

Notation

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible due l'acier
$\overline{\tau}_u$	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 a(j) jours
f_{tj}	Résistance à la traction du béton a (j) jours
F_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours d'âge
F_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours d'âge
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
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 plus comprimée et les armatures inferieures
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre

B_r	Section réduit
M	Moment fléchissant
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de la zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
v	Force sismique total
W_i	Poids au niveau(i)
C_t	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération
S_t	Espacement
λ	Élancement
e	Épaisseur
f	Flèche
\bar{f}	Flèche admissible
L	Longueur ou portée
L_f	Longueur de flambement
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
K	Coefficient de raideur de sol
ε	Déformation relative
ε_b	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
E_s	Module d'élasticité de l'acier

INTRODUCTION GENERALE

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. À ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix à cause de dégâts qui peuvent lui occasionner par le séisme.

Puisque l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaque tectonique, elle est une région à fort activité sismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismique qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité : assure la stabilité de l'ouvrage.
- Économie : sert à déterminer les couts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autre matériaux (charpente en bois ou métallique avec beaucoup d'autre avantages comme par exemple :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (durée de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédés au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage multiple, implantée dans une zone de faible sismicité, comportant sous-sol, un RDC+ 9 étage à Tlemcen qui n'est pas encore réalisé.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de projet

I.1 Introduction	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.3 Caractéristiques géométriques de la structure	3
I.4 Conception de la structure	3
I.5. Résistance mécanique de béton	5
I.6 Acier	8
I.7 Les notions de calcul	10

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.1.Introduction	12
II.2 Évaluation des charges et surcharges	12
II.3 Pré-dimensionnement des éléments structuraux	15
II.3.1 Les planchers	15
II.3.2 Les poutres	15
II.3.3. Les poteaux	16
II.3.4 Les voiles	19

Chapitre III : Étude des planchers

III.1 Introduction	21
III.2 Dimensionnement de la poutrelle	21
III.3 Etude du plancher à corps creux	21
III.3.1 calcul des poutrelles	22
III.4 Etude du plancher dalle pleine	32
III.4.1.Pré-dimension de la dalle pleine	32
III.4.2. Calcul des moments	32
III.4.3 calcul des ferrailages	34
III.5 Etude de balcon	36

III.5.1 Introduction	36
III.5.2 Evaluation des charges	37
III.5.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants	37
III.5.4 Détermination du ferrailage	38

Chapitre IV : Étude des éléments secondaires :

IV.1 Etude d'escalier	42
IV.1.1 Introduction	42
IV.1.2 Terminologie	42
IV.1.3 Dimensionnement des escaliers	42
IV.1.4 Type d'escalier.....	44
IV.1.5 Descente des charges d'escalier.....	44
IV.1.6 Calcul des épaisseurs.....	45
IV.1.7 Calcul des sollicitations	45
IV .1.8 Détermination des ferrailages.....	47
IV 1.9 Étude de la poutre brisé.....	50
IV 1.9.1 Pré-dimensionnement.....	50
IV.1.9.2 Descende des charges	50
IV.1.9.3 Calcul des efforts internes.....	51
IV.1.9.4 Calcul du ferrailage	51
IV.2 Ascenseur	55
IV.2.1 Introduction	55
IV .2.2 Etude de l'ascenseur	55
IV.3 Acrotère	64
IV.3.1 Introduction	64
IV.3.2 Poids propre de l'acrotère	64
IV .3.3 Combinaison d'action	65
IV.3.4. Calcul de l'excentricité	65
IV.3.5 Détermination du ferrailage	65

Chapitre V : Etude dynamique

V.1 Introduction	71
------------------------	----

V.2 Objectif de l'étude dynamique	71
V.3 Modélisation de la structure	71
V.4. Méthodes des calcul	72
V.4.1 Méthode statique équivalents	72
V.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale	72
V.5 Combinaison d'action	72
V.6 Choix de la méthode de calcul.....	72
V.7 Analyse du modèle	73
V.8 Méthodes statique équivalente.....	74
V.8.2 Période et participation massique.....	76
V.8.3 Poids total de la structure.....	76
V.8.4Détermination de l'effort tranchants.....	77
V.8.5 Détermination de la force sismique de chaque niveau.....	77
V.8.6 Vérification du coefficient de comportement R.....	78
V.9 Méthode d'analyse spectrale modale	79
V.10.Résultats des forces sismique de calcul	80
Chapitre VI : Étude des éléments structuraux	
VI.1 Introduction.....	82
VI.2 Les poteaux	82
VI.2.1 Les combinaisons de calcul	82
VI.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales	82
VI.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	83
VI.2.4 Ferrailage des poteaux.....	84
VI.2.4.2 Calcul des armatures transversales.....	87
VI.3 Les poutres	89
VI.3.1 Ferrailage des poutres principales.....	89
VI.3.1.1 Ferrailage longitudinale.....	89
VI.3.1.2 Ferrailage transversale	92
VI.3.2 Ferrailage des poutres secondaires	93
VI.3.2.1 Ferrailage longitudinale	94

VI.3.2.2 Ferrailage transversale	96
VI.4.Les voiles	98
VI.4.1 Introduction.....	98
VI.4.2 Vérification des contraintes de tangentielles.....	99
VI.4.3 Calcul des voiles.....	99
VI.4.2.1 Détermination du ferrailage	99
Chapitre VII : Étude des fondations	
VII.1 Introduction	102
VII.2 Choix du type de fondation.....	102
VII.3 Les surfaces nécessaire des semelles	102
VII.4 Calcul de la semelle isolée	103
VII.4.1 Pré-dimensionnement	103
VII.4.2 Vérification des conditions de stabilité	104
VII.4.3 Vérification des conditions de rigidité	104
VII.4.4 Calcul du ferrailage.....	104
VII.4.5 Vérification au poinçonnement	105
VII.5 Calcule de la semelle filante sous mur voile et poteau	105
VII.5.1 Pré-dimensionnement	105
VII.5.1.1 Calcul de la résultante	105
VII.5.1.2 Calcul de l'excentricité	106
VII.5.1.3 Calcul de ferrailage	106
VII.5.1.4 Calcul des armatures transversales	107
Chapitre VIII : Etude management :	
VIII.1 Introduction.....	111
VIII.2 Management de projet.....	111
VIII.3 Objectif à atteindre.....	113
VIII.4 Ordonnancement et planification	114
VIII.5 Définition des ressources	115
VIII.6 Conclusion	116
Conclusion générale	

Listes des tableaux

Chapitre I : Présentation de projet

Tableau I.1 : variation de θ en fonction du temps	7
Tableau I.2- Valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers.	8

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1 : charges à la terrasse due aux plancher à corps creux.....	12
Tableau II.2 : charges à étage courant due aux plancher à corps creux.	13
Tableau II.3 : Charge de la dalle pleine	13
Tableau II.4: Charge du balcon.....	13
Tableau II.5 charge permanente du mur extérieur.	14
Tableau II.6 : Charge permanente du mur intérieur.	14
Tableau II.7: Charge du palier.	14
Tableau II.8 : Charge de la volée.....	15
Tableau II.9 : Récapitulation du pré dimensionnement.....	19

Chapitre III : Étude des planchers

Tableau .III.1 : Charges supportées par les poutrelles	22
Tableau III.2 : ferrailage des poutrelles	30
Tableau III.2 : ferrailage des poutrelles	32
Tableau III.4 Ferrailage de la dalle	35
Tableau III.5 Ferrailage de la dalle	35
Tableau III.6 : Évaluation des charges pour le balcon	37
Tableau III.7 : Ferrailage du balcon	38

Chapitre IV : Étude des éléments secondaires

Tableau IV.1 l'inclinaison de type d'escalier	44
Tableau IV.2 Descente des charges du palier dans les déférents niveaux	44
Tableau IV.3 Descente des charges de paillasses dans les déférents niveaux	45
Tableau IV.4 : les efforts adoptés	47
Tableau IV.5 récapitulatif du ferrailage d'escalier	50
Tableaux IV.6 : Récapitulatif du ferrailage de la poutre brisée	54

Tableau IV .7 : les moments dus aux charges concentrées.	58
Tableau IV.8 : moments isostatiques à ELU et ELS	58
Tableau IV.8 : ferrailage de la dalle d'ascenseur	64

Chapitre V : Etude dynamique

Tableau V.1 Pénalité correspondante au critère	76
Tableau V.2 Périodes et pourcentage de participation massique	76
Tableau V.3 Poids des différents niveaux	77
Tableau V.4 Les forces sismiques de chaque niveau pour R= 5.....	78
Tableau V.5: Comparaison entre l'effort statique et dynamique	80

Chapitre VI : Étude des éléments structuraux

Tableau VI .1 : La vérification des poteaux sous sollicitations normales.	83
Tableau VI.2: Vérification spécifique sous sollicitation tangentes	84
Tableaux VI.3: Les sollicitations de poteau de l'exemple	85
Tableau VI.4 : Ferrailage longitudinale des poteaux	87
Tableau VI.5 : ferrailage transversale des poteaux	88
Tableau VI .6 : Sollicitations de la poutre principale	89
Tableau VI. 6: Récapitulatif des résultats de ferrailage des poutres principales	93
Tableau VI.7 : Sollicitations de la poutre secondaire	93
Tableau VI.8: Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire	97
Tableaux VI.9: Vérification de la contrainte	99
Tableau VI.10 : Sollicitation de voile plus sollicité.	100

Chapitre VII : Etude des fondations

Tableau VII.1 : Les différentes surfaces des semelles sous poteaux	103
Tableau VII.2 : Récapitulatif des résultats des semelles isolées	105
Tableau VII.3 : Récapitulatif des efforts internes M et N	106
Tableau VII.4 : Les sections des différentes semelles filantes	109
Tableau VII.5: Le ferrailage des différentes semelles filantes sous voile et mur	109

Chapitre VIII : Etude de management

Tableau VIII.1 Les ressources matériaux (Matériaux) du projet	115
Tableau VIII.1 : estimation du cout de l'ouvrage.	116



Liste des figures

Chapitre I : Présentation de projet

Figure I.1 : Plan de masse	2
Figure I.2 : Dimension de la structure –vue en plan	3
Figure I.3 : Coupe de la dalle en corps creux	4
Figure I.4 : Dalle pleine	4
Figure I.5 : Brique utilisé	5
Figure I.6 : Évolution de la résistance du béton à la traction en fonction de celle à la compression	6
Figure I.7 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformation du béton	7
Figure I.8 : Diagramme contrainte déformation du de calcul à l'ELS	7
Figure I.9 : Diagramme contraintes- déformations.....	9

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 : plancher type terrasse	12
Figure II .2 : les pré-dimensionnements des poutres	16
Figure II.3 : section supportée par le poteau le plus sollicité.....	17

Chapitre III : Étude des planchers

Figure III.1 Coupe transversale du plancher	21
Figure III.2 : diagramme du moment à ELU	26
Figure III.3 : diagramme du moment à ELS	26
Figure III.4 : diagramme de l'effort tranchant à ELU.....	26
Figure III.5 Schéma statique du balcon	37

Chapitre IV : Étude des éléments secondaires

Figure IV.1 Schéma d'un escalier	42
---	----

Figure IV.2 : Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique 55

Figure IV 3: Ferrailage des poutres principales98

Chapitre V : Etude dynamique

Figure V.1 : Modèle 3D de la structure 71

Figure V.2 : les dispositions des voiles73

Figure V.3: spectre de réponse pour $R = 5$ 79

Chapitre VI : Étude des éléments structuraux

Figure VI .1 : Ferrailage de poteau de sous-sol 89

Figure IV 2: Ferrailage des poutres principaux98

Figure IV 3: Ferrailage des poutres secondaire98

Chapitre VIII : Etude management

FigureVIII.1 : Facteur principal d'un projet 112

FigureVIII.2 cycle de vie d'un projet 112

CHAPITRE I
PRESENTATION DU PROJET

I-1.Introduction :

Le développement démographique a poussé l'homme de réfléchir à réaliser des bâtiments qui prennent le maximum des habitats mais dans une surfaces plus minimisée, cette idées a été cristalliser sous forme d'un bâtiment à plusieurs étages sous condition de la sécurité et la stabilisation.

Cette stabilité est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteau, voile, poutre....) aux différentes sollicitations (compression, flexion ...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du types de matériaux utilisés et de leur dimension et caractéristiques.

Donc, pour le calcul des éléments constituant de l'ouvrage, on se base sur les règlements et des méthodes connues (B.A.E.L 91, RPA 99- version 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

I-2.Présentation de l'ouvrage :

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil, nous sommes amenés à l'issue de notre cursus à réaliser un projet de fin d'études.

Nous avons choisis un bloc (B-C) qui appartient d'un projet de réalisation 160 logements promotionnels, il se compose de sous-sol parking d'une capacité de 12 voitures + rez de chaussé de 7 locaux commerciaux + les quatre premiers étages se sont occupés pour 11 bureaux pour chaque étage et les Cinque derniers étages sont pour usage d'habitation. Ce projet se situe au Boujlida,Tlemcen.

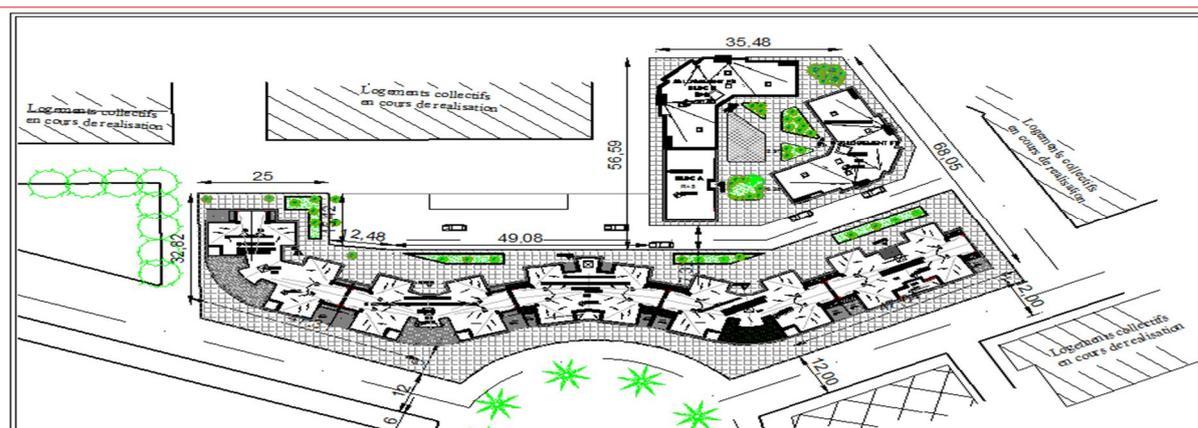


Figure I.1 : Plan de masse

I-3. Caractéristiques géométriques de la structure :

I.3.1 Dimension en élévation :

- Hauteur de sous-sol H = 3.06 m.
- Hauteur de RDC H = 3.23 m.
- Hauteur de bureau..... H = 3.74 m
- Hauteur d'étage courant..... H = 3.06 m.
- Hauteur totale de bâtiment H = 31.62 m.

I-3.2 Dimension en plan :

La structure présente une forme de L, les dimensions sont mentionnées sur la figure suivante :

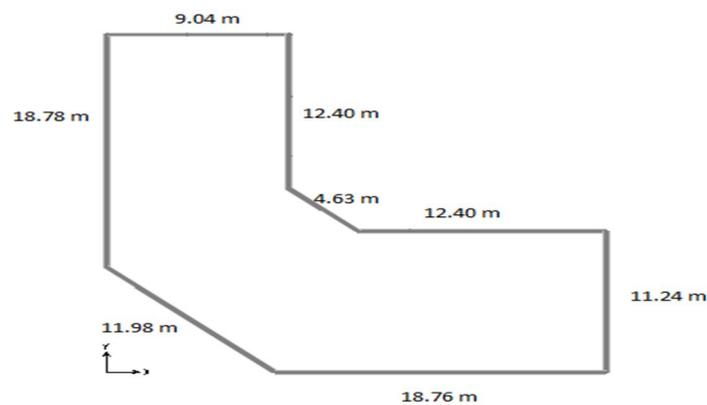


Figure I.2 : Dimension de la structure –vue en plan –

I-4. Conception de la structure :

I-4.1 Plancher :

Les planchers sont des éléments plats soit horizontaux ou inclinés reprenant les charges verticales et les transmettant aux éléments porteurs verticaux (poteaux ou voiles) .le rôle de plancher c'est l'isolation thermique et phonique.

Les planchers peuvent être composé par : poutres, poutrelles, dalle de compression, tôle nervurée et corps creux.

- **Plancher à corps creux :**

Ce plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60-65-70 cm de corps creux et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la force sismique.
- L'isolation acoustique et aussi l'économie du cout de coffrage corps creux (corps creux : coffrage perdu).

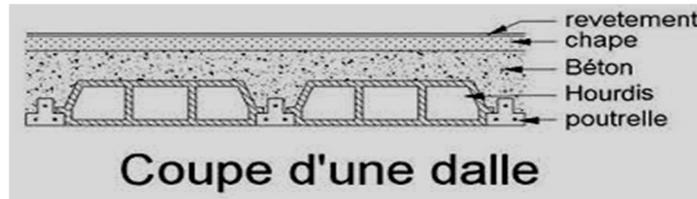


Figure I.3 : Coupe de la dalle en corps creux.

- **Plancher dalle pleine :**

Ils sont utilisés généralement dans les cas où on a des formes irrégulières et aussi pour minimiser le cout et le temps nécessaire pour la réalisation.

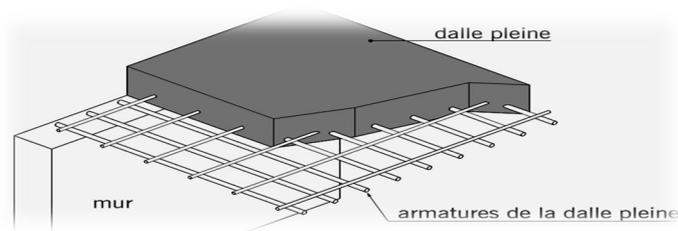


Figure I.4 : Dalle pleine

I-4.2 Escalier :

Sont des éléments non structuraux qui permettent le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

I-4.3 Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en brique creuse et le parpaing. On a :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

- Murs extérieurs :

Les façades de la structure sont généralement composées de doubles cloisons en briques creuses à 8 trous (forme carrées) de 10 cm et 15cm d'épaisseurs avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

- Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm d'épaisseur.



Figure I.5: Brique utilisé.

I-4.4 Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2 cm pour les escaliers, les couloirs et des fois le dalle de sol de 1 cm pour les chambres.
- L'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissage de façades extérieures.
- **Le rapport géotechnique :**

Le terrain retenu pour recevoir 500 logements LSP Boujlida, appartient à la période géologique du Jurassique de 1 ère Mésozoïque caractérisé par un sol homogène, composé essentiellement d'un calcaire gris, conglomératique, compact, dur surmonté d'une couche centimétrique de terre végétale.

Donc :

- On passe par un système des fondations superficielles, sur semelles isolées.
- La contrainte admissible égale à 4 Kg/cm² selon le rapport géotechnique donné par le CTC.

I-5. Résistances mécaniques du béton :

I-5.1 Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de diamètre qu'égale à 16 cm et d'une hauteur de 32 cm.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPJ425, la caractéristique en compression à 28 jours est estimé à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = 0.6+0.06 f_{cj} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

I-5.2 Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6+0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} < 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases}$$

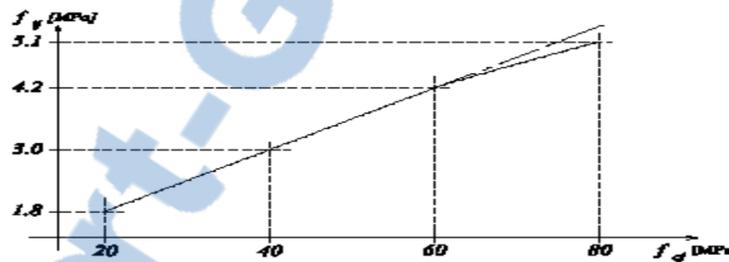


Figure I.6 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

I.5.3 Contraintes limites :

- **Contrainte du béton :**

A – Etat limite ultime (ELU) :

En compression, le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calculs dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\begin{aligned} - \varepsilon_{bc1} &= 2 \text{ ‰} \\ - \varepsilon_{bc2} &= \begin{cases} 3.5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \\ \text{Min}(4.5 ; 0.025 f_{cj}) & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa.} \end{cases} \end{aligned}$$

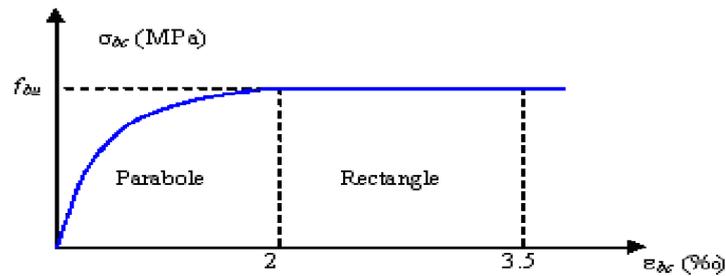


Figure I.7 : Diagramme parabolé-rectangle des contraintes-Déformation du béton.

