.
- Camion 2,5 tonnes
- Chargeur
- Camion 10 tonnes
- Grue
- Pompe à béton
- Pelle

Toutes ces ressources sont louées avec leurs manœuvres.

Matériaux :

Quelque ressource matérielle type produit affectée à notre projet :

Tableau VII.1 : Les ressources matérielles (matériaux) du projet

Bois pour coffrage	Projecteur électrique
Fer pour ferrailage	Tube en béton pour l'eau usée
Béton	Hourdis
Brique	Cadres pour escalier
Enduit en ciment	Boite de prise
Parpaing	Lampe et douille
Gaines d'électricités	Faïence
Cadres fenêtre et porte	Carrelage granito
Fils d'électricité	Dalle de sol
Boîtes d'interrupteurs	Panneau d'affichage
Treillis soudés	Zingue
Tuyau pour eau	tuile

VII.4.3. Le diagramme de Gantt :

Le diagramme de Gantt est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités qui constitue un projet. Ce diagramme permet de visualiser :

- Les différentes tâches à envisager.
- La date de début et la date de fin de chaque tâche.
- La durée escomptée de chaque tâche.
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement.
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

Diagramme de GANTT de notre projet est à voir dans l'annexe C.

Résultat obtenus à partir du MS Project :

Après l'introduction de toutes les informations indiquées avant, c'est-à-dire le WBS, les durées, les ressources, on obtient les résultats suivant :

- La durée du projet est de 573 jours de travail ==> environ 19 mois
- Le début du projet est prévu le 17/04/1017
- La fin du projet est prévue le 30/06/2019

VII.5. Conclusion :

La gestion de projet via des méthodes et des techniques nous donne les clés pour pouvoir juger, agir, analyser, planifier et contrôler notre projet.

Toutefois l'évolution actuelle à fait susciter l'espace managériale afin d'avoir une plus grande valeur ajoutée qui permet la conduite du projet vers la réussite.

Ces technique et outils ne peuvent fonctionner pleinement que le cadre d'une gestion par projet.

En effet, nous avons voulu montrer, dans ce chapitre une technique du diagramme de GANTT qui permettre l'estimation le délai du projet et facilite leur réalisation en respectant le budget approuvé.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion

Ce projet constitue une synthèse d'un ensemble de connaissances acquise durant les cinq années de formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Cette étude aura enfin permit :

D'appréhender toutes les difficultés liées aux études de façon générale mais également aux bâtiments en particulier.

D'approfondir les connaissances théoriques en matière d'étude technique d'un ouvrage.

La grande difficulté qu'on a trouvé dans ce projet de fin d'étude été dans la modélisation de la structure et dans le choix de la disposition des voiles, mais on a réussi à adopter les solutions nécessaires pour obtenir des meilleurs résultats.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées..

Touts les éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles) respectent le minimum exige par le RPA99v2003.

Après étude de notre bâtiment on a constaté que les combinaisons à l'ELU donnent les efforts les plus importants pour les poteaux, poutres et les voiles.

Ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a était très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certain notions de base des sciences de l'ingénieur.

La structure a été étudié un tenant compte des principaux à avoir, la résistance, la sécurité et l'économie.

La résistance :

Vu les résultats de calcul obtenus, notre structure est vérifiée toutes les conditions de résistance, et elle est considérée comme une structure stable et rigide.

La sécurité :

Touts les vérifications relatives exigées par les différents règles de construction (BAEL91-RPA99) on été satisfaisantes.

L'économie :

L'économie étant un facteur déterminant et ceci a été traduite dans notre projet par le choix optimum des aciers pour tous les différents éléments résistants.

Finalement nous souhaitons que ce projet de fin d'étude soit pour nous un point départ pour entamer d'autres études dans le cadre de la vie professionnelle et nous espérons qu'il sera aussi référence pour d'autres personnes à l'avenir.

Références bibliographiques

[1][B.A.E.L.91]. Jean-Pierre Mougin, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié99, deuxième édition enrôles 2000.

[2][DTR B.C 2.2]. Charges permanentes et Charges d'Exploitation.

[3][RPA99version 2003]. Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003.

[4][CBA.93]. Calcul des ouvrages en béton armé.

[5]P.VINARD. les grands principes du management.