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression : $f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\gamma_b \theta}$

γ_b : coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1.5$ pour combinaison d'actions considérée est supérieur à 24 h.

Il vaut : **1.5** Pour les combinaisons normales.

1.15 Pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement

Tableau I.1 : variation de θ en fonction du temps

θ	Durée d'application
1	> 24h
0.9	1h ≤ durée ≤ 24 h
0.85	< 1h

B- Etat limite de service(ELS) :

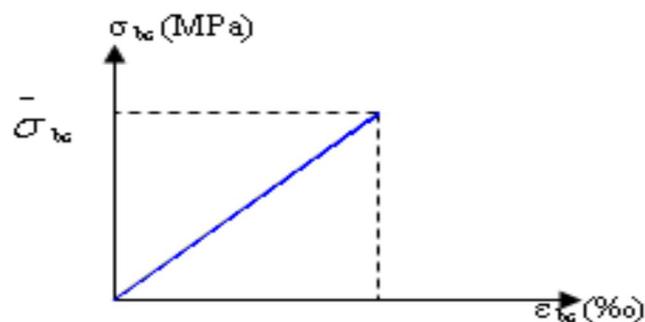


Figure I.8 : Diagramme contrainte déformation du de calcul à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression de béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{t28}$ $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ M Pa}$

- Module de déformation longitudinale :

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\left\{ \begin{array}{ll} E_{VJ} = 37003E (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ E_{VJ} = 4400 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, sans fumée de silice.} \\ E_{VJ} = 6100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, avec fumée de silice.} \end{array} \right.$$

- Coefficients de poisson :

Il sera pris égale à :

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

$\nu = 0.2$ à l'état ultime de service (ELS).

I.6 Acier :

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

Tableau I.2- Valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers.

Type	Nuance	Fe (MPa)
Ronds lisses	FeE22	215
	FeE24	235
Barres HA type 1 et 2	FeE40	400
	FeE50	500
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE40	400
	FeTE50	500
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 6 mm	500
	TL52 6 mm	520

I.6.1 Contrainte de calcul d'aciers :

A- Etat Limite ultime (ELU) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont :

$$\begin{aligned} \epsilon_{sl} = f_e / (\gamma_s \cdot E_s) \quad \text{si} \quad & - \quad \epsilon_s < \epsilon_{sl} & \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \\ & - \quad \epsilon_{sl} \leq \epsilon_s < 10 \text{ ‰} & \sigma_s = f_e / \gamma_s \end{aligned}$$

Avec : $E_s = 200000 \text{ MPa}$. [Module d'élasticité]

γ_s : coefficient de sécurité $\gamma_s = 1$ cas accidentel.

$\gamma_s = 1.15$ cas général.

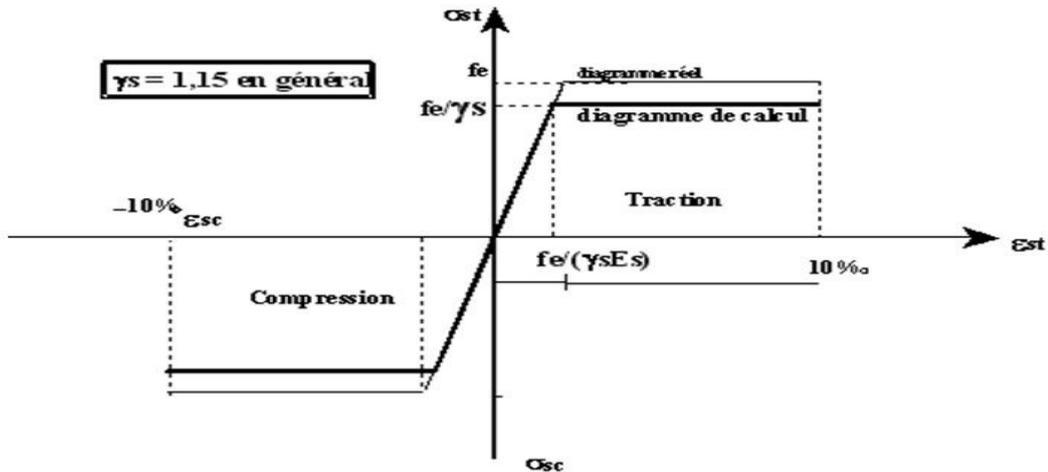


Figure I.9 : Diagramme contraintes- déformations

B- Etat limite de service :

Les contraintes admissibles de l'acier sont comme suite :

On le limite pas la contrainte de l'acier sauf états limite des fissure :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta} f_{tj})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (1/2 f_e , 90\sqrt{\eta} f_{tj})$

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence (HA).

Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

1.7 Les notions de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- ✓ Le module d'élasticité différée de béton est : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}} = 10818.865 \text{ MPa}$
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}} = 32164.195 \text{ MPa}$
- ✓ Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on va choisir acier de fe. E400 HA.
 - Transversales : on va prendre acier de fe. E235 RL.

CHAPITRE II

LE PREDIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS STRUCTURAUX

II .1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux , poutres) est basé sur le principe de la descente de charge qui est une point de départ de la base de la justification à la résistance , la stabilité et la durabilité de l’ouvrage aux sollicitation verticales dues aux charges permanentes et aux surcharges d’exploitation de plancher qui sont transmises au sol par les fondations et des sollicitations horizontales dues aux forces sismique , elles sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques .

Le pré dimensionnement de tous les éléments structuraux est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et RPA 99/2003.

II.2.Evaluation des charges et sur charges :

Plancher :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau II.1 : charges à la terrasse due aux plancher à corps creux.

Désignation	ρ (kg/m ³)	e (m)	G (kg/m ²)
Protection gravillon	1700	0.05	85
Étanchéité multicouche	600	0.02	12
Forme de pente	2200	0.1	220
Isolation thermique en liège	400	0.4	16
Corps creux	-	-	320
Enduit en plâtre	100	0.2	20
G kg/m²		675	
Q kg/m²		100	

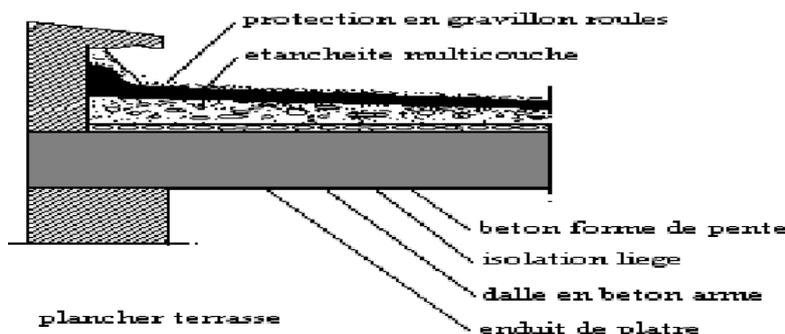


Figure II.1 : plancher type terrasse

Plancher :

- **Plancher étage courant :**

Tableau II.2 : charges à étage courant due aux plancher à corps creux.

Désignation	ρ (kg/m ³)	e (m)	G (kg/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 kg/m²			560
Q kg/m²			150

- **Dalle pleine :**

Tableau II.3 : Charge de la dalle pleine

	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Protection gravillon	1700	0.05	85
Étanchéité multicouche	600	0.02	12
Isolation thermique en liège	400	0.04	16
Dalle pleine	2500	0.18	450
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G Kg/m²			728
Q Kg/m²			150

- **Balcon :**

Tableau II.4: Charge du balcon.

Désignation	ρ (kg/m ³)	e (m)	G (kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
Enduit en ciment	2000	0.02	40
Dalle pleine	2500	0.15	375
G (kg/m²)			535
Q (kg/m²)			350

- **Murs :**
 - Murs extérieurs :

Tableau II.5 charge permanente du mur extérieur.

Désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	e (m)	G (kg/m ²)
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuse	900	0.15	135
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
G (kg/m ²)	273		

- Murs intérieurs :

Tableau II.6 : Charge permanente du mur intérieur.

Désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	e (m)	G (kg/m ²)
Enduit extérieur	1200	0.02	24
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit intérieur	1200	0.02	24
G (kg/m ²)	138		

Remarque :

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

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

- **Escalier :**

- **Palier :**

Tableau II.7: Charge du palier.

Désignation	(kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2200	0.02	44
Poids propre de palier	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1200	0.02	24
G (Kg/m ²)	487		
Q (Kg/m ²)	250		

- Volée (paillasse) :

Tableau II.8 : Charge de la volée.

Désignation	ρ (Kg/m ³)	e(m)	G(Kg/m ²)
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier horizontal	2000	0.02	40
Carrelage contre marche	2000*(0.17/0.3)	0.02	22.66
Mortier vertical	2000*(0.17/0.3)	0.02	22.67
Paillasse en B.A	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Contre marche	2500*(0.17/2)		212.5
G (Kg/m ²)	736.82		
Q (Kg/m ²)	250		

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :**II.3.1. Les planchers :**

Les planchers réalisés dans notre structure sont à corps creux qui ne prend pas en considération dans la résistance de l'ouvrage, ils sont juste pour minimiser la rigidité dans le plan de la struct

L'épaisseur des dalles ne dépend que de la plus grande portée de l'ouvrage

Tel que : $h \geq \frac{1}{22.5}$.

$h \geq \frac{4.62}{22.5} = 0.205$ m donc : $h = 16+5$ cm = 21 cm

Pour les dalles pleines, on les utilise pour les balcons : $h \geq 15$ cm.

II.3.2. Les poutres :

D'une manière générale, on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Il y a deux types des poutres :

✓ **Les poutres principales :**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquelles ces poutres reposants.

- Elles relient les poteaux.
- Elles supportent la dalle.

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

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

Tel que : $L = 5.01 \text{ m}$

$$\implies \frac{5.01}{15} \leq h \leq \frac{5.01}{10} \implies 0.334 \leq h \leq 0.501$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$. $b = 30 \text{ cm}$.

✓ **Les poutres secondaires (chainages) :**

- Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

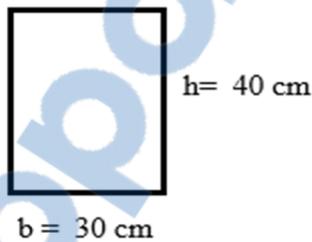
- $L = 4.97 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \frac{4.97}{15} \leq h \leq \frac{4.97}{10} \implies 0.338 \leq h \leq 0.497 \implies h = 35 \text{ cm}$$

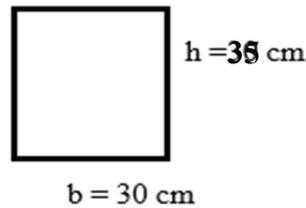
$$\frac{35}{5} \leq b \leq \frac{35}{2} \implies 7 \leq b \leq 17.5 \implies b = 30 \text{ cm}$$

D'après le **R.P.A 99 v2003** :

- $b \geq 20 \text{ cm} \implies \text{C.V}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \implies \text{C.V}$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \implies \text{C.V}$



- poutres principales



- les poutres secondaires

Figure II .2 : les pré-dimensionnements des poutres

II.3.3 Les poteaux :

Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S comme le montre la figure ci – dessous.

Avec : S est la surface supportée par le poteau le plus défavorable.

On suppose une charge moyenne de $1(\text{t/m}^2)$ par étage.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du **R.P.A 99 v 2003**.

$\min(a,b) = 25$ zone : 1 et 2

$\min(a,b) = \frac{he}{20}$ he : hauteur d'étage.

$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$

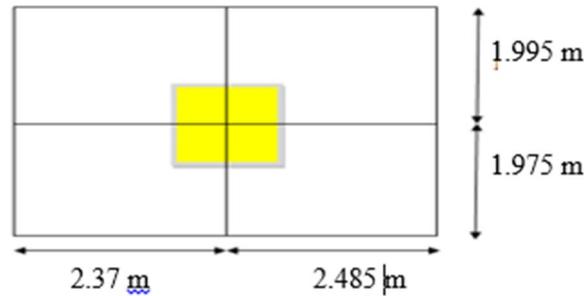


Figure II.3: section supportée par le poteau le plus sollicité.

N_u : étant la charge verticale à l'ELU.

Avec : $N_u = P_u * S * n$

P_u : charge du plancher

$P_u = 1 \text{ t/m}^2$

S : surface supportée par le poteau le plus sollicité.

$S = (2.37 + 2.485) * (1.995 + 1.975) = 4.855 * 3.97$

$S = 19.27 \text{ m}^2$

n : nombre de niveau.

$N_u = 1 * 19.27 * 11$

$N_u = 211.97 \text{ MN}$.

Section réduite :

$$Br = \frac{\beta * Nu}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 * \frac{f_e}{100 * \gamma_s}}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

- $\beta = 1 + 0.2 (\lambda / 35)^2$ si $\lambda < 50$
- $\beta = 0.85 \lambda^2 / 1500$ si $50 < \lambda < 70$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1.15$ (cas générale)

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{2\alpha} = 14.17 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$\gamma_b = 1.5$ (cas générale)

$\theta = 1$ (charge > 24h)

$$Br \geq \frac{1.2 \cdot 2.1197}{\frac{14.17 + \frac{400}{0.9}}{115}} \implies Br \geq 0.136$$

On a :

$$Br \geq (a - 0.02)^2 \implies a \geq \sqrt{Br} + 0.02$$

$$\implies a \geq \sqrt{0.136} + 0.02$$

$$\implies a \geq 0.38$$

Donc on prend : $a = b = 45 \text{ cm}$

Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :

$$\text{Min}(a, b) \geq 25 \quad \dots \quad a = 45 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

$$\text{Min}(a, b) \geq \frac{he}{20} \quad \dots \quad a = 45 \text{ cm} \geq 15.3 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \quad \dots \dots \quad \frac{1}{4} < 1 < 4 \implies \text{C.V}$$

Vérification des poteaux au flambement :

- Calcul du moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \cdot b^3}{12} = 3.41 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Rayon de giration i_x, i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Avec : $A = a \cdot b$ (section du poteau)

$$A = 0.2025 \text{ m}^2$$

$$\implies i_x = i_y = \sqrt{\frac{0.016}{0.2025}} = 0.129$$

- Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

avec : $l_f = 0.7 \cdot l_0$ (cas générale)

$l_0 = 3.06 \text{ m}$

$l_f = 2.142 \text{ m}$

$\implies \lambda_x = \lambda_y = \frac{2.856}{0.129}$

$\implies \lambda_x = \lambda_y = 16.60$

Donc on a : $\lambda_x = \lambda_y = 16.60 < 50$Le flambement est **vérifié**.

Tableau II.9 : Récapitulation du pré dimensionnement.

Poteaux	Numéro d'étage	S (m ²)	Nu (MN)	a=b	L ₀	$\lambda_x = \lambda_y$	condition
Sous-sol	1	19,27	0,1927	0,45	3.06	16.48	CV
RDC	2	19,27	0,3854	0,45	3.23	17.40	CV
1 ^{er} étage	3	19,27	0,5781	0,45	3.74	20.15	CV
2 ^{ème} étage	4	19,27	0,7708	0,4	3.74	22.67	CV
3 ^{ème} étage	5	19,27	0,9635	0,4	3.74	22.67	CV
4 ^{ème} étage	6	19,27	1,1562	0,35	3.74	25.91	CV
5 ^{ème} étage	7	19,27	1,3489	0,35	3,06	21.20	CV
6 ^{ème} étage	8	19,27	1,5416	0,35	3,06	21.20	CV
7 ^{ème} étage	9	19,27	1,7343	0,3	3,06	24.73	CV
8 ^{ème} étage	10	19,27	1,927	0,3	3,06	24.73	CV
9 ^{ème} étage	11	19,27	2,1197	0,3	3,06	24.73	CV

II.4.4. Les voiles :

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

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimal est de 15 cm .De plus, l'épaisseur doit être déterminé en fonction cde la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme suit :

D'après le R.P.A 99 v 2003, on a :

$$\begin{cases} L \geq 4a \\ a \geq h_e/20 \end{cases}$$

Avec :

L : la longueur du voile.

a : l'épaisseur du voile. $a_{\min} = 15 \text{ cm}$

h_e : hauteur libre d'étage.

On a :

- Pour le parking:

$$he = 3.06 \text{ m} \quad a \geq \frac{3.06}{20} = 0.153 \text{ m} \quad \dots\dots\dots \quad a = 20 \text{ cm}$$

- Pour RDC

$$he = 3.23 \text{ m} \quad a \geq \frac{3.23}{20} = 0.16 \text{ m} \quad \dots\dots\dots \quad a = 20 \text{ cm}$$

- Pour Bureau

$$he = 3.74 \text{ m} \quad a \geq \frac{3.74}{20} = 0.187 \text{ m} \quad \dots\dots\dots \quad a = 20 \text{ cm}$$

- Pour les étages :

$$he = 3.06 \text{ m} \quad a \geq \frac{3.06}{20} = 0.153 \text{ m} \quad \dots\dots\dots \quad a = 20 \text{ cm}$$

CHAPITRE III
ETUDE DES PLANCHERS

III.1 INTRODUCTION :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportent le revêtement du sol ; ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et surcharge.
- Fonction d'isolation : ils isolent thermique et acoustiquement les différentes étages.

Plancher = poutrelle+ corps creux dalle de compression

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux :

- $16+5 = 21$ cm

III.2. Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis.

- Hauteur du plancher : $h_t = 21$ cm
- Epaisseur de la nervure : $h_0 = 5$ cm.
- Largeur de la nervure : $b_0 = 12$ cm.

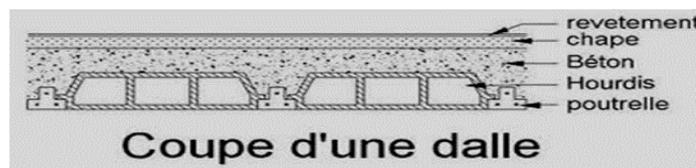


Figure III.1 Coupe transversale du plancher.

III.3. Etude du plancher à corps creux :

D'après le B.A.E.L 91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
 - Méthode de Caquot.
 - Méthode des trois moments
- ✓ On adopte pour la méthode des trois moments ainsi que logiciel SAP2000, pour évaluer les moments et les efforts tranchants

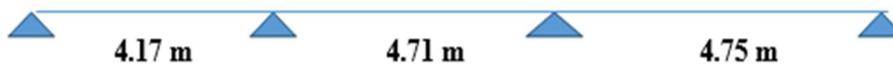
Tableau .III.1 : Charges supportées par les poutrelles

Niveau du plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	ELU $Q_u = (1.35G + 1.5Q) * b$	ELS $Q_s = (G + Q) * b$
Parking	5.6	2.5	0.65	7.35	5.26
RDC	5.6	4	0.65	8.81	6.24
Bureau	5.6	2.5	0.65	7.35	5.26
Étage courant	5.6	1.5	0.65	6.37	4.61
Terrasse inaccessible	6.73	1	0.65	6.88	5.03

III.3.1 Calcul des poutrelles :

3.1.1 Type des poutrelles :

Type 1 :



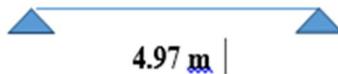
Type 2 :



Type 3 :



Type 4 :



Détermination des efforts internes :

Un exemple de calcul :

Étage 1 à 4 (type3) :

$G = 5,6 \text{ KN/m}^2$

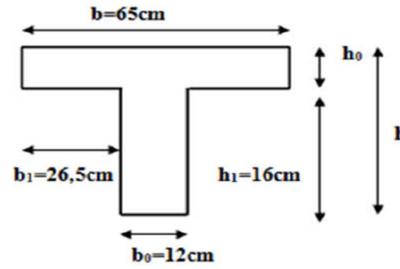
$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

ELU

$$Q_u = (1,35 G + 1,5Q) b$$

$$Q_u = (1,35 \times 5.6 + 1.5 \times 2,5) 0,65$$

$$Q_u = 7.35 \text{ KN/ml}$$



ELS :

$$Q_s = (G+Q).b$$

$$Q_s = (5.6+2,5)0,65$$

$$Q_s = 5.27 \text{ KN/ml}$$

Méthode des trois moments :

Moment en appuis :

L'équation des trois moments s'écrit :

$$L_i . M_{i-1} + 2 M_i (L_i + L_{i+1}) + L_{i+1} . M_{i+1} + 6 A_i = 0$$

ELU:

$$L_1 . M_0 + 2 M_1 (L_1 + L_2) + L_2 . M_2 + 6 . A_1 = 0$$

Avec : $M_0 = M_2 = 0 \text{ KN.m}$.

$$2 (4.32 + 4.35) = 17,34 M_1 = -6 A_1$$

$$A_1 = A + A' = (4,32)^3 + 4,35^3 \times \frac{7.35}{24}$$

$$A_1 = 49.89 \text{ m}^2$$

On a: $17,34 M_1 = -6 A_1$

$$17,34 M_1 = -6 \times 49.89 \text{ M}_1$$

$$M_1 = -17.26 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments et des efforts tranchants :

Travée 0-1 :

$$\sum M/1 = 0 \implies 4,32 . R_0 - 7.35 \times \frac{4.32^2}{2} - M_1 = 0$$

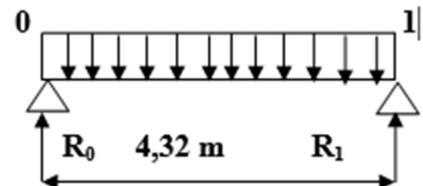
$$4,32 R_0 = 51.33$$

$$R_0 = 11.88 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 x - \frac{q_u \times x^2}{2}$$

$$M(x) = 11.88x - 3.675 x^2$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN/m} \\ M(4,32) = -17.26 \text{ KN/m} \end{cases}$$



$$M'(x) = 11.88 - 7.35 \cdot x = 0 \implies x = \frac{11.88}{7.35} = 1,62 \text{ m}$$

Donc : $M(\text{max} = 1,62) = 9.60 \text{ KN/m}$

$$T(x) = 11.88 - 7.35 \cdot x$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 11.88 \text{ KN} \\ T(4,32) = -19.56 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée 1-2 :

$$\sum M_2 = 0 \implies 4.35 R_1 - 7.35 \times \frac{(4,35)^2}{2} + M_1 = 0$$

$$\implies 4.35 R_1 = 86.80$$

$$\implies R_1 = 19.95 \text{ KN}$$

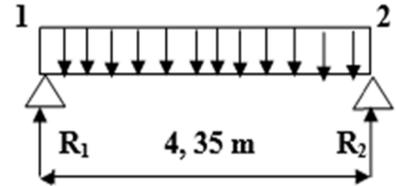
$$M(x) = R_1 x - \frac{q_u x^2}{2} + M_1$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = -17.26 \\ M(4,35) = 0 \end{cases}$$

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

$$T(x) = 19.95 - 7.35x$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 19,95 \text{ KN} \\ T(4,35) = -12.02 \text{ KN} \end{cases}$$



Pour que $M(x)$ soit M_{max} :

$$M'(x) = 19.95 - 7.35x = 0 \implies x = 2.72 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = M(2.72) = 9.81 \text{ KN.m.}$$

ELS:

$$L_1 \cdot M_0 + 2 M_1 (L_1 + L_2) + L_2 \cdot M_2 + 6 \cdot A_1 = 0$$

Avec : $M_0 = M_2 = 0$

$$18.44 M_1 = -6 A_1$$

$$A_1 = \frac{q_s(l_1)^3}{24} + \frac{q_s(l_2)^3}{24}$$

$$A_1 = \frac{5.27(4,32)^3}{24} + \frac{5.27(4,35)^3}{24}$$

$$A_1 = 35.77 \text{ m}^2$$

$$M_1 = \frac{-6 A_1}{17,34}$$

$$M_1 = 12.37 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments et des efforts tranchants :

Travée 0-1 :

$$\sum M_1 = 0 \implies 4,32 R_0 - 5,27x \frac{(4,32)^2}{2} - M_1 = 0$$

$$4,32R_0 = 36,80$$

$$R_0 = 8,52 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_0 x - \frac{q_s x^2}{2} = 8,52 x - \frac{5,27 x^2}{2}$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(4,32) = -12,36 \text{ (KN/m)} \end{cases}$$

Pour que $M(x) = M_{\max}(x)$:

$$M'(x) = 8,52 - 5,27x = 0 \implies x = 1,62 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,62) = 6,88 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_0 - q_s x$$

$$T(x) = 8,52 - 5,27x$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 8,52 \\ T(4,32) = -14,24 \text{ (KN)} \end{cases}$$

Travée 1-2 :

$$\sum M_2 = 0 \implies 4,35 R_1 - 5,27 \times \frac{4,35^2}{2} + M_1 = 0$$

$$\implies 4,35 R_1 = 62,23 \text{ KN}$$

$$\implies R_1 = 14,30 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_1 \cdot x - \frac{q_s x^2}{2} + M_1$$

$$M(x) = 14,30x - 2,635x^2 - 12,37$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = -12,37 \\ M(4,35) = 0 \text{ (KN.m)} \end{cases}$$

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

$$T(x) = 14,30 - 5,27 \cdot x$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 14,30 \text{ KN} \\ T(4,35) = -8,63 \text{ KN} \end{cases}$$

Pour $M(x_1) = M_{\max}$:

$$M'(x) = 14,30 - 5,27 x = 0 \implies x = 2,72 \text{ m.}$$

$$M_{\max} = M(2,72) = 7,03 \text{ KN.m.}$$

L'utilisation du logiciel SAP 2000 :

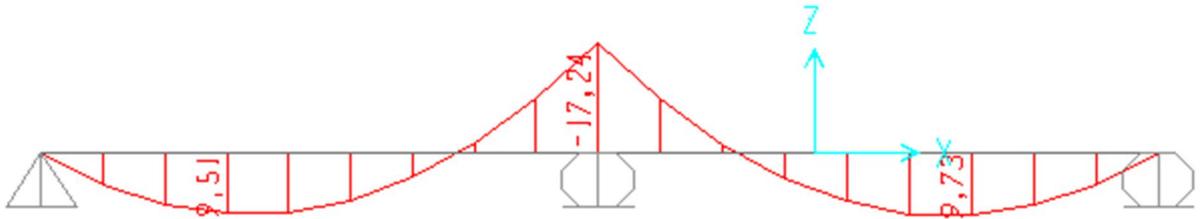


Figure III.2 : diagramme du moment à ELU

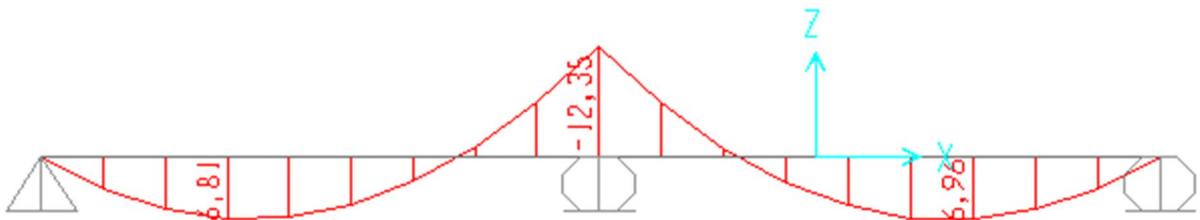


Figure III.3: diagramme du moment à ELS

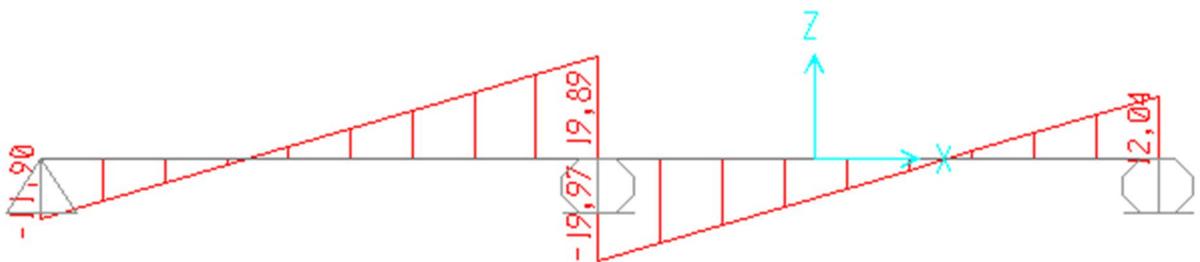


Figure III.4 : diagramme de l'effort tranchant à ELU

Ferraillage de la poutrelle :**Poutrelle type 03 (étage de 1 à 4) :****a) Armature longitudinales :****ELU****En travée :**

$$M_{\max} = 9,73 \text{ KN.m} = 0.00973 \text{ MN.m}$$

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

Avec ;

$$b = 0.65 \text{ m} \quad b_0 = 0.12 \text{ m} \quad h_0 = 0.05 \text{ m} \quad h = 0.21 \text{ m}$$

$$d = 0.9 h = 0.189 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

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

$$M_t = 0.0755 \text{ MN.m}$$

$$M_{\max} < M_t \implies 0.00973 < 0.0755$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table, le calcul du ferraillage serait comme une section rectangulaire (b.h).

$$\mu_u = \frac{M_{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.00973}{0.65 (0.189)^2 14.17}$$

$$\mu_u = 0.02963$$

On a :

$$\alpha_R = 0.668 \text{ et } \mu_R = 0.392$$

$$\mu_u < \mu_R \implies 0.02963 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 0.0376$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.1861 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{0.00973}{0.1861 \times 348} = 1.50 \text{ cm}^2 \implies \text{choix } 2T12 := 2.26 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq M_{\max} \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq M_{\max} \left(\frac{65 \times 21}{1000} ; (0.23 \times 65 \times 18.9 \times 2.1) / f_e \right)$$

$$A_{st} \geq M_{max} (1,365; 1,483)$$

$$A_{st} = 1,483 \text{ cm}^2.$$

$$2.26 \geq 1.483 \text{ cm}^2. \text{ (Cv)}$$

En appui :

$$M_{max} = 17.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = 0.01725 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{0.01725}{0.12(0.189)^2 14.17}$$

$$\mu_u = 0.2839$$

$$\text{Avec } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\text{Avec } \alpha = 0.4284$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.1566 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{0.01765}{0.1566 * 348} = 3.23 \text{ cm}^2 \implies \text{choix : 2T16} = 4.02 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

En travée :

$$\left. \begin{array}{l} M_u = 9.73 \text{ KN.m} \\ M_s = 6.97 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \gamma = \frac{9.73}{6.97} = 1.395$$

$$\alpha_{Travée} \leq \frac{1.395 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{Travée} = 0.0376 \leq 0.4479 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

En appui :

$$\left. \begin{array}{l} M_u = 17.25 \text{ KN.m} \\ M_s = 12.36 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \gamma = \frac{17.25}{12.36} = 1.395$$

$$\alpha_{Travée} \leq \frac{1.395 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{Travée} = 0.4282 \leq 0.4479 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Armature transversal :

- **Vérification au cisaillement :**

Fissuration peu nuisible

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \text{ avec } b_0 = 0.12 \text{ m} \quad d = 0.189 \quad V_u = 19.90 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{0.01990}{0.12 \times 0.189} = 0.8774 \text{ MPA}$$

$$\tau = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma b}, 5 \text{ MPA} \right).$$

$$\tau_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \dots \tau_u < \tau \quad \text{CV}$$

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10} \right) \implies \phi_t \leq \min \left(\frac{21}{35}, 1.2, \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (0.6, 1.2, 1.2). \implies \phi_t \leq 0.7142 \implies \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Calcul de l'espacement des cadres :

D'après le RPA99 V 2003 on a :

*** Zone nodale:**

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_{\min}, 30 \text{ cm} \right) \implies S_t \leq \text{Min} \left(\frac{21}{4}; 12 \times 1.2; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \text{Min} (5.25, 14.4, 30) \implies S_t = 6 \text{ cm}$$

*** Zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} S_t \leq \frac{21}{2} S_t = 10 \text{ cm.} \implies S_t = 10 \text{ cm}$$

Vérification au glissement :**En appui :**

$$V_u - \frac{M_u}{0.9d} \leq 0 \implies 19.90 - \frac{17.25}{0.9 \times 0.189} = -81.51 < 0 \quad \text{CV}$$

Vérification des flèches :

$$f \leq f_{\text{adm}}$$

$$\text{Avec : } f_{\text{adm}} = \frac{L}{500} \implies L = 4.35 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{435}{500} = 0.87 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + 15 A_{\text{st}} \left(\frac{h}{2} - d' \right).$$

$$I_a = \frac{0.65 \times 0.21^3}{12} + 15 (2.26 \times 10^{-4}) \left(\frac{0.21}{2} - 0.021 \right)^2.$$

$$I_a = 5.25 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\varphi \times (2 + \frac{3 \times b_0}{b})} \quad \text{avec} \quad \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.26 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.189} = 0.0099$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\varphi \times (2 + \frac{3 \times 0.12}{0.65})} = \frac{0.105}{0.02528} = 4.153$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \varphi \times \sigma_{st} + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0099 \times 348 + 2.1}$$

$$\mu = 1 - \frac{3.675}{15.88} = 0.7685$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 5.25 \times 10^{-4}}{1 + 4.153 \times 0.6869}$$

$$I_{fi} = 0.0001498$$

$$E_i = 32164.195 \text{ MPA.}$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_s}{E_i \times I_{fi}} = \frac{0.00697}{32164.195 \times 0.0001498}$$

$$\frac{1}{\gamma} = 0.001446$$

$$\text{Donc} \quad f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{4.35^2}{10} \times 0.001446$$

$$f = 0.002736 < 0.0087 \quad (\text{CV}).$$

Tableau III.2 : ferrailage des poutrelles

		type	Mmax	Ast (cm ²)	choix
RDC	en travée	1	0,01566	2,440485	2T14
		2	0,01403	2,180658	2T12
		3	0,01165	1,803792	2T12
		4	0,01798	2,812767	2T14
	en appui	1	0,02051	3,222122	2T16
		2	0,02459	3,88992	2T16
		3	0,02065	3,244879	2T16
		4	0,00899	1,386046	1T12
étage 1 à 4	en travée	1	0,01083	1,674629	1T12
		2	0,0117	1,81168	2T12
		3	0,00973	1,5019	1T12
		4	0,02108	3,314844	2T16
	en appui	1	0,01418	2,492218	2T14
		2	0,02051	3,972946	2T16

		3	0,01725	3,165079	2T16
		4	0,01054	1,772633	2T12
étage 5à 9	en travée	1	0,01133	1,753346	2T12
		2	0,01015	1,567778	1T12
		3	0,00843	1,298555	1T12
		4	0,01829	2,862734	2T14
	en appui	1	0,01484	2,631085	2T14
		2	0,01779	3,291304	2T16
		3	0,01494	2,652381	2T14
		4	0,009145	1,514615	1T12
terrasse	en travée	1	0,01222	1,893781	2T12
		2	0,01094	1,691935	2T12
		3	0,00909	1,401685	2T12
		4	0,01973	3,095537	2T14
	en appui	1	0,01601	2,884716	2T14
		2	0,01918	3,629278	2T14
		3	0,01612	2,909085	2T14
		4	0,009865	1,64669	1T12

Ferrailage de la dalle de compression ;

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm armée par treillis soudés de diamètre 5 mm

Dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

$$f_e = 500 \text{ MPa.}$$

$$L = 65 \text{ cm.}$$

$$A_1 \geq \frac{4 \times L}{f_e} \rightarrow A_1 \geq \frac{4 \times 65}{500} \rightarrow A_1 \geq 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc on adopte un treillis soudée de Ø3 avec un espacement (20× 20) cm².

III.4 Etude du plancher dalle pleine :

III.4.1 Pré-dimension de la dalle pleine : (plancher)

Tableau III.3 Pré dimension de la dalle pleine

Désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	e(m)	G (kg/m ²)
Dalle en B.A	2500	0.20	500
Chappe en B.A	2500	0.06	125
Enduit en ciment	1800	0.02	36
G	611 kg/m ²		
Q	400 kg/m ²		

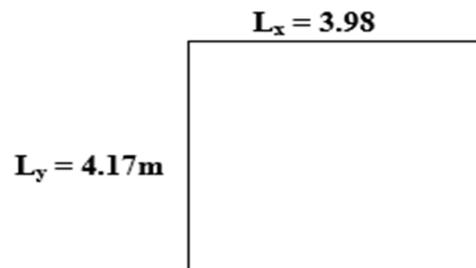
III.4.2 Calcul des moments :

On a : $L_x = 3.98 \text{ m} < L_y = 4.17 \text{ m}$

✚ Dalle portant dans 2sens :

$$0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1 \rightarrow 0,4 < \frac{3.98}{4.17} < 1$$

$$0,4 < 0.9544 < 1 \dots\dots\dots \text{C.V}$$



✚ Condition de flèche :

$$h \geq \frac{L_x}{40} \rightarrow h \geq \frac{3.98}{40} \rightarrow h \geq 0.0995 \text{ m}$$

Avec : $h_{\min} = 15 \text{ cm}$

On prend : **h = 20 cm**

✚ Les moments dus aux charges réparties :

✓ E.L.U :

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \quad ; \quad \mu_x = 0.0410$$

$$P_{ELU} = 1.35 \times 6.11 + 1.5 \times 4 \rightarrow P_{ELU} = 14.25 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 14.25 \times 0.0410 \times (3.98)^2 = 9.25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x; \quad \mu_y = 0.8875$$

$$M_y = 0.8875 \times 9.25 = 8.20 \text{ KN.m}$$

✓ E.L.S :

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \quad ; \quad \mu_x = 0.0483$$

$$P_U = 6.11 + 4 \rightarrow P_S = 10.11 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 10.11 \times 0.0483 \times (3.98)^2 = 7.74 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x; \quad \mu_y = 0.9236$$

$$M_y = 0.9236 \times 7.74$$

$$M_y = 7.14 \text{ KN.m}$$

✚ Le moment total appliqué sur la dalle :

❖ Pour M_x :

✓ **E.L.U :**

$$M_t = 0,8 M_x \quad \text{avec} \quad M_x = 9.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 7.40 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 M_x \quad \longrightarrow \quad M_a = 2.78 \text{ KN.m}$$

➤ Condition de B.A.E.L :

$$M_d = 0,5 M_x = 4.63 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,3 M_x = 2.78 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 11.10 \text{ KN.m} < 1,25 \cdot M_x = 11.56 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$M_t = 0,85 M_x = 7.86 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 11.56 \text{ KN.m} = 1,25 \cdot M_x = 11.56 \text{ KN.m} \dots\dots \text{C.N.V}$$

$$M_t = 0,90 M_x = 8.32 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 12.02 \text{ KN.m} > 1,25 \cdot M_x = 11.56 \text{ KN.m} \dots\dots \text{C.V}$$

✓ **E.L.S :**

$$M_t = 0,8 M_x \quad \text{avec} \quad M_x = 7.74 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6.19 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 M_x = 2.32 \text{ KN.m}$$

➤ Condition de B.A.E.L :

$$M_d = 0,5 M_x = 3.87 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,3 M_x = 2.32 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 9.28 \text{ KN.m} < 1,25 \cdot M_x = 9.675 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$M_t = 0,85 M_x = 6.58 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 9.675 \text{ KN.m} = 1,25 \cdot M_x = 9.675 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$M_t = 0,90 M_x = 6.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 10.06 \text{ KN.m} > 1,25 \cdot M_x = 9.675 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ Pour M_y :

✓ **E.L.U :**

$$M_t = 0,8 M_y \quad \text{avec } M_y = 8,20 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 6,56 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 M_y = 2,46 \text{ KN.m}$$

➤ Condition de B.A.E.L :

$$M_d = 0,5 M_y = 4,1 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,3 M_y = 2,46 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 9,92 \text{ KN.m} < 1,25 M_y = 10,25 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$M_t = 0,85 M_y = 6,97 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 10,25 \text{ KN.m} = 1,25 M_y = 10,25 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$M_t = 0,90 M_y = 7,38 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 10,66 \text{ KN.m} > 1,25 M_y = 10,25 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ **E.L.S :**

$$M_t = 0,8 M_y \text{ avec } M_y = 7,14 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 5,71 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 M_y \longrightarrow M_a = 2,14 \text{ KN.m}$$

➤ Condition de B.A.E.L :

$$M_d = 0,5 M_y = 3,57 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,3 M_y = 2,14 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 8,66 \text{ KN.m} < 1,25 M_y = 8,92 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$M_t = 0,85 M_y = 6,07 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 8,92 \text{ KN.m} = 1,25 M_y = 8,92 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$M_t = 0,90 M_y = 6,42 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 9,27 \text{ KN.m} > 1,25 M_y = 8,92 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.4.3 Calcul des ferrillages:

✓ **Suivant x:**

$$M_{travée} = 8,32 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{appui} = 2,78 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_{st}}, \text{ avec } Z = d (1 - 0,4\alpha), \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \text{ et } \mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$A_{min} = (0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400}$$

$$A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Tableau III.4 Ferrailage de la dalle

Section	M_U (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_{smin}	A_s (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ /ml
Travée	8.32	0.018	0.022	0.1738	2.17	1.34	4T10 = 3.14
Appui	2.78	0.0060	0.0075	0.1794	2.17	0.44	4T10= 3.14

🔧 Vérification à l'E.L.S :

On doit vérifier la condition suivant :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

• **En travée**

$$M_U = 8.32 \text{ KN.m}$$

$$M_S = 6,97 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} \longrightarrow \gamma = \frac{8.32}{6,97} = 1.19$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.19-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.345 \longrightarrow 0.022 < 0.345 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

• **En appui**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

$$M_U = 2.78 \text{ KN.m}$$

$$M_S = 2.32 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} \longrightarrow \gamma = \frac{2,78}{2,32} = 1.19$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.345 \longrightarrow 0.0075 < 0.315 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

✓ **Suivant y**

$$M_{travée} = 7,38 \text{ KN.m} ; M_{appui} = 2,46 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_{st}}, \text{ avec } Z = d (1 - 0.4\alpha), \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \text{ et } \mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} \implies A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Tableau III.5 Ferrailage de la dalle

Section	M_U (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A_{smin}	A_s (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ /ml
Travée	7.38	0.01607	0.020	0.1785	2.17	1.18	4T10= 3.14
Appui	2,46	0.0053	0.0067	0.1795	2.17	0.39	4T10= 3.14

🚧 Vérification à l'E.L.S :

On doit vérifier la condition suivant :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ , Avec : } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

- En travée

$$M_U = 7,38 \text{ KN.m}$$

$$M_S = 6,42 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} \longrightarrow \gamma = \frac{7,38}{6,42} = 1.15$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.325 \longrightarrow 0.020 < 0.325 \dots\dots\dots\text{C.V}$$

- En appui

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ , Avec : } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

$$M_U = 2,46 \text{ KN.m}$$

$$M_S = 2,14 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} \longrightarrow \gamma = \frac{2,46}{2,14} = 1.15$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.325 \longrightarrow 0.0067 < 0.325 \dots\dots\dots\text{C.V}$$

Remarque :

On adoptera le même ferrailage suivant les deux directions pour les différents planchers :

- Ferrailage en Travée : 4T10
- Ferrailage en appui : 4T10

III.5 Étude des Balcons :

III.5.1 Introduction :

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

On adopte une épaisseur h = 15 cm

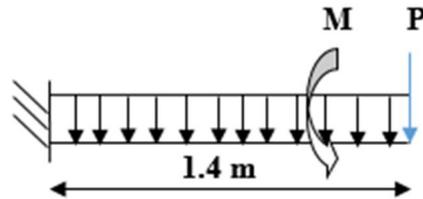


Figure III.5 Schéma statique du balcon

III.5.2 Évaluation des charges :

Tableau III.6 : Évaluation des charges pour le balcon

Désignation	e(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids S (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de ciment	0,02	20	0,4
Lit de sable fin	0,02	19	0,38
Dalle en BA	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20

Poids propre $G = 5,17 \times 1 \text{ m} = 5.17 \text{ KN/ml}$

Surcharge $Q = 3,5 \times 1 \text{ m} = 3.5 \text{ KN/ml}$

La charge des murs (force concentrée) $P = 1,38 \times 1,10 \times 1 \text{ m} = 1,518 \text{ KN}$

E.L.U : $Q_u = 1,35 G + 1,5Q = 12.23 \text{ KN/ml}$

$P_u = 1,35 P = 2.05 \text{ KN}$

E.L.S : $Q_{ser} = G + Q = 8.67 \text{ KN/ml}$

III.5.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

ELU :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$

$$M(x) = - P_u x - Q_u \frac{x^2}{2} = -2.05x - 12.23 \frac{x^2}{2} \quad \longrightarrow \quad M(0) = 0$$

$$M(1.4) = -14.86 \text{ KN.ml}$$

$$T(x) = - P_u - Q_u x = -2.05 - 12.23 x \quad \longrightarrow \quad T(0) = -2.05 \text{ KN}$$

$$T(1.4) = -19.17 \text{ KN}$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

➤ ELS

$$M(x) = -P_s x - Q_s \frac{x^2}{2} = -1.518x - 8.67 \frac{x^2}{2} \longrightarrow M(0) = 0$$

$$M(1.4) = -10.62 \text{ KN.ml}$$

$$T(x) = -P_s x - Q_s x = -1.518 - 8.67x \longrightarrow T(0) = -1.518 \text{ KN}$$

$$T(1.4) = -13.66 \text{ KN}$$

III.5.4 Détermination du ferrailage

On considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

➤ ELU

➤ Armature longitudinale :

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}, \text{ avec } z = d (1 - 0,4\alpha), \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \text{ et } \mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$(\text{CNF}) : A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} \longrightarrow A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau III.7 : Ferrailage du balcon

$M_u(\text{K.M})$	μ	A	Z(m)	$A_s \text{ min}$	$A_s (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{adopté/ml}}$
14.86	0.057	0.073	0.131	1.63	3.26	5T10 = 3.92

Le R.P.A.99 V2003 exige que :

$$A_{\min} = 0.5\%(b \times h) \text{ dans toute la section.}$$

$$\text{On a : } A_{\min} = 0.5 \times (0.15 \times 1) / 100 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où : } A_{\text{choisi}} = 3.92 < 7.5 \text{ cm}^2 \dots \text{CNV}$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 7t12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

➤ Armature de répartition :

$$A_{\text{répartition}} = A_{\text{adopté}} / 4 = 7.92 / 4 = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix : } A_{\text{répartition}} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

• ELS :

Position de l'axe neutre :

$$A_{st} = 7.92 \text{ cm}^2, n = 15$$

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d-x) = 0 \qquad 50x^2 - 15 \times 7.92 (13.5-x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 578.6 \qquad x = 4.6 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} (d-x)^2$$

$$I = \frac{100(4.6)^3}{3} + 15 \times 7.92 (13.5-4.6)^2$$

$$I = 12654.68 \text{ cm}^4 = 1.265 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.62 \times 0.046 \times 10^{-3}}{1.265 \times 10^{-4}} = 3.86 \text{ Mpa}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s(d-x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{10.62(0.135-0.046) \cdot 10^{-3}}{1.265 \times 10^{-4}} = 112.07 \text{ Mpa}$$

✓ **Calcul des contraintes admiscible :**

- **Béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Acier :**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.66, 201.63) \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = 3.86 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$\sigma_{st} = 112.07 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

✓ **Verification au cisaillement:**

Fissuration préjudiciable ($\gamma_b = 1,5$: cas générale)

$$T_{max} = 19.17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \longrightarrow \tau_u = \frac{19.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.142 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\text{Donc on a : } \tau_u = 0.142 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

✓ Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0.15}{1.40} > \frac{1}{16} \longrightarrow 0.107 > 0.0625 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \longrightarrow \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0.135} \leq \frac{4,20}{400} \longrightarrow 0.0058 \leq 0.01105 \dots\dots\dots CV$$

→ Donc le calcul des flèches n'est pas utile.

CHAPITRE IV

ÉTUDE DES ÉLÉMENTS

SECONDAIRES

IV.1 Etude d'escaliers :

IV.1.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.

IV.1.2 Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marche, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche « g » s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche « h ».

La dalle qui monte sous les marches s'appelle la paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle contre marche, la cage est le volume où se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

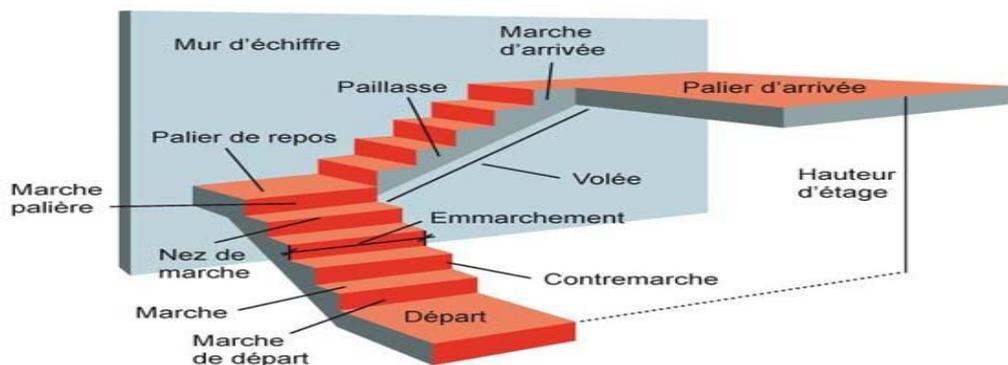


Figure IV.1 Schéma d'un escalier.

IV.1.3 Dimensionnement des escaliers :

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

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

Avec :

H : hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche.

$$H = n \times h \longrightarrow h = H/n.$$

$$L = (n-1) \cdot g \longrightarrow g = L / (n-1).$$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

N : nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

On trouve : h= 17 cm g = 30 cm

a- Nombre de contremarche :

$$N = \frac{H_{etage}}{h'}$$

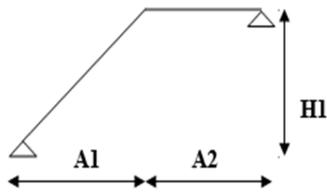
Niveau		He	Nombre de contremarches	Répartition des contremarches
Parking		3.06	18	- 6 contremarches par volée.
RDC	ascenseur	3.23	19	- 8 contremarches pour les 2 volées parallèles. - 3 contremarches pour volée.
	bureau			- 9 contremarches pour volée. - 10 contremarches pour volée.
1^{er} – 4^{ème} étage	ascenseur	3.74	22	- 8 contremarches pour les 2 volées parallèles. - 6 contremarches pour volée.
	bureau			- 11 contremarches pour les 2 volées parallèles.
5^{ème}-9^{ème} étage		3.06	18	- 8 contremarches pour les 2 volées parallèles - 2 contremarches pour volée.

b- La longueur de la ligne de foulée :

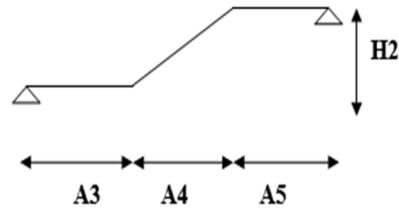
	La longueur	La ligne de foulée
Parking	L₁	$L_{1-1} = (6-1) * 0.3 = 1.5$
RDC	L₂	$L_{2-1} = (8-1) * 0.3 = 2.1$
		$L_{2-2} = (3-1) * 0.3 = 0.6$
	L₃	$L_{3-1} = (9-1) * 0.3 = 2.4$
		$L_{3-2} = (10-1) * 0.3 = 2.7$
1^{er} – 4^{ème} étage	L₄	$L_{4-1} = (8-1) * 0.3 = 2.1$
		$L_{4-2} = (6-1) * 0.3 = 1.5$
	L₅	$L_{5-1} = (11-1) * 0.3 = 3$
5^{ème}-9^{ème} étage	L₆	$L_{6-1} = (8-1) * 0.3 = 2.1$
		$L_{6-2} = (2-1) * 0.3 = 0.3$

IV.1.4 Type d'escaliers :

Type 1 :



Type 2 :



➤ L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg } \alpha_1 = \frac{H1}{A1}$$

$$\text{tg } \alpha_2 = \frac{H2}{A2}$$

Tableau IV.1 l'inclinaison de type d'escalier

Niveau		Type 1		Type 2			H1 (m)	H2 (m)	α_1	α_2
		A1 (m)	A2 (m)	A3 (m)	A4 (m)	A5 (m)				
Parking		1.5	1.2	1.15	1.5	1.15	1.02	1.02	34.21	34.21
RDC	bureau	2.4	1.27	2.7	1.27	-	1.53	1.7	32.51	32.19
	ascenseur	2.1	1.43	1.65	1.5	1.65	1.36	1.02	32.927	34.215
Étage 1 à 4	bureau	3	1.3	1.24	3	1.3	1.53	1.87	35.48	31.93
	ascenseur	2.1	1.43	1.65	1.5	1.65	1.36	1.02	32.927	34.215
Etage 5 à 9		2.1	1.43	1.65	1.5	1.65	1.36	0.34	32.927	14.86

IV.1.5 Descente des charges d'escaliers :

Palier :

Tableau IV.2 Descente des charges de palier dans les différents niveaux

Désignation	ep (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.4
Couche de sable	2	18	0.36
Poids propre de palier	17	25	4.25
Enduit en plâtre	2	10	0.2
G (KN/m²)	5.65		
Q (KN/m²)	2.5		

Paillasse :

$$G = 3.09 + (17 \times 25 + 2 \times 10) \cdot \frac{1}{\cos \alpha} = 3.09 + \frac{4.45}{\cos \alpha}$$

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

Tableau IV.3 Descente des charges de paillasse dans les différents niveaux

Niveau		G1 (KN/m ²)	G2 (KN/m ²)	G3 (KN/m ²)
Parking		8.47	8.47	8.47
RDC	ascenseur	8.39	8.93	8.39
	bureau	8.37	8	/
Étage 1 à 4	ascenseur	8.39	8.47	8.39
	bureau	8.89	8.89	/
Étage 5 à 9		8.39	8.47	8.39

IV.1.6 Calcul des épaisseurs :

- Épaisseur de palier :

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

	Parking	RDC	Étage 1 à 4	Étage 5-9
Épaisseur de palier	0.17	0.17	0.17	0.17

➤ **Paillasse :**

$$L_{T1} = ? \quad \cos \alpha = 2.4 / L_{T1}$$

$$\frac{285}{30} \leq e_{pl} \leq \frac{285}{20} \longrightarrow 9.5 \leq e_{pl} \leq 14.25$$

$$e_p = 17 \text{ cm}$$

$$\frac{353}{30} \leq e_{pl} \leq \frac{353}{20} \longrightarrow 11.76 \leq e_{pl} \leq 17.65$$

IV.1.7 calcul des sollicitations :

✓ **Type 1 :**

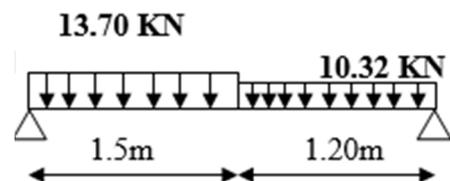
ELU :

$$R_A - R_B - 10.32 \times 1.2 - 13.70 \times 1.5 = 0$$

$$R_A + R_B = 32.934 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\longrightarrow R_B \cdot (1.2 + 1.5) - 10.32 \cdot (1.2) \cdot (2.1) - 13.70 \times 1.5 \times 0.75 = 0$$



$$\longrightarrow 2.7 R_B - 27.24 - 15.412 = 0$$

$$R_B = 15.34 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{B} = 0 \longrightarrow R_A - (1.2 + 1.5) - 13.70 (1.5) (1.95) - 10.32 \times 1.2 \times 0.60 = 0$$

$$\longrightarrow 2.7 R_B - 40.0425 - 7.4304 = 0$$

$$\longrightarrow R_B = 17.593 \text{ KN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \cdot x - 13.70 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1.5) = 17.59 \times 1.5 - 13.7 \times \frac{1.5^2}{2} = 10.977 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_A - 13.70 \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = R_A = 1.759 \text{ KN} \\ T(1.5) = -2.957 \text{ KN} \end{array} \right.$$

On a M_{\max} : tq : $T(x) = 0$

$$\longrightarrow T(x) = R_A - 13.70x = 0 \longrightarrow x = \frac{R_A}{13.7} = 1.28$$

$$\longrightarrow M(1.28) = 11.296 \text{ KN.m}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

$$M(x) = -R_B \cdot x + 10.32 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1.2) = -10.977 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = -R_B - 10.32 \cdot x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(0) = -R_B = -15.34 \text{ KN} \\ T(1.2) = -2.956 \text{ KN} \end{array} \right.$$

ELS :

$$R_A + R_B - 9.8 \times 1.5 - 7.38 \times 1.2 = 0$$

$$R_A + R_B = 23.661 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \longrightarrow R_B (2.7) - 7.38 (1.2 + 2.1) - 9.87 \times 1.5 \times 0.75 = 0$$

$$\longrightarrow R_B = 11 \text{ KN}$$

$$\sum \frac{M}{B} = 0 \longrightarrow R_A (2.7) - 9.87 (1.5 + 1.95) - 7.38 \times 1.2 \times 0.60 = 0$$

$$R_A = 12.6605 \text{ KN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \cdot x - 9.87 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.5) = 7.886 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 9.87 \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = 12.66 \text{ KN} \\ T(1.5) = -2.145 \text{ KN} \end{cases}$$

On a M_{\max} : tq : $T(x) = 0$

$$\longrightarrow T(x) = R_A - 13.70x = 0$$

$$\longrightarrow X = \frac{R_A}{9.87} = 1.28$$

$$\longrightarrow M(1.28) = 8.119 \text{ KN.m}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

$$M(x) = -R_B \cdot x + 7.38 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.2) = -7.8864 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_B + 7.38 \cdot x$$

$$\begin{cases} T(0) = -R_B = -11 \text{ KN} \\ T(1.2) = -2.144 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.1.8 Détermination de ferrailage :

Pour type 2 :

✓ Palier : $h = 0.18 \text{ m}$ $b = 1 \text{ m}$ $d = 0.9h = 0.162 \text{ m}$

✓ Paillasse : $h = 0.15 \text{ m}$ $d = 0.9h = 0.135 \text{ m}$

D'après le SAP2000 :

Tableau IV.4 : les efforts adoptés

	M_{appui}	$M_{\text{travée}}$	Effort tranchant
ELU	0	49.82	33.71
ELS	0	35.84	24.20

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

$$F_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$F_{bc} = \sigma_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ Mpa} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

ELU :

✓ **En travée :**

$$M_{ut} = 0.85 \times M_U = 0.85 \times 49.82 = 42.347 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{0.042347}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.1693$$

$$\mu_R = 0.392$$

Donc : $\mu_u \leq \mu_R \longrightarrow$ Section simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1639})$$

$$\alpha = 0.2252$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.2252) = 0.1228 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{UT}}{Z.\sigma_{st}} = \frac{0.042347}{0.1228 \times 347.82} = 9.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : le choix : $A_{st} = \mathbf{9T12} = 10.18 \text{ cm}^2$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23.b.d.\frac{f_{ti}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots \mathbf{CV}$$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.695 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

✓ **En appui :**

$$M_{ua} = 0.5 \times M_{max} = 0.50 \times 49.82 = 24.91 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{0.02491}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} \longrightarrow \mu_u = 0.09645$$

$$\mu_R = 0.392$$

Donc : $\mu_u \leq \mu_R \longrightarrow$ Section simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,09645})$$

$$\alpha = 0.1270$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.135(1 - 0.4 \times 0.1270) = 0.1280 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{UT}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.02491}{0.1280 \times 347.82} = 5.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : le choix : $A_{st} = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$

• **Condition de non fragilité :**

La section minimale :

$$A_{st} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ti}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV}$$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.415 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T10 = 3.14 cm²

✓ **ELS :**

Fissuration peu préjudiciable.

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

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

▪ **En travée :**

$$M_u = 42.347 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 30.464 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{42.347}{30.464} = 1.39$$

$$\alpha_t = 0.2252 \leq \frac{1.39 - 1}{2} + 0.25 = 0.445 \dots\dots \text{CV}$$

▪ **En appui :**

$$M_u = 24.91 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 17.92 \text{ KN}$$

$$\gamma = \frac{24.91}{17.91} = 1.39$$

$$\alpha_t = 0.1270 \leq \frac{1.39 - 1}{2} + 0.25 = 0.445 \dots\dots \text{CV}$$

🔧 **Vérification au cisaillement :**

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$V_u = \frac{q_1 \times l_1}{2} + \frac{q_2 \times l_2}{2} + \frac{q_3 \times l_3}{2} = \frac{10.32 \times 1.3 + 13.70 \times 3 + 10.32 \times 1.24}{2}$$

$$V_u = 33.65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v}{b.d} = \frac{33.65}{1 \times 0.135} = 0.2495 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa}$$

Tableau IV.5 récapitulatif du ferrailage d'escalier

	Armature longitudinal		Armature de répartition	
	Calculée (cm ²)	Choisi (cm ²)	Calculée (cm ²)	Choisi (cm ²)
En travée	9.90	10.78 = 9T12	2.695	3.14 = 3T12
En appui	5.58	5.65 = 5T12	1.395	3.14 = 3T12

IV.1.9 Etude de la poutre brisée :

IV.1.9.1 Pré-dimensionnement :

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=4, 90 m)

h : hauteur de la poutre

$$\frac{531}{15} \leq h \leq \frac{531}{10} \Rightarrow 32.66 \leq h \leq 49.0 \Rightarrow \mathbf{h=40 \text{ cm}}$$

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

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

IV.1.9.2 Descende des charges :

Palier inferieur :

$$G1 = (0.3 \times 0.4 \times 25) + 2.73 \times (3.74 - 1.36 - 0.4) + 5.65 \times 1.2 = 15.18 \text{ KN/ml}$$

Palier supérieure :

$$G2 = (0.3 \times 0.4 \times 25) + 2.73 \times (3.74 - 1.87 - 0.4) + 5.65 \times 1.2 = 13.8 \text{ KN/ml}$$

Paillasse:

$$G3 = [(0,3 \times 0,4 \times 25) / \cos(32,93)] + 2,73 \times [(3,23/2) - 0,4] + 8,93 \times 1,2 = 17,6 \text{ KN/ml}$$

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

IV.1.9.3 Calcul des efforts internes :

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

$$M_{u \text{ max}} = 57.25 \text{ KN.m} \quad T_{u \text{ max}} = 46.27 \text{ KN}$$

$$M_{S \text{ max}} = 42.41 \text{ KN.m} \quad T_{S \text{ max}} = 34.27 \text{ KN}$$

IV.1.9.4 Calcul du ferrailage :

$$h=0,4 \text{ m} \quad ; \quad b=0,3 \text{ m} \quad ; \quad d=0,9h=0,36 \text{ m} \quad ; \quad f_{c28}=25 \text{ MPa}$$

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

- **ELU:**

En travée :

$$M_{ut}=0,85 \text{ M}_{\text{max}} = 48.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{max}}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,004866}{0,36^2 \times 0,3 \times 14,17} = 0,088$$

$$\mu_u = 0,088 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,1157$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,34 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,004866}{0,34 \times 348}$$

$$A_{st} = 4,11 \text{ cm}^2$$

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

Condition de non fragilité :

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

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

En appuis :

$$M_{ut} = 0,5 M_{max} = 24,33 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,002433}{0,36^2 \times 0,3 \times 14,17} = 0,044$$

$$\mu_u = 0,044 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,056$$

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

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

$$A_{st} = \frac{0,02433}{0,35 \times 348} = 1,99 \text{ cm}^2 \quad \text{On choisit } A_{st} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

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

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

Condition du RPA99 V2003 :

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

Car on a choisie : 4T12+3T12 = 7,91 cm² > A_{min} = 6 cm²

- ELS

Vérification de la contrainte de compression du béton :

- En travée :

$$M_u = 48,66 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 36,048 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{48,66}{36,048} = 1,34$$

$$\alpha_t = 0,115 \leq \frac{1,34-1}{2} + 0,25 = 0,43 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- En appui :

$$M_u = 28,63 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 21,20 \text{ KN}$$

$$\gamma = \frac{28,63}{21,2} = 1,35$$

$$\alpha_t = 0.056 \leq \frac{1.35-1}{2} + 0.25 = 0.43 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = T_u / b \cdot d = \frac{0.04627}{0.30 \times 0.36} \implies \tau_u = 0.43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) \implies \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

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

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 :

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

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

- Zone courante:

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

Vérification de la flèche

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

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

$$(1) \dots\dots \frac{0,4}{4,9} \geq \frac{1}{18} \cdot \frac{36.048}{48.66} \implies 0,081 > 0,041 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$(2) \dots\dots \frac{0,4}{4,9} \geq \frac{1}{16} \implies 0,081 > 0,063 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc la flèche est vérifiée.

Récapitulatif du ferrailage de la poutre palière-brisée :

Les résultats est résumé dans le tableau suivant :

Tableaux IV.6 : Récapitulatif du ferrailage de la poutre brisée

Ferrailage	calculée (cm ²)	A st choisie	Armature transversale	Espacement (cm)
En travée	4.11	4,52 = 4T12	$\phi_t = 10 \text{ mm}$	Zone nodale St= 10 cm Zone courante: S' _t =20 cm
En appuis	1.99	3,39 = 3T12		

IV.2 L'ascenseur :

IV.2.1. Introduction :

Un ascenseur est un appareil élévateur destiné à transporter verticalement des personnes d'un niveau à un autre. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles 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 mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique, le contre poids et les câbles).

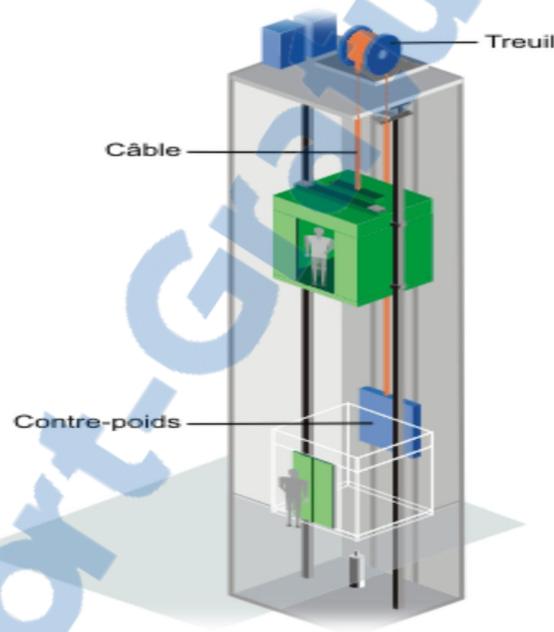


Figure IV.2 : Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.

IV.2.2 Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur est composé de trois éléments essentiels :

- ✓ Le treuil de levage et sa poulie.
- ✓ La cabine ou la benne.
- ✓ Le contre poids.

- **Dimension de l'ascenseur :**

$$L_x = 1.80 \text{ m}$$

$$L_y = 2.00 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.8}{2} = 0.9$$

$$0.4 < 0.9 < 1 \quad h \geq \frac{lx}{40} = 45 \text{ cm}$$

Avec : $h_{\min} = 20 \text{ cm}$

On prend : $h = 20 \text{ cm}$

- Évaluation des charges :

Le poids mort total est :

$$P_m = 2342.5 \text{ Kg}$$

$$P_p = P_m + Q / 2$$

Tel que : $Q = 600 \text{ Kg}$ (pour 7 personnes)

$$P_p = 2342.5 + \frac{600}{2} = 2642.5 \text{ Kg}$$

$$M_g = m.n.L$$

Tel que : m : la masse linéaire du câble.

n : le nombre des câbles.

L : la longueur du câble.

$$M_g = 0.512 \times 2 \times 31.62 = 32.38 \text{ Kg}$$

$$G = P_m + P_p + P_{\text{Treuil}} + M_g = 2342.5 + 2642.5 + 32.38 + 1200 = 6217.38 \text{ Kg.}$$

$$Q = 600 \text{ Kg}$$

- Vérification au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur.

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$= 1.35 \times 6217.38 + 1.5 \times 600$$

$$Q_u = 9293.46 \text{ Kg}$$

q_u est la charge appliquée sur chaque appui

$$q_u = \frac{Q_u}{4} = 2323.37 \text{ Kg.}$$

Selon le BAEL91, la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_u \leq 0.045 \times \mu_u \times h_o \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

h_o : l'épaisseur totale de la dalle.

μ_u : le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge q_u est appliquée sur un carré de $10 \times 10 \text{ cm}^2$.

$$h_0 = 20 \text{ cm}$$

$$\mu_u = 2 \times (u + v).$$

$$u = a + h_0 + 1.5h_r = 10 + 20 + 1.5 \times 5 = 37.5 \text{ cm}$$

$$v = b + h_0 + 1.5h_r = 10 + 20 + 1.5 \times 5 = 37.5 \text{ cm}$$

Donc :

$$\mu_u = 2 \times (37.5 + 37.5) = 150 \text{ cm.}$$

$$q_u \leq 0.045 \times 1.5 \times 0.20 \times \frac{25000}{1.5}$$

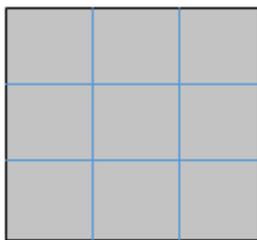
$$q_u \leq 22500 \text{ kg}$$

$$2323.37 \text{ Kg} \leq 22500 \text{ Kg}$$

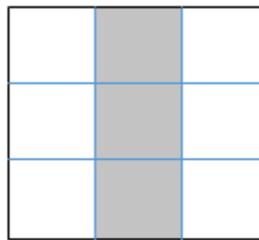
La condition est vérifiée ; donc le risque de poinçonnement n'existe pas

Évaluation des moments :

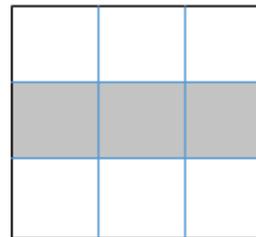
Moments due aux charges concentrées :



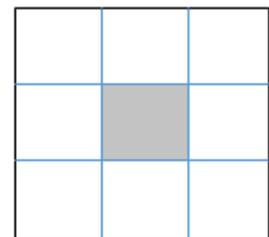
(1)



(2)



(3)



(4)

Rectangle 1:

$$U = 1.3 \text{ m}$$

$$V = 1.3 \text{ m}$$

$$U_0 = 130 + 20 + 5 \times 1.5 = 157.5$$

$$V_0 = 130 + 20 + 5 \times 1.5 = 157.5$$

$$\frac{U_0}{l_x} = \frac{157.5}{180} = 0.875$$

$$\frac{V_0}{l_y} = \frac{157.5}{180} = 0.875$$

On utilise l'abaque 2 :

$$M_1 = 5.8 \cdot 10^{-2}$$

$$M_2 = 4.5 \cdot 10^{-2}$$

Tableau IV .7 : les moments dus aux charges concentrées.

rectangle	U	V	U _o	V _o	U _o /I _x	V _o /I _y	M1	M2
1	1,30	1,30	1,58	1,58	0,88	0,79	0,058	0,045
2	0,60	1,30	0,88	1,58	0,49	0,79	0,0845	0,0575
3	1,30	0,60	1,58	0,88	0,88	0,44	0,069	0,066
4	0,60	0,60	0,88	0,88	0,49	0,44	0,099	0,089

Tableau IV.8 : moments isostatiques à ELU et ELS

ELU				ELS			
P _u	P= P _u *u*v	M _x	M _y	P = (G+Q)/4	P _s	M _x	M _y
23,32	39,41	2,29	1,77	17,11	28,91	1,94	1,64
23,32	18,19	1,54	1,05	17,11	13,34	1,28	0,99
23,32	18,19	1,26	1,20	17,11	13,34	1,10	1,06
23,32	8,40	0,83	0,75	17,11	6,16	0,72	0,67

Les moments dus aux charges :

ELU :

$$M_x = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 0.32 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 0.27 \text{ KN.m}$$

Moment due à la charge répartie (poids propre) :

$$G = 25 \cdot 0.2 = 5 \text{ KN/m.}$$

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

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 5 + 1.51 = 8.25 \text{ KN/m}$$

Sollicitation :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.8}{1} = 0.9 > 0.4$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$\alpha = 0.9$$

$$\mu_x = 0.0456$$

$$\mu_y = 0.7834$$

$$M_{x2} = 1.218$$

$$M_{y2} = 0.9451$$

Moment appliqué à la dalle :

$$M_{y2} = M_{y2+} + M_{y2} = 0.32 + 1.218 = 1.538 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = M_{y2+} + M_{y2} = 0.27 + 0.9541 = 1.2241 \text{ KN.m}$$

Moment retenu :

- En travée :

$$M_{tx} = 0.75 M_{ox} = 0.75 \cdot 1.538 = 1.1535 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{oy} = 0.75 \cdot 1.2241 = 0.9180 \text{ KN.m}$$

- En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{ox} = 0.5 \cdot 1.538 = 0.769 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage de la dalle :

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

- $b = 100 \text{ cm}$
- $h = 20 \text{ cm}$
- $d = 0.9 h = 18 \text{ cm}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable

En travée :

- Sens x :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0.0011535}{0.18^2 \times 1 \times 14.17} = 0.0025$$

$$\mu_R = 0.392$$

$$\mu_u < \mu_R$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.00313$$

$$Z = 1 - 0,4 \alpha = 0.9987 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{Z \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.0011535}{0.9987 \times 0.18 \times 348} = 1.84 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_s = 0.184 \text{ cm}^2$$

- Sens y :

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0.00918}{0.9987 \times 0.18 \times 348} = 0.00199$$

$$\mu_R = 0.392$$

$$\mu_u < \mu_R$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0025$$

$$Z = 1 - 0,4 \alpha = 0.9989 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{Z.d.\sigma_{st}} = \frac{0.00918}{0.9987 \times 0.18 \times 348}$$

$$A_{st} = 0.146 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$\mu_u = \frac{Ma}{d^2.b.\sigma_{bc}} = \frac{0.00769}{1 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.00167$$

$$\mu_R = 0.392$$

$$\mu_u < \mu_R$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.002$$

$$Z = 1 - 0,4 \alpha = 0.9991 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Ma}{Z.d.\sigma_{st}} = \frac{0.00769}{0.9991 \times 0.18 \times 348}$$

$$A_{st} = 0.123 \text{ cm}^2$$

Sections minimales des armatures :

$$h_o = 20 \text{ cm}$$

• Sens Ly :

$$A_{ymin} = 0.8h_o = 0.8 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_{ty} = 0.146 \text{ cm}^2 < 1.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_{ty} = 1.6 \text{ cm}^2$.

- En appui : $A_{ay} = 0.123 \text{ cm}^2 < 1.6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_{ay} = 1.6 \text{ cm}^2$.

• Sens Lx :

$$A_{xmin} = A_{ymin} \frac{3-\alpha}{2} = 1.68 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_{stx} = 0.184 \text{ cm}^2 < 1.68 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_{stx} = 1.68 \text{ cm}^2$

- En appui : $A_{ax} = 0.146 \text{ cm}^2 < 1.68 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_{ax} = 1.68 \text{ cm}^2$

Choix d'aciers :

- Diamètre :

$$h_o = 20 \text{ cm}$$

$$\Phi \leq \frac{h_o}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm.}$$

- L'espacement :

$$\delta_t \leq \min (3h_o, 33 \text{ cm})$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

La dalle est bétonnée sans reprise

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\tau_u = \frac{v_{utot}}{bd}$

et $\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \cdot \min(0.13 f_{c28} ; 5\text{MPa})$

$V_{u\ tot} = v_x + v_y \dots\dots$ Sens x

$V_{u\ tot} = v_y + v_u \dots\dots$ Sens y

- Calcul de l'effort tranchant (V_x et V_y) dus aux charges réparties :

$$\alpha = \frac{1.8}{2} = 0.9 > 0.4 \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = qu \frac{lx}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} \\ V_y = qu \frac{lx}{3} \end{array} \right.$$

- Calcul de qu:

C'est la charge ultime de la dalle :

Tel que :

$qu = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ N/m}$.

On calcule V_v et V_u (effort tranchants dus aux charges localisées :

$V_v = \frac{q_0}{2u+v}$ avec : $q_0 = 2323.36 \text{ Kg}$

$V_v = \frac{2323.36}{2 \times 0.375 + 0.375} = 20.65 \text{ KN}$

$V_v = \frac{q_0}{3u} \leq V_u \longrightarrow \frac{2323.36}{3 \times 0.375} = 20.65 \text{ KN}$

Comme ($u = v = 37.5 \text{ cm}$) $\longrightarrow V_u = V_v = 20.65 \text{ KN}$

Donc l'effort total :

Sens L_x :

$V_{tot} = V_x + V_v = 5.12 + 20.65 = 25.77 \text{ KN}$

Sens L_y :

$V_{tot} = V_y + V_u = 7.425 + 20.65 = 28.075 \text{ KN}$

D'où : $V_{tot} = \max(V_{totx}, V_{toty})$.

Donc : $\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} = \frac{28.075 \cdot 10^{-3}}{b.d} = 0.156 \text{ MPa}$

$15 \text{ cm} < h_0 < 30 \text{ cm}$ (CV)

$\tau < \bar{\tau}_{lim} = \frac{10 h_0}{3} = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa})$

$0.1563 < \bar{\tau}_{lim} = 2.16 \text{ MPa}$ (CV)

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

Vérification à l'ELS :

Calcul des sollicitations :

Charge localisé : voir tableau

$$M_{0x} = 0.28$$

$$M_{0y} = 0.25$$

Moment due aux charges repartie ELS :

$$G = 0.20 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$$

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

$$Q_{\text{ser}} = 1 + 5 = 6 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.9 > 0.4 \quad \text{la dalle travaille en deux sens :}$$

$$\mu_x = 0.0528$$

$$\mu_y = 0.8502$$

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x^2 = 0.0528 \times 6 \times (1.8)^2 = 1.026 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0xr} = 0.8726 \text{ KN.m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 0.28 + 1.026 = 1.306 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 0.25 + 0.8726 = 1.1226 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée et en appui :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.9795 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.8415 \text{ KN.m}$$

$$M_{0x} = M_{0y} = 0.5 M_{0x} = 0.653 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0.9795 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A' = 0$$

Position de l'axe neutre : (y)

$$Y = \frac{b y^2}{2} + n A_s (y-d) - n A_s (d-y) = 0$$

On a n = 15 et A's = 0

$$Y = \frac{b y^2}{2} - 15 A_s (d-y) = 0$$

$$Y = 0.5 y^2 - 15 \times 3.14 (0.18 - y) 10^{-4}$$

$$Y = 0.5 y^2 - 47.1 y - 8.478.$$

$$Y_1 = \frac{-b - \sqrt{\delta}}{2a} = \frac{-4.71 - 41.44}{2} = -23.075 \text{ cm}$$

$$Y_2 = \frac{-b + \sqrt{\delta}}{2a} = \frac{-4.71 + 41.44}{2} = 3.67 \text{ cm}$$

Calcul moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + n A_s (d-y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 3.67^3}{3} + 15 \times 3.14 (20 - 3.67)^2$$

$$I = 11319.62 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton : σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S \times Y}{I} = \frac{0.9795 \times 3.67 \times 10^{-2}}{11319.62 \times 10^{-8}} = 3.175 \text{ MPa}$$

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

Donc les armatures calculées à l'ELU convient.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **En appui :**

$$M_{ax} < M_{ts} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Suivant L_y :

- **En travée :**

$$M_{ly} = 0.84195 \text{ KN}.$$

Position de l'axe neutre y :

$$y = \frac{b y^2}{2} + n A_s (y-d) - n A_s (d-y) = 0$$

$$y = \frac{b y^2}{2} - 15 A_s (d-y) = 0$$

$$y = 50 y^2 - 15 \times 3.14 (18-y) = 0$$

$$y = 3.67 \text{ m}$$

Contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S \times Y}{I} = \frac{0.84195 \times 3.67 \times 10^{-2}}{11319.62 \times 10^{-8}} = 2.73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

Vérification des flèches :

Arrêt des barres :

$$Fe 400, f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$L_s = 40\varnothing = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{e_p}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_{0x}} \iff \frac{20}{180} = 0.11 > \frac{0.9795}{20 \times 1.306}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \iff \frac{3.14}{100 \times 18} = 0.0017 < \frac{2}{400} = 0.005$$

Arrêts des barres sur appuis :

$$L_1 = \max (L_s ; \frac{1}{4}(0.3 + \frac{M_a}{M_{0x}}) L_x) = \max (40 ; 36\text{cm}).$$

$$L_2 = \max (L_s ; \frac{L_1}{2}) = \max (40 ; 20\text{cm}).$$

Armatures finales :

Tableau IV.9 : ferrailage de la dalle d'ascenseur

	Sens	Section d'acier calculée	Le choix	Espacement
En travée	Lx	1.6 cm ²	4T10	δ _{tx} = 25 cm
	Ly	1.6 cm ²	4T10	δ _{tx} = 25 cm
En appuis	Lx et Ly	1.68 cm ²	4T10	δ _{tx} = 25 cm

IV.3. L'acrotère :

IV.3.1.Introduction :

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

Le calcul de l'acrotère fera en flexion composée car elle est soumise à son poids propre et une surcharge horizontale due au vent.

IV.3.2. Poids propre de l'acrotère :

- Charge permanente :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.10 \times 0.05/2) + (0.05 \times 0.1) = \mathbf{0.0675 \text{ m}^2}$$

$$G = 0.0675 \times 2500 = \mathbf{168.75 \text{ kg/ml}}$$

- La charge horizontale :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A = 0,1 : coefficient d'accélération de la zone.

C_p = 0.8 : facteur de la force horizontale en KN.

W_p = 168.75 Kg/ ml.

$$F_p = 4 \times 0.1 \times 0.8 \times 168.75 = \mathbf{54 \text{ kg/ml.}}$$

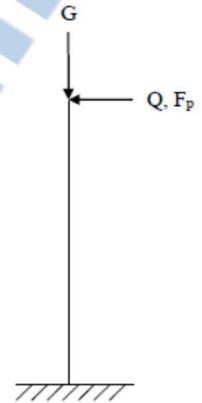
IV.3.3. Combinaisons d'action :**ELU :**

$$M_u = 1.35 M_g + 1.5 M_q = 1.5 M_q$$

$$M_q = Q \times l \times h = 0.54 \times 1 \times 0.6 = 0.324 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 1.5 \times 0.324 = 0.486 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.6875 = 2.278 \text{ KN}$$

**ELS :**

$$M_s = M_g + M_q = M_q = 0.324 \text{ KN.m}$$

$$N_s = G = 1.6875 \text{ KN.}$$

IV.3.4. Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.486}{2.278} = 0.213 \text{ m}$$

$$\frac{ht}{6} = \frac{10}{60} = 1.67 \text{ cm}$$

$e > \frac{ht}{6} \implies$ La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

IV.3.5. Détermination du ferrailage :**ELU :**

- **Moment de flexion fictif :**

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{ht}{2} \right) = 0.486 + 2.278 \times (0.09 - 0.05) = 0.577 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

- **Moment réduit (μ_u):**

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.000577}{1 \times 0.09^2 \times 14.17} = 5.027 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu_u < \mu_R$$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées ($A_{sc}=0$).

$$A_{st} = \frac{\frac{MA}{Z} - Nu}{\sigma_{st}}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

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

$$= 6.26 \times 10^{-3}$$

$$Z = 0.9 (1 - 0.4 \times 6.26 \times 10^{-3})$$

$$= 0.0898 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{\frac{0.000577}{0.0898} - 0.002278}{347.83}$$

$$= 1.1827 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$= 0.118 \text{ cm}^2$$

$$A_{st_{\min}} \geq 0.23 \text{ b.d} \frac{ft_{28}}{fe}$$

$$A_{st_{\min}} \geq 0.23 \times 0.09 \times 10^4 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st_{\min}} \geq 1.0870 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} \geq 1.087 \text{ cm}^2$

$$A_{st} = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

ELS :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

Tel que : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns.y}{S}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{Ns(d-y)}{S} \quad \text{avec} \quad n = 15$$

$$\sigma_{sc} = n \cdot \frac{Ns(d-d')}{S}$$

$$e = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0.324}{1.6875} = 0.192 \text{ m}$$

$$\frac{ht}{6} = \frac{10}{6} = 1.67$$

$$e > \frac{ht}{6}$$

Donc le centre de gravité se trouve à l'extérieur de la section, et comme Nu est un effort de compression, nous pouvons déduire que la section est partiellement comprimée.

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

$$= -3 \left(\frac{0.1}{2} - 0.192\right)^2 + 6 \frac{(15 \times 2.01 \times 10^{-4})}{0.09 - 0.05 + 0.192} = -0.0563$$

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

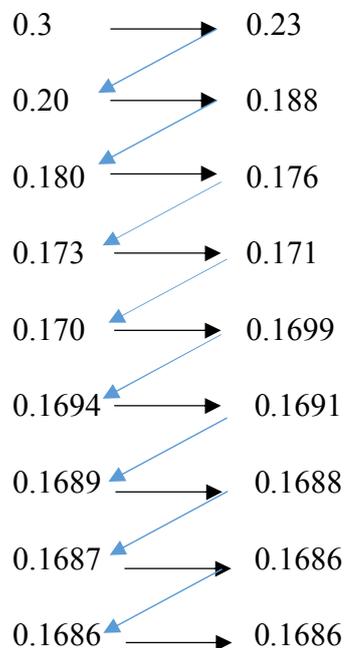
$$= -2 (0.05 - 0.192)^3 - 6 \frac{15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{b} (0.09 - 0.05 + 0.192) = 0.0047 \text{ m}^2$$

• **Méthode des itérations successives :**

$$e_1 = \frac{-l_1^3 - q}{p} \quad \text{ou} \quad e_1 = \sqrt[3]{(-p \cdot e_1 - q)}$$

On prend une valeur :

$$e_1 = 0.3 \text{ m}$$



On prend : $e_1 = 0.1686 \text{ m}$

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

$$x = 0.05 + 0.1685 - 0.192$$

$$x = 0.0265 \text{ m}$$

$$x = 2.65 \text{ cm}$$

$$S = \frac{b \cdot x^2}{2} - n \text{ Ast} (d-x)$$

$$S = \frac{1 \times 0.0265^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.09 - 0.0265)$$

$$S = 1.59 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

Calcul des contraintes :• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot x}{S} = \frac{(1.6875 \times 10^{-3} \times 0.0268)}{1.59 \times 10^{-4}} = 0.28 \text{ MPa}$$

• **Acier :**

$$\sigma_{st} = \eta \frac{N_s (d-x)}{S} = 15 \frac{1.6875 \times 10^{-3} (0.09 - 0.0268)}{1.59 \times 10^{-4}} = 10.11 \text{ MPa}$$

Contraintes admissible :- **Béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 25 \times 0.6 = 15 \text{ MPa}$$

- **Acier :**

Fissuration préjudiciable :

$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_{st} &= \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \\ &= \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \\ &= \min (266.67, 201.63) \\ &= 201.63 \text{ MPa} \end{aligned}$$

• **Vérification :**

- **Acier :**

$$\sigma_{st} = 10.11 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad (\text{CV})$$

$$\sigma_{bc} = 0.28 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{CV})$$

- **Béton :**

Don la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

Pour les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_r = 4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$\delta_{tmax} \leq \min (3 h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\delta_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

CHAPITRE V

ETUDE DYNAMIQUE

V.1. Introduction :

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoquée par la rupture et changement de vitesse des roches en dessous. Pendant le tremblement de terre, le mouvement de terrain se produit au hasard dans tous les sens rayement d'un point dans croûte terrestre, appelée l'épicentre. Il cause des vibrations des structures et induit des forces d'inertie sur elles.

V.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3 Modélisation de la structure :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portiques (poutres – poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de types frame à deux nœuds ayant six degrés de liberté DDL par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

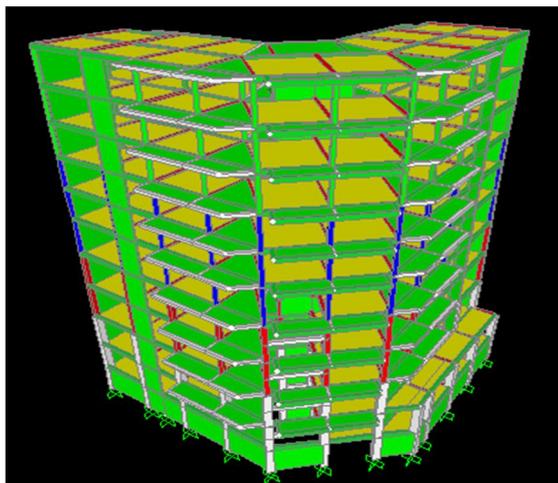


Figure V.1 : Modèle 3D de la structure.

V.4 Méthodes de calculs :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

V.4.1 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

V.4.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.5. Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$
- ELA : $G + Q \pm 1.2 E$
- ELA : $G + Q \pm E$
- ELA : $0.8 G \pm E$

V.6 Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

On va utiliser les deux méthodes ; la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale car toutes les conditions sont vérifiées, et on compare entre eux.

V.7 Analyse du modèle :

Notre structure est contreventée par une ossature portique – voile. Le choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de condition :

- Satisfaire les conditions d'architectures.
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

Plusieurs variantes ont été étudiées, parmi ces variantes on présente les quatre cas :

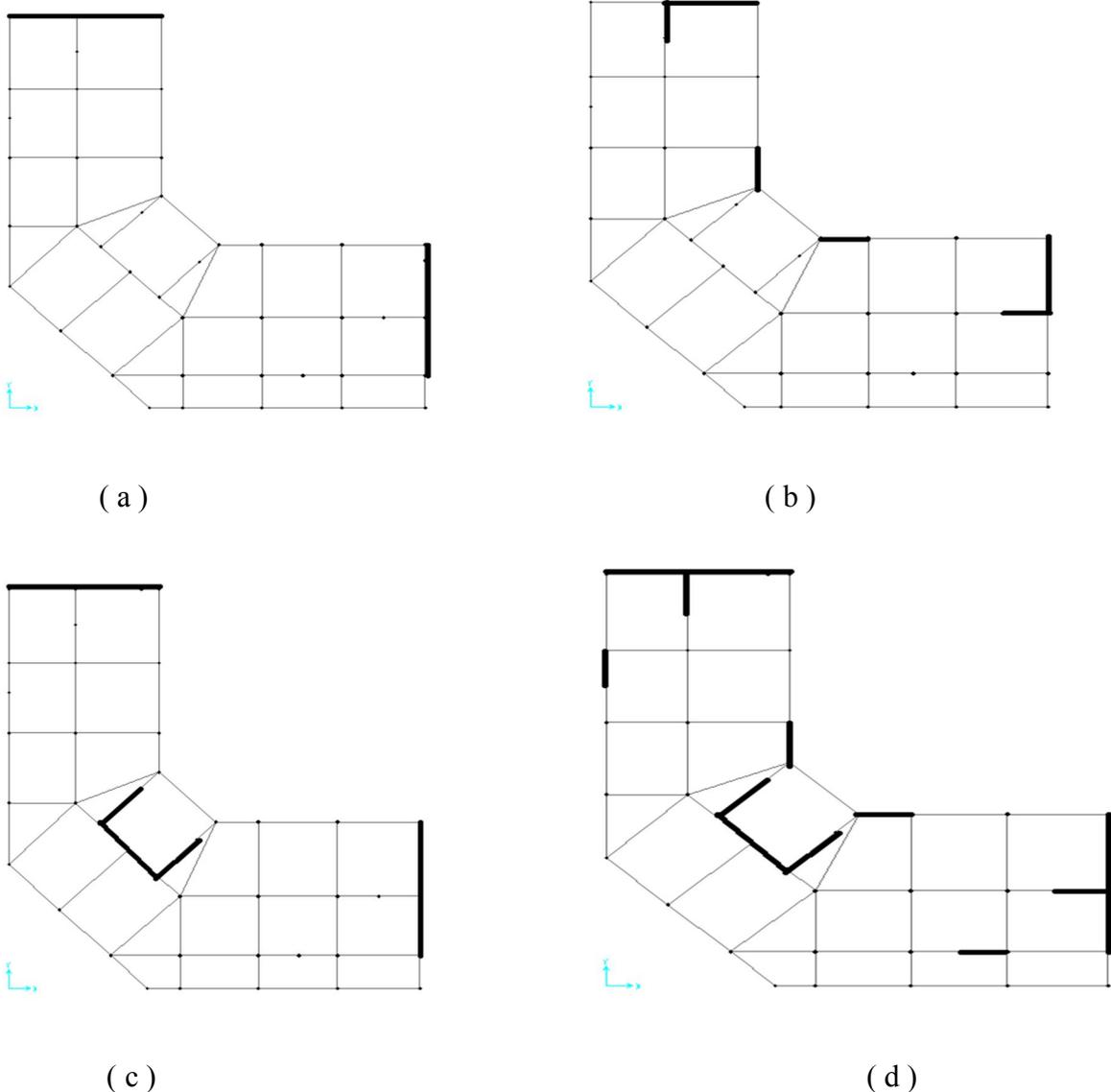


Figure V.2 : les dispositions des voiles.

Le cas retenu c'est le cas (d) qui nous a donné la période la plus faible (0.93).

V.8 méthodes statique équivalente :

V.8.1 Détermination des coefficients :

La formule de la force totale à la base est donnée par le RPA 99 :

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

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- W : poids totale de la structure

$$W = G + \beta Q$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le tableau 4-5 du RPA 99, dans notre cas $\beta = 0.2$

- Coefficient d'accélération de zone (A) :

Groupe d'usage : Importance moyenne (2)	}	A = 0.10 (tableau 4-1 RPA 99)
Zone I		

- Coefficient de comportement (R) :

La valeur de R est donnée par le tableau 4-1 dans le RPA 99 V 2003 en fonction du système de contreventement.

Notre structure a un système de contreventement en portique des murs voiles, ce qui implique selon le RPA 99 V 2003 que le coefficient de comportement sera égale 4.

- Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

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

η : facteur de correction d'amortissement.

T : période fondamentale.

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie de site.

Remplissage dense donc : $\zeta = 7$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.8819 > 0.7$$

Site 1 : rocheux : $T_2 = 0.3$ s

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

Dans notre cas, la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA 99 V 2003.

T : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

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

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : le coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est donnée par le tableau 4-6 du RPA 99/V 2003.

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

On a : $h_N = 36.62$ m

$$C_T = 0.05$$

$$T_1(S_1) = 0.15 \text{ s et } T_2 = 0.3 \text{ s}$$

	sens X	sens Y
D (m)	26.66	27.4
T (s)	$\min(0.74 ; 0.638) = 0.638$	$\min(0.74 ; 0.63) = 0.63$
D (s)	1.33	1.34

- Facteur de qualité (Q) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

p_q : valeur de pénalité.

Tableau V.1 Pénalité correspondante au critère

	Q	
	Sens X	Sens Y
Condition minimale des files porteuses	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

Vu que notre structure est importante, on suppose que les matériaux utilisés sont contrôlé, et il est très probable qu'il doit y avoir un contrôle de la qualité de l'exécution des travaux

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

V.8.2 Période et participation massique :

Tableau V.2 Périodes et pourcentage de participation massique :

Mode	Période	U _x	U _y	Type
1	0.93	0.14	0.47	Translation
2	0.89	0.46	0.11	Translation
3	0.68	0.02	0.03	Rotation
4	0.21	0.04	0.09	/
5	0.21	0.1	0.01	/
6	0.19	0	0.0	/
7	0.16	0	0	/
8	0.13	0	0	/
9	0.12	0	0	/
10	0.08	0	0	/
11	0.08	0	0	/
12	0.09	0	0	/

V.8.3 Poids total de la structure (W) :

Pour le calcul de poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel SAP 2000 :

Tableau V.3 Poids des différents niveaux :

Niveaux	Poids (T)
Sous-sol	642.76
RDC	607.14
1	559.73
2	542.08
3	535.10
4	503.14
5	492.83
6	489.22
7	492.92
8	492.92
9	443.83

Le poids total de la structure : $W = 5801.68 \text{ t}$

V.8.4 Détermination de l'effort tranchant :

$$V^x = \frac{0,3(1.33)(1.2)}{5} \cdot 5801.6 \Rightarrow V^x = 1851.9 \text{ KN}$$

$$V^y = \frac{0,1(1.34)(1.2)}{5} \cdot 5801.6 \Rightarrow V^y = 1865.82 \text{ KN}$$

V.8.5 Détermination de la force sismique de chaque niveau :

Les forces sismiques de chaque niveau est données par la formule (4-11 du RPA 99 V 2003) :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot H_i}{\sum_1^n W_j \cdot H_j}$$

Avec : F_t est la force concentrée au sommet de la structure, $F_t = 0.07 \times V \times T$

Tableau V.4 Les forces sismiques de chaque niveau pour R= 5

Niveaux	F _x (KN)	F _y (KN)
Sous-sol	26.28	26.52
RDC	61.65	62.22
1	98.84	90.66
2	119.36	120.45
3	149.78	151.15
4	169.01	170.56
5	191.07	192.82
6	213.5	215.46
7	239.21	241.41
8	263.27	265.68
9	266.13	268.57

V.8.6 Vérification du coefficient de comportement R :

D'après l'article -4.b de RPA 99 V 2003 – pour un système de contreventement de structure en portiques par des voiles en béton armé R = 5, il faut que les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. Les différentes sollicitations par logiciel SAP 2000.

- **Charges verticales :**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues au charge vertical.

$$P_{\text{global}} = 846251.368 \text{ KN}$$

$$P_{\text{voiles}} = 186175.86 \text{ KN}$$

$$\frac{P_{\text{global}}}{P_{\text{voiles}}} = 22\%$$

Avec : P_{global} : l'effort normal de la structure global.

P_{voiles} : l'effort normal des voiles.

- **Charges horizontales :**

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. ($V_v/V_G \leq 75\%$)

	Selon X	Selon Y
V _G	1807.98	1783.07
V _v	1337.90	1319.48

Avec :

V_V : Effort tranchant reprise par le voile.

V_G : Effort tranchant par la structure global

V.9 Méthode d'analyse spectrale modale :

V.9.1 Spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant RPA 99 V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure.

T_1, T_2 : Période caractéristique associés à la catégorie de site (S1).

S_a : Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s².

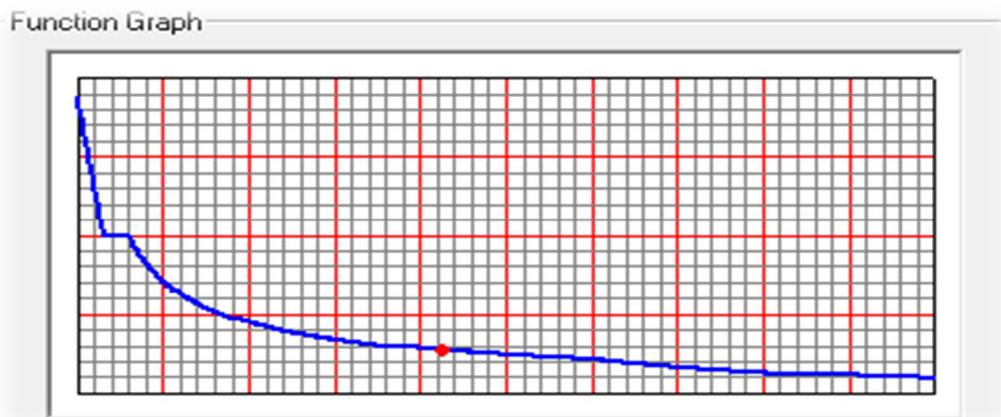


Figure V.3: spectre de réponse pour $R = 5$

V.10 Résultante des forces sismique de calcul :

D'après le **RPA99 V 2003** (article 4.3.6), la résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 80\% V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements moments ...) dans le rapport $0,8 V_s/V_t$

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau V.5: Comparaison entre l'effort statique et dynamique

	V Dynamique		V statique	
	Vx(KN)	Vy(KN)	Vx(KN)	Vy (KN)
L'effort tranchant à la base	1807.98	1783.07	1851.9	1865.82

L'effort tranchant à la base :**Selon X :**

V dynamique = 1807.98 KN > 80% V statique = $0,8 \times 1851.9 = 1481.52 \dots$ CV

Selon Y :

V dynamique = 1783.07 KN > 80% V statique = $0,8 \times 1865.82 = 1492.66 \dots$ CV

D'après les résultats précédents on remarque que la condition :

<< V dynamique 80% V statique >> est vérifiée.

VI.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 ferraillage de chaque élément on a utilisé le logiciel SAP2000 qui permet la détermination des différents efforts internes.

VI.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.

VI.2.1. Les combinaisons de calcul :

Combinaisons fondamentales selon le **B.A.E.L 91**

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

Combinaison accidentelles selon le **RPA 99 v 2003**

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

VI.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Le calcul de ferraillage 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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \dots\dots\dots \text{RPA 99 v 2003}$$

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 VI .1 : La vérification des poteaux sous sollicitations normales.

Poteaux	N _d (KN)	b = a	B _c (cm ²)	f _{c28} (MPa)	v ≤ 0,3	observation
P1	3,597	0,70	0,49	25	0,29	CV
P2	3,505	0,70	0,49	25	0,28	CV
P3	3,06	0,65	0,42	25	0,28	CV
P4	2,691	0,65	0,42	25	0,25	CV
P5	2,326	0,60	0,36	25	0,25	CV
P6	1,972	0,55	0,30	25	0,26	CV
P7	1,634	0,50	0,25	25	0,26	CV
P8	1,309	0,45	0,20	25	0,25	CV
P9	0,99	0,40	0,16	25	0,24	CV
P10	0,658	0,35	0,12	25	0,21	CV
P11	0,323	0,30	0,09	25	0,14	CV

VI.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.

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

Avec : $\rho_d = 0,075 \longrightarrow \lambda_g \geq 5$

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

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots \dots \dots \text{RPA 99 v2003}$$

$$l_f = 0,7 l_o$$

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 VI.2: Vérification spécifique sous sollicitation tangentes.

Poteaux	V (KN)	τ_u	λ_g	ρ_d	τ_{bu}	observation
P1	34,62	0.07	3,1	0,04	1	cv
P2	33,066	0.067	3,2	0,04	1	cv
P3	53,03	0,1255	4,0	0,04	1	cv
P4	36,32	0.085	4,0	0,04	1	cv
P5	44,33	0.123	4,4	0,04	1	cv
P6	39,43	0,130	4,8	0,04	1	cv
P7	31,52	0,126	4,3	0,04	1	cv
P8	37,85	0.187	4,8	0,04	1	cv
P9	36,82	0,230	5,4	0,075	1,875	cv
P10	34,7	0.28	6,1	0,075	1,875	cv
P11	30,21	0,335	7,1	0,075	1,875	cv

VI.2.4. Ferraillage 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 [M_x ; M_y] et un effort normal de compression [N].

Méthode de calcul :

Pour les combinaisons « ELU », « $0.8G \pm E$ », « $G+Q \pm E$ », 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 « $G+Q \pm E$ » donnent les valeurs de moment maximum. On prend la plus défavorable.

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en sous-sol (70*70), on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

Tableaux VI.3: Les sollicitations de poteau de l'exemple

Section	ELU		
	N max [KN]	M max [KN.m]	T max [KN.m]
70*70	3597	72,49	34,62

VI.2.4.1. Calcul des armatures longitudinales :

$$b = 70 \text{ cm}; d=0,9h= 0,9 \times 0,7 = 0,63\text{m}; \quad d'=0,1h= 0,1 \times 0,7=0,07 \text{ m}$$

$$N=3597 \text{ KN}; \quad M= 72,49 \text{ KN.m}; \quad \sigma_{st}=348 \text{ MPA}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{72,49}{3597} = 0,020 \text{ m}$$

$$ea = e + \frac{h}{2} - d' = 0,308\text{m}$$

Le moment fictive Ma:

$$Ma = N \times ea = 3597 \times 10^{-3} \times 0,30 = 1,079 \text{ MN.m}$$

$$N_u \times (d-d') - Ma = 3597 \times 10^{-3} \times (0,63 - 0,07) - 1,079 = 0,9353$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}) b d^2 \sigma_{bc} = (0,337 - 0,81 \times \frac{0,07}{0,63}) \times 0,7 \times 0,63^2 \times 14,17 = 0,9724$$

$$\text{Donc : } 0,9353 < 0,9724$$

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

→ Section partiellement comprimé

Moment réduits :

$$\mu = \frac{Ma}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1,079}{0,63^2 \times 0,7 \times 14,17} = 0,2740$$

→ La section est à simple armature

Section d'armature :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,2740}) = 0,4096$$

$$Z=d (1-0,4 \alpha) = 0,54 \times (1-0,4 \times 0,4096) = 0,5267$$

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

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{1,079}{0,5267} - 3,597 \right) = -0,003870 < 0$$

Le ferraillage est négatif, alors on va ferrailler avec le minimum du RPA99 version 2003.

Armature minimales :

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

$$A_{\min} = 0,7\% \times 70 \times 70 = 34,30 \text{ cm}^2$$

Armature maximales :

- Zone courante

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

$$A_{\max} = 0,04 \times 70 \times 70 = \mathbf{196} \text{ cm}^2$$

- Zone de recouvrement:

$$A_{\max} = 6\% (b.h) = 294 \text{ cm}^2$$

- 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 VI.4 : Ferraillage longitudinale des poteaux

Niveaux	a =b	A _{min} (cm ²)	A _{max} (Zone courante) (cm ²)	A _{max} (zone de recouvrement) (cm ²)	A calculé (cm ²)	Ferraillage longitudinale
						choix
Sous-sol	0.70	34,30	196	294	-44,45	12T20
RDC	0,70	34,30	196	294	-42,97	12T20
Etage 1	0,65	29,58	169	253.5	-35,67	10T20
Etage 2	0,65	29,58	169	253.5	-32,23	10T20
Etage 3	0,60	25,20	144	216	-26,81	14T16
Etage 4	0,55	21,18	121	181.5	-22,43	12T16
Etage 5	0,50	17,50	100	150	-17,14	12T14
Etage 6	0,45	14,18	81	121.5	-12,28	10T14
Etage 7	0,40	11,20	64	96	-7,38	10T12
Etage 8	0,35	8,58	49	73.5	-1,32	8T12
Etage 9	0,30	6,30	36	54	3,46	6T12

VI.2.4.2. Calcul des armatures transversales :

D’après le RPA99 v2003 :

$$A_t = \frac{\rho \times T_{max}}{h_1 \times f_e}$$

- 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.

ρ =2,5 si l’élancement géométrique λ_g ≥ 5

ρ =3,75 si l’élancement géométrique λ_g ≤ 5

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

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

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

ϕt ≤ min (2; 7; 1.2) on adopte ϕ8

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 (zoneI).

$$\Phi = 2 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm} \longrightarrow L_r = 50 \text{ cm}$$

La longueur de la zone nodale :

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}) \text{ selon le RPA99v2003} \longrightarrow h' = 70 \text{ cm.}$$

Tableau VI.5 : ferraillage transversale des poteaux

Etage	h (cm)	T _{max} (KN)	λ_g	ρ	t	t'	A _t (cm ²)	Choix
S-sol	0.70	34.62	3.1	3.75	10	15	0.789	$\varphi 8$
RDC	0,70	33,066	3,2	3,75	10	15	0,754	$\varphi 8$
1	0,65	53,03	4,0	3,75	10	15	1,302	$\varphi 8$
2	0,65	36,32	4,0	3,75	10	15	0,892	$\varphi 8$
3	0,60	44,33	4,4	3,75	10	15	1,179	$\varphi 8$
4	0,55	39,43	4,8	3,75	10	15	1,144	$\varphi 8$
5	0,50	31,52	4,3	3.75	10	15	1,006	$\varphi 8$
6	0,45	37,85	4,8	3.75	10	15	1,342	$\varphi 8$
7	0,40	36,82	5,4	2,5	10	15	0,979	$\varphi 8$
8	0,35	34,7	6,1	2,5	10	15	1,055	$\varphi 8$
9	0,30	30,21	7,1	2,5	10	15	1,071	$\varphi 8$

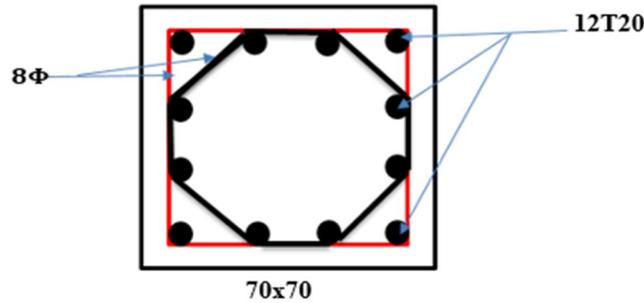


Figure VI .2 : Ferraillage de poteau de sous-sol

VI.3. Les poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportée 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 sollicitées défavorablement sous :

- Combinaison fondamentales : **BAEL 91** : 1,35G+1,5Q
- Combinaison accidentelles : **RPA 99v2003** : G+Q± E
0,8G± E

VI.3.1. Ferraillage des poutres principales :

On va prendre comme un exemple de calcul « poutre principale au niveau de parking »

Tableau VI .6 : Sollicitations de la poutre principale

	ELU		ELS	
	Mt (MN)	Ma (MN)	Mt (MN)	Ma (MN)
30*40 cm ²	0.0857	0.174	0.0612	0.113
V(MN)	0.2067		0.1247	

V.3.1.1. Ferraillage longitudinale :

En travée :

- **ELU**

$$M_u = 85.7 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0.0857}{0,3 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,17} = 0,16 \leq 0,392$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,145}) = 0,21$$

$$Z=d (1-0,4\alpha) \longrightarrow Z=d (1-0,4 \times 0,197) =0,33 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{0,0857}{0,33 \times 348} \quad A_{st} = 7,48 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi est de 3T20 de section 9.42 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**

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{85,7}{61,21} = 1,4 \quad ; \quad \alpha_{travée} = 0,21$$

$$\alpha \leq \frac{1,415-1}{2} + \frac{25}{100} \longrightarrow \alpha \leq 0,45$$

$\alpha_{Travée} < \alpha$ 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 ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

Armature maximales :

Selon le RPA99V2003 :

$$A_{\max} = 4\% (b \cdot h) = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{zone courante}$$

$A_{max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2$ zone de recouvrement

Armature minimales :

Selon le RPA v2003 : $A_{min} = 0,5\% (b \times h) \rightarrow A_{min} = 6 \text{ cm}^2$

$A_{st \text{ travée}} = 9.42 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2$ cv

En appuis :

- **ELU**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0.174}{0.3 \times (0.9 \times 0.4)^2 \times 14.17} = 0.32 \leq 0.392$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.49$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.29 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = \frac{0.174}{0.29 \times 348} \rightarrow A_{st} = 17.29 \text{ cm}^2$$

Donc A_{st} choisie = 6 T20 de section 18.84 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (1.2 ; 1.45) \text{ cm}^2$$

$A_{st} \geq 1.45 \text{ cm}^2$ la section est vérifiée.

- **ELS**

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0.174}{0.113} = 1.53 \quad ; \quad \alpha_{appui} = 0.49$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0.51$$

$\alpha_{appui} < \alpha$ 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 ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

Armature minimales :

Selon le RPA v2003 : $A_{min}=0,5\% (b \times h) \rightarrow A_{min}=6 \text{ cm}^2$

$A_{st \text{ appuis}}= 18.84 \text{ cm}^2 > 6\text{cm}^2 \dots\dots\dots cv$

Armature maximales :

Selon le RPA99V2003 :

$A_{max}=4\% (b \times h) = 48\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{zone courante}$

$A_{max}=6\% (b \times h) = 72\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{zone de recouvrement}$

V.3.1.2. Ferraillage 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 :

$$\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi \min, \frac{b}{10}\right). \implies \phi t \leq \min\left(\frac{40}{35}; 1,2, \frac{30}{10}\right).$$

On prend $\phi t = \phi 8$ la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (aone I)..... RPA99

$$\phi = 2 \text{ cm} \rightarrow L_f = 2 \times 40 = 80 \text{ cm, alors on adopte } L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_f = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm, alors on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_f = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm, alors on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_f = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm, alors on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

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 :

$$l' = 2 * h = 80 \text{ cm} \dots \text{RPA99}$$

Tableau VI. 6: Récapitulatif des résultats de ferraillage des poutres principales

		Ferraillage longitudinal			choix	Ferraillage transversal		
		Mmax	Ast (cm ²)	As min		Φ(m m)	S _t (cm)	S' _t (cm)
parking	en travée	85.73	7,48	6,00	3T20	φ8	10	15
	en appui	174.51	17,29	6,00	6T20			
RDC	en travée	61.91	5,25	6,00	3T16	φ8	10	15
	en appui	127.98	11,69	6,00	6T16			
De 1 à 3	en travée	61.72	5,24	6,00	3T16	φ8	10	15
	en appui	119.24	10,83	6,00	6T16			
De 4 à 8	en travée	83.71	7,28	6,00	3T20	φ8	10	15
	en appui	166.74	16,25	6,00	6T20			
9	en travée	108	9,69	6,00	5T16	φ8	10	15
	en appui	163.02	15,88	6,00	8T16			

VI.3.2. Ferraillage des poutres secondaires :

On va prendre comme un exemple de calcul « poutre secondaire au niveau de Parking

Tableau VI.7 : Sollicitations de la poutre secondaire

	ELU	
	Mt (KN)	Ma (KN)
30*35 cm ²	16.36	33.23
V (KN)	39.66	

VI.3.2.1. Ferraillage longitudinale :

En travée :

• **ELU**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \longrightarrow \mu_u = \frac{0,01636}{0,3 \times (0,9 \times 0,35)^2 \times 14,17} = 0,038 \leq 0,392$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \longrightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,04}) = 0,048$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \longrightarrow Z = d(1 - 0,4 \times 0,05) = 0,31m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} \longrightarrow A_{st} = \frac{0,01636}{0,31 \times 348} = 1,51 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi est de 3T12 de section 4,59 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**

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{16,36}{12,11} = 1,351 \quad ; \quad \alpha_{travée} = 0,048$$

$$\alpha \leq \frac{1,351 - 1}{2} + \frac{25}{100} \longrightarrow \alpha \leq 0,425$$

$\alpha_{Travée} < \alpha$ donc la condition est vérifiées.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

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

$$\sigma_{st} \leq \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

Donc le ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

Armature maximales :

Selon le RPA99V2003 :

$$A_{\max} = 4\% (b \cdot h) = 42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{zone courante}$$

$$A_{\max} = 6\% (b \cdot h) = 63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{zone de recouvrement}$$

Armature minimales :

Selon le RPA v2003 : $A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \rightarrow A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{st travée}} = 3\text{T16} (6,03 \text{ cm}^2) > 5,25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

En appuis :

- **ELU**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,03323}{0,3 \times (0,9 \times 0,35)^2 \times 14,17} = 0,08 \leq 0,392$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,10$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,31 \text{ m}$$

$$A_{\text{st}} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}} \rightarrow A_{\text{st}} = \frac{0,01627}{0,31 \times 348} = 2,75 \text{ cm}^2$$

Donc A_{st} choisie 3T12 de section 4,59cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{st}} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{st}} \geq \max (1,05 ; 1,14) \text{ cm}^2$$

$A_{\text{st}} \geq 1,14 \text{ cm}^2$ la section est vérifiée.

- **ELS**

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{33,23}{24,60} = 1,35 \quad ; \quad \alpha_{\text{travée}} = 0,10$$

$\alpha_{\text{Travée}} < \alpha = 0,10 < 0,42$ 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 ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

Armature minimales :

Selon le RPA v2003 : $A_{min} = 0,5\% (b \times h) \rightarrow A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2$

$$A_{st \text{ appuis}} = 6,03 \text{ cm}^2 > 5,25 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Armature maximales :

Selon le RPA99V2003 :

$$A_{max} = 4\% (b \times h) = 42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% (b \times h) = 63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{zone de recouvrement}$$

V.3.2.2. Ferraillage 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 :

$$S't \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2}$$

$$S't \leq 17,5 \text{ cm}$$

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 VI.8: Récapitulatif des résultats de ferraillage de la poutre secondaire

		Ferrailage longitudinal			choix	Ferrailage transversal		
		M _{max}	A _{st} (cm ²)	A _{s min}		Φ(mm)	S _t (cm)	S' _t (cm)
parking	en travée	0,0160	1,30	5,25	3T16	φ8	7	15
	en appui	0,0330	2,75	5,25	3T16			
RDC	en travée	0,0158	1,29	5,25	3T16	φ8	7	15
	en appui	0,0290	2,40	5,25	3T16			
De 1 à 3	en travée	0,0077	0,62	5,25	3T16	φ8	7	15
	en appui	0,0780	6,94	5,25	4T16			
De 4 à 8	en travée	0,0014	0,11	5,25	3T16	φ8	7	15
	en appui	0,0710	6,25	5,25	4T16			
9	en travée	0.0071	0.57	5.25	3T16	φ8	7	15
	en appui	0,0740	6,54	5,25	4T16			

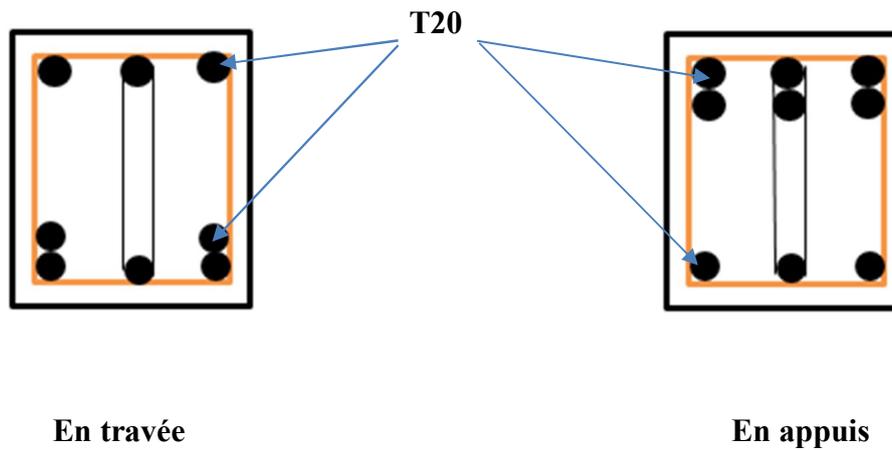
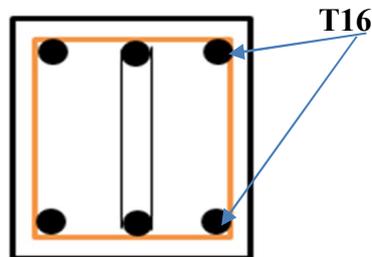


Figure VI.2: Ferrailage des poutres principales



En travée et en appuis

Figure VI.3: Ferrailage des poutres secondaire

VI.4. Les voiles :

VI.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 calcul comme un poteau (élément vertical) en flexion composée. Leur ferrailages sont composés d'armature verticales et d'armatures horizontales.

Selon le RPA99V2003 les combinaisons à considérer sont les suivants :

- $1.35G+1.5Q$ (ELU)
- $G+Q$ (ELS)
- $G+Q \pm E$

VI.4.2. Vérification des contraintes de tangentielles :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_b = T/b.d \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$\tau_b = T/b.d \leq 0,06 f_{c28}$$

Tableaux VI.9: Vérification de la contrainte

voile	V _{max} (KN)	τ _b (MPa)	$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$	0,06 f _{c28}	observation
1	11.87	0.022	5	1.5	CV
2	0.39	0	5	1.5	CV
3	6.07	0.011	5	1.5	CV
4	27.4	0.05	5	1.5	CV
5	0.38	0	5	1.5	CV
6	35.52	0.064	5	1.5	CV
7	7.87	0.014	5	1.5	CV

VI.4.3. Calcul des voiles :

Pour le ferrailage 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 : $S < \min (15a;30)$

VI.4.2.1. Détermination du ferrailage : (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.

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$A = 1.352 \text{ m}^2$$

$$y_G = 0.2 \text{ m}$$

$$I = 0.041 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{-1402.96}{1.352} + \frac{13.02*0.2}{0.041}$$

$$\sigma_1 = -1101.2 \text{ MPa} < 0$$

$$\sigma_2 = \frac{-1402.96}{1.352} + \frac{13.02*0.2}{0.041}$$

$$\sigma_2 = -974.18 \text{ MPa} < 0$$

Tableau VI.10 : Sollicitation de voile plus sollicité.

voiles	N [KN]	M1 (KN.m)	T(KN)
1	1402.46	13.09	11.83

La section est entièrement comprimée donc on ferraille par la section minimale.

Ferraillage verticale :

$$A_{min} = 0,20\% (h*b) \quad (\text{Article 7.7.4.3 du RPA})$$

$$A_{min} = 0,002*(20*100) = 4 \text{ cm}^2.$$

Ferraillage horizontale :

$$A_{st \text{ horizontale}} = A_{st \text{ verticale}} / 4$$

$$A_{min} = 0,20\% (h*b) \quad (\text{Article 7.7.4.3 du RPA})$$

$$A_{min} = 0,0020*(20*100) = 4 \text{ cm}^2$$

Espacement :

D'après le RPA99V2003, on a :

$$\text{Espacement vertical : } S \leq \min (1,5e ; 30\text{cm} ; 15 \text{ cm}) \quad S=15 \text{ cm}$$

$$\text{Espacement horizontal : } S \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) \quad S=20 \text{ cm}$$

VII.1. Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent de transmettre au sol support les charges qui proviennent de la superstructure à savoir : le poids propre ou charge permanent ; 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 assuré par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux), c'est la raison pour laquelle il faudra que l'infrastructure doit constituer reste stable.

VII.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- 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 4 bars mais un important effort normal, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolés sous poteau.
- Semelles filantes.
- Radier évidé ou général.

Tout d'abord on propose des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles,

VII.3. 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 $N_s : N_G + N_Q$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,4 \text{ MPa}$$

Les surfaces des semelles isolées revenant à chaque poteau sont données par le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Les différentes surfaces des semelles sous poteaux

semelle	P(MN)	M(MN.m)	a(m)	a choix	S (m ²)
1	2,4	0,0	2,4	2,5	6,3
2	2,6	0,0	2,5	2,6	6,8
5	2,4	0,0	2,4	2,5	6,3
6	2,1	0,0	2,3	2,5	6,3
7	2,6	0,1	2,6	2,6	6,8
8	2,4	0,0	2,4	2,5	6,3

Alors, on voit bien que les dimensions des semelles ne provoquent pas un chevauchement, ceci nous amène à proposer :

- Des semelles isolées sous poteaux.
- Des semelles filantes sous voiles.

VII.4. Calcul de la semelle isolée :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle isolée sous poteaux qui est la plus sollicitée :

ELS: $N_s = 2614,66 \text{ KN}$; $M_s = 50,54 \text{ KN.m}$

ELU: $N_u = 3597,25 \text{ KN}$; $M_u = 72,49 \text{ KN.m}$

VII.4.1. Pré-dimensionnement :

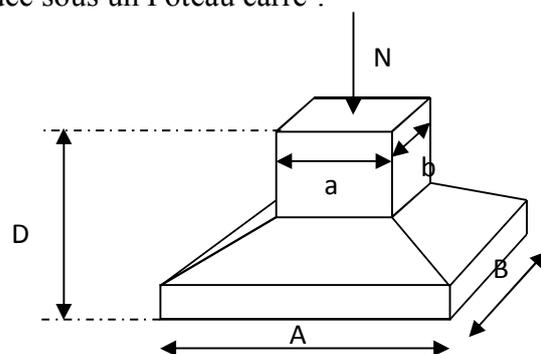
$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{50,54}{2614,66} = 1,93 \text{ cm.}$$

On considère une semelle rectangulaire [A*B] située sous un Poteau carré :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \frac{A}{B} = 1 \rightarrow A=B$$

$$\sigma = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} \leq \bar{\sigma}_{SOL}$$

$$\sigma = \left(1 + \frac{3 \times 0,0193}{B}\right) \frac{2614,66}{A.B} \leq 400 \text{ MPa}$$



On prend $A=B= 2.60\text{m}$

VII.4.2. Vérification des conditions de stabilité :

D'après le B.A.E.L 91, on a :

$$e = 0.0193 \leq \frac{A}{6} = \frac{2.6}{6} = 0.43 \dots\dots\dots \text{cv}$$

D'après le R.P.A99V2003, on a :

$$e = 0.0079 \leq \frac{A}{6} = \frac{2.6}{4} = 0.65 \dots\dots\dots \text{cv}$$

VII.4.3. Vérification des conditions de rigidité :

$$d \geq \max \left(\frac{A-a}{4} ; \frac{B-b}{4} \right) = 60 \text{ cm}$$

On prend; $d= 50\text{cm} \rightarrow h= d+5 = 65\text{cm}$

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \frac{Ns}{A.B} = 386,78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \frac{Ns}{A.B} = 369,54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = 382,47 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 382,40 \leq 400 \text{ KN/m}^2$$

VII.4.4. calcul du ferrailage :

$$e = 0.0193 \leq \frac{B}{6} = \frac{2.6}{6} = 0.43$$

$$e = 0.0193 \leq \frac{B}{18} = \frac{2.6}{18} = 0.14$$

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 :

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e}{B}\right) N_u = 3677,39 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{N'_u (A-a)}{8.d.\sigma_{st}} = 34.52 \text{ cm}^2$$

On choisit : 14T20 de section 41,82 cm²

$$N'_s = (1 + 3e/B) N_s = 2672,91 \text{ KN}$$

$$A_{st} = (N's (A-a))/(8.d.\sigma_{st}) = 52,44 \text{ cm}^2$$

On choisit : 17T20 de section 52,44 cm²

Espacement :

$$e \geq \max (6\phi+6\text{cm} ; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Tableau : Récapitulatif des résultats des semelles isolées

semelle	a choix	N _s	N _u	A _{st} élu	A _{st} els	Ast choisie
1	2,5	2,5	3,45	37,66	44,75	14 T20
2	2,6	2,7	3,67	40,18245	51,24	16T20

VI.4.5. Vérification au poinçonnement :

D'après le B.A.E.L 91, la condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$N_u \leq \bar{N}u = 0,045.P_c.h.f_{c28}/\gamma_b$$

Avec : h=0.65m ; P_c : le périmètre utile.

$$P_c = [(a + h + b + h) * 2] = [(a + h)*4] = 5,4\text{m}$$

$$N_u = N_{u0} \cdot (1 - \frac{S_0}{S_t}) \text{ et } N_{u0} : \text{Effort maximal tire à partir du fichier SAP2000.}$$

$$N_{u0} = 3597,25 \text{ KN}$$

$$S_0 = (a+h) (b+h) = 1.8225 \text{ m}^2$$

$$S_t = A*B = 5.82 \text{ m}^2$$

$$N_u = 2,47 \text{ MN} \leq 2.63 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{cv}$$

VI.5. Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteaux :

VI.5.1. Pré-dimensionnement :

VI.5.1.1. calcul de la résultante :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante centrale sous mur voile et poteau



Tableau VII.3 : Récapitulatif des efforts internes M et N

		Ns [KN]	Ms KN
Poteaux	1	150.19	0.43
	2	150.19	0.43
voile	1	353.77	0.34

$$R = \sum N_i = 150,19 + 150,19 + 353,77 * 4,79 + 0,43 + 0,43 + 0,34 = 1977 \text{ KN}$$

VI.5.1.2. calcul de l'excentricité :

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow X = \frac{\sum N_i * x_i}{R}$$

$$X = \frac{4734}{1977} = 2,394 \text{ m}$$

$$e = \frac{L}{2} - x = \frac{4,80}{2} - 2,394$$

$$e = 0,006 \text{ m} < \frac{L}{6} = 0,8 \text{ m} \Rightarrow \text{Alors la réparation est linéaire.}$$

$$B \geq \left(1 + \frac{3e}{L}\right) * \frac{R}{L * \sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 * 0,006}{4,80}\right) * \frac{4,73}{4,80 * 0,4}$$

$$B \geq 1,029 \Rightarrow \text{on prend } B = 1,1 \text{ m}$$

$$d \geq \frac{B - b}{4} = 0,1 \Rightarrow \text{on prend } d = 0,3 \text{ m}$$

$$ht = \frac{L}{9} = 0,6$$

VI.5.1.4. Calcul du ferrailage :

$$\sigma_M = \frac{R}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = 374,22 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_m = \frac{R}{BL} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = 347,44 \text{ KN/m}^3$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = \text{KN/m}^3 \rightarrow \sigma_{moy} = 347 \text{ KN/m}^3 \leq \sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^3$$

Le calcul du ferrailage se calcule comme étant une poutre en T renversé :

$$B = 1,1 \text{ m}; b = 0,7 \text{ m}; h_0 = 0,50 \text{ m}; h = 0,6 \text{ m}; d = 0,9; h = 0,54 \text{ m}; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

ELU

En travée :

$$M_{ut \max} = 0,42 \text{ MN.m}$$

Moment qui équilibre la table :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \cdot (d - h_0/2)$$

$$M_t = 1,1 \times 0,54 \times 14,17 \times (0,54 - \frac{0,5}{2}) = 2,26 \text{ KN.m}$$

$M_{ut} > M_t$ Le calcul du ferrailage se fait comme une section en T renversée

$$\mu = \frac{M \max}{d^2 \cdot b_0 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,42}{0,54^2 \times 0,7 \times 14,17} = 0,14 \text{ MN.m}$$

$\mu < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimés ne sont pas nécessaire

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{bc}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,19 \\ Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,49 \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0,42}{0,606 \times 348} = 24,45 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 8T20 = 25,12 \text{ cm}^2$

VI.5.1.5. Calcul des armatures transversales :

On prend un diamètre des armatures transversales : $\varphi_t = \varphi_{10} \text{ mm}$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$

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

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,7 \times 0,54 \frac{2,1}{400} = 4,56 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

En appuis:

$$M_{uap} = 0,2115 \text{ MN.m}$$

$$M_t = 2,26 \text{ MN.m}$$

$M_u > M_t$ Le calcul du ferrailage se fait comme une section en T renversée

$$\mu = \frac{M \max}{d^2 \cdot b \cdot \sigma_{bc}} = \frac{0,2115}{0,54^2 \times 1,1 \times 14,17} = 0,046$$

$\mu < 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimés ne sont pas nécessaire

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{bc}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,059 \\ Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,527 \end{cases}$$

$$A_{st} = \frac{0,2115}{0,527 \times 348} = 11,53 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 8T14 = 12,24 \text{ cm}^2$

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

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

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1,1 \times 0,54 \frac{2,1}{400} = 7,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

VI.5.1.6. Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 11,53/4 = 2,88 \text{ cm}^2$$

On choisit : $4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

Espacement $e = 10 \text{ cm}$

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 :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0,42}{0,3111} = 1,35$$

$$\frac{1,35-1}{2} + \frac{28}{100} = 0,46 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,19 < 0,46 \dots \dots \dots \text{cv}$$

En appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \rightarrow \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0,2115}{0,1566} = 1,35$$

$$\frac{1,35-1}{2} + \frac{28}{100} = 0,46 \quad \alpha = 0,059 < 0,46 \dots \dots \dots \text{cv}$$

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 :

$$\tau_u = T_u/b_0.d = \frac{1,18}{0,7 \times 0,54} \quad \rightarrow \quad \tau_u = 3,12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{CV}$$

Récapitulatif des différentes semelles filantes :

Tableau VII.4 : Les sections des différentes semelles filantes.

semelle	R	X	e	H ₀	L	B	σ_{moy}	$\sigma_{moy} \leq \sigma_{sol}$
1	4,707	4,338	0,172	0,4	9,020	1,400	0.394	CV
2	9,280	7,509	1,781	0,6	18,580	1,650	0.39	CV
3	7,677	5,892	0,008	0,4	11,800	1,650	0.395	CV
4	1,901	5,386	2,804	0,3	16,380	0,600	0.293	CV
5	5,599	5,662	1,987	0,4	11,250	2,000	0.381	CV
6	6,340	4,556	1,579	0,4	12,270	1,800	0.398	CV
7	1,977	2,395	0,000	0,3	4,800	1,100	0.374	CV
8	1,482	1,371	-0,171	0,3	2,400	1,300	0.374	CV
9	2,219	1,345	-0,185	0,3	2,300	2,000	0.366	CV
10	2,568	1,892	-0,192	0,3	3,400	1,600	0.392	CV
11	3,552	2,466	-0,006	0,4	4,920	1,800	0.4	CV

Tableau VII.5: Le ferrailage des différentes semelles filantes sous voile et mur

semelle	En Travée			En Appui		
	Mt	Ast	choix	M _{ap}	Ast	choix
1	0,60	19,92	14T14	0,86	28,29	15T16
2	1,16	23,87	12 T16	1,20	24,36	13T16
3	1,65	43,21	14T20	0,95	23,68	12T16
4	0,15	6,31	4T14	0,20	8,23	6T14
5	0,54	14,74	10T14	1,00	27,15	14T16
6	1,05	24,72	13T16	1,25	28,85	15T16
7	0,42	24,45	13T16	0,21	11,53	8T14
8	0,53	31,65	16T16	0,27	14,57	10T14
9	0,75	46,76	15T20	0,37	20,30	10T16
10	1,29	103,23	33T20	0,64	36,17	18T16
11	0,31	12,91	9T14	0,56	22,87	12T16

Chapitre VIII

ETUDE MANAGEMENT

VIII.1 Introduction :

La conception et la réalisation d'un projet de construction exigent une masse énorme de travaux de natures diverses et compliquées, faisant intervenir un grand nombre de participants, donc il est nécessaire de mettre en place des plannings qui assurent le succès du projet. Les avantages sont les suivants :

- Le planning par ces prévisions sérieuses, reste un excellent instrument de navigation qui permet d'éviter les conflits.
- Il définit la meilleure façon d'atteindre les objectifs ainsi le but final du projet.
- La planification est un outil de prise de décision et un pont de communication entre les différents acteurs du projet.
- Il permet de bien gérer les délais d'exécution et de mettre en cohérence les besoins en matériels, matériaux et la main d'œuvre nécessaire pour l'exécution du projet.
- Il permet au maître d'ouvrage d'assurer le suivi financier au fur et mesure de l'avancement des travaux.

VIII.2 Management de projet :

Le management de projet est l'application de connaissances, de compétences, d'outils et de techniques aux activités du projet, il permet l'intégration des processus groupés en : démarrage, planification, exécution, surveillance et maîtrise, et clôture.

Un manager de projet doit déterminer les exigences, tout en définissant des objectifs clairs et réalisables, en équilibrant les exigences concurrentes de qualités ,de contenu, de délai et de cout, et en s'adaptant sur les spécification, les plans et l'approche aux différentes préoccupations pour des attentes des diverses parties permanentes.

VIII.2.1 Projet :

Un projet est défini comme une action unique non récurrente et spécifique. Il est aussi défini par la complexité de ses taches qui demande et exige des connaissances particulières et nécessite comme ressources certain nombre de groupe ou d'équipe, avec une organisation appropriée.

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.

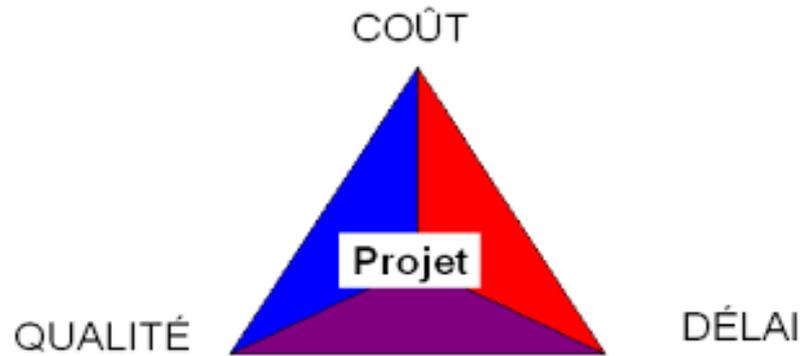


Figure VIII.1 : Facteur principal d'un projet

Ainsi la bonne compréhension des besoins du client permet de nous donner une perspective générale sur la jonction des facteurs principaux d'un projet.

L'ensemble des caractéristiques de notre projet est établi dans le chapitre (I.2) présentation de l'ouvrage.

VIII.2.1.2 Cycle de vie d'un projet :

Le cycle de vie d'un projet commence par une idée ensuite la conception et le planning suivi par la phase d'exécution du projet et la fin la clôture et l'occupation (exploitation) du projet comme indiqué sur la figure :

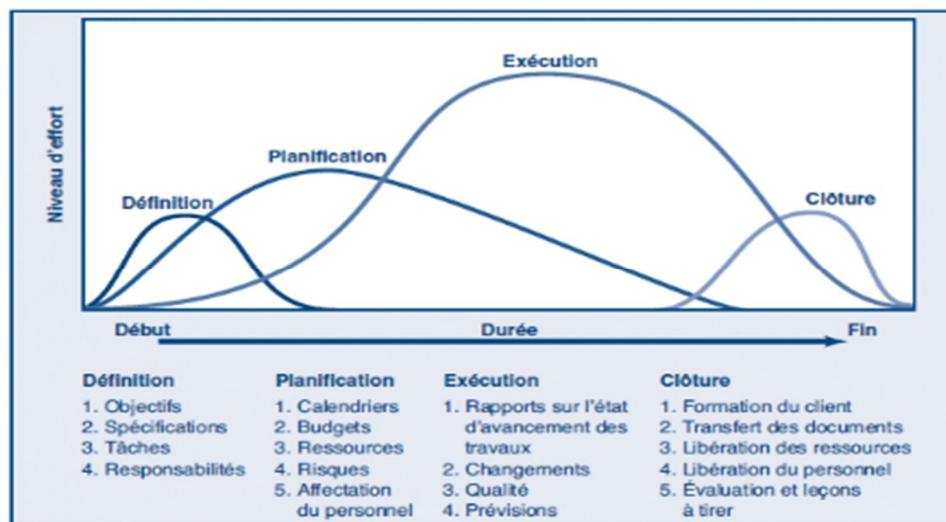


Figure VIII.2 cycle de vie d'un projet

Dans notre présente étude, nous nous sommes positionnés dans la phase intermédiaire de définition et planification, ensuite nous avons entamés une étude de management et d'économie.

VIII.3 Objectifs à atteindre :

Pour les besoins inhérents au présent PFE (Projet de fin d'étude), nous nous sommes fixés uniquement comme objectifs, de définir le délai et le coût. Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons plusieurs outils utilisés :

- Préparation du WBS (**W**orks **B**reakdown **S**tructures)
- Identification de nos ressources.
- Identifier les tâches.

Pour les besoins de notre étude nous avons choisi le MS Project 2010 comme outil de travail.

VIII.3.1 MS Project :

MS Project est un outil informatique qui permet de planifier et suivre un projet.

Il permet de gérer les tâches, les ressources, les charges de travail, les coûts, et les calendriers...

VIII.3.2 Création d'un projet sur MS Project :

Les étapes de création et la gestion d'un projet sont :

1. Définir le calendrier global.
2. Définir les ressources.
3. Définir les tâches.
4. Organiser l'enchaînement des tâches.
5. Attribuer les ressources aux tâches.
6. Démarrer le projet (Outils- Suivi- Mettre à jour le projet).
7. Informer les acteurs.
8. Introduire les étapes d'avancement.
9. Corriger les dérives éventuelles et mettre à jour le projet.
10. Clôturer le projet.

VIII.3.3 Tâches et livrables :

- **Une tâche**

Une tâche est une action à mener pour aboutir à un résultat. À chaque tâche définie, il faut associer :

- Un objectif précis et mesurable.
- Des ressources humaines, matérielles et financières adaptées.
- Une charge de travail exprimée en nombre de journée, et des travailleurs.
- Une durée ainsi qu'une date de début et une date de fin.

Les tâches sont reliées par des relations d'antériorité, pour montrer dans quel ordre elles doivent être exécutées à savoir :

- **Liaison Fin – Début** : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité aval ne commence.
- **Liaison Fin- Fin** : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité aval ne finisse.
- **Liaison Début- Début** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité aval ne commence.
- **Liaison Début- Fin** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité aval ne finisse.
- **Un livrable**

Un livrable est tout résultat, document, mesurable, tangible ou vérifiable, qui résulte de l'achèvement d'une partie de projet ou du projet.

VIII.4 Ordonnancement et planification :

C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonnancer les tâches du projet, à estimer leurs charges et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation. Les objectifs du planning sont les suivants :

- Déterminer si les objectifs sont réalisés ou dépassés.
- Suivre et communiquer l'avancement du projet.

VIII.4.1 Le WBS (work breakdown structure):

WBS est un mode de découpage qui organise et définit la totalité du contenu d'un projet. Elle se présente sous forme d'organigramme dont le premier niveau est le projet entier, dans les niveaux suivants le projet