[6]A.BENNANI. Cours De Ms Project.2001-2012

[7]CHABANE.M et BENDAHMANE.Z, étude technique et économique d'un bâtiment RDC+9 étages, chetouane Tlemcen. Master en génie civil, 2014, Faculté de technologie.

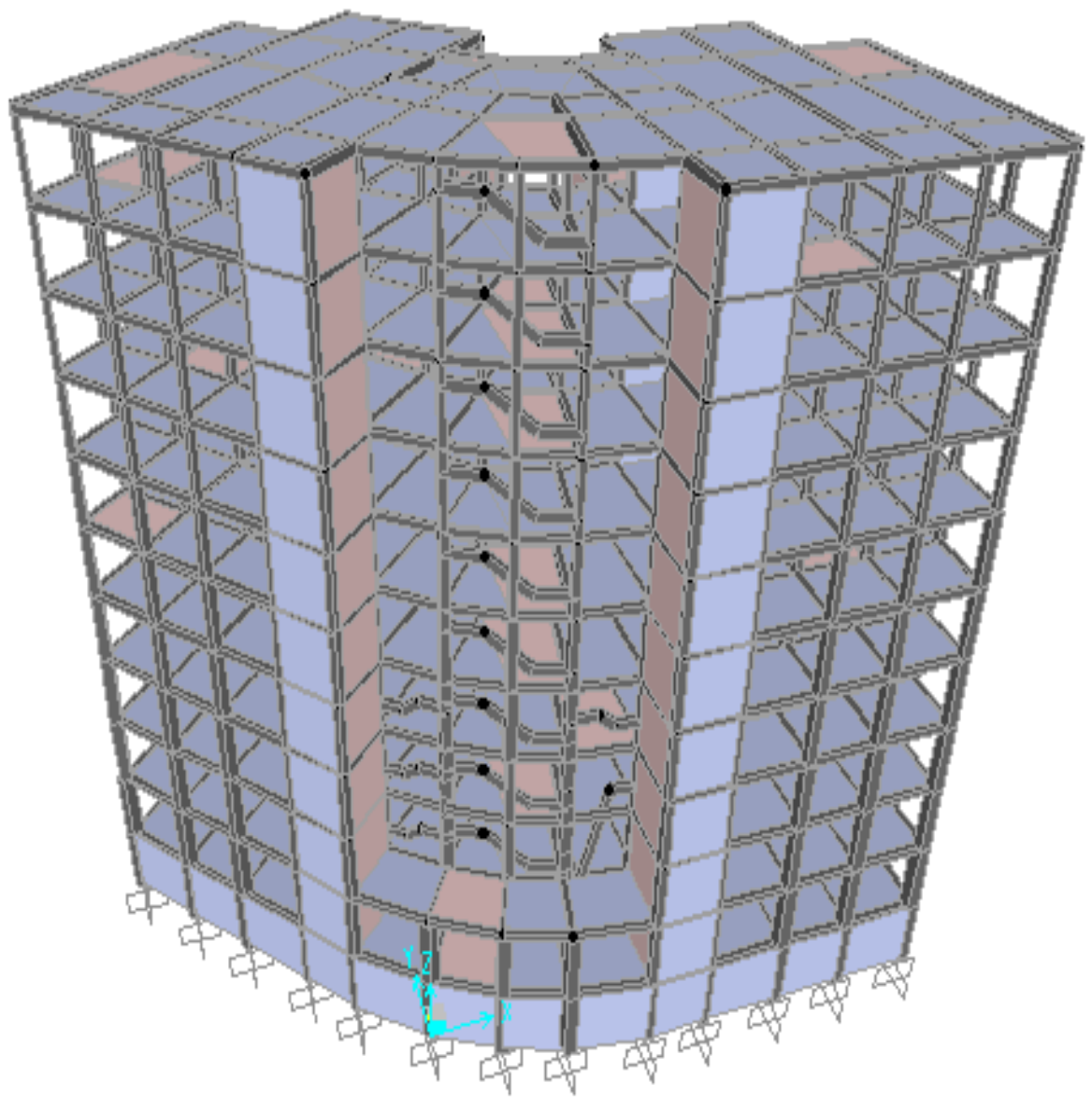
Les logiciels :

AUTOCAD 2008.....Dessin

SAP 2000.....Calcul

MS Project.....Planification

Annexe 'A'



Vue en 3D du bâtiment

Annexe 'B'

Annexe 'C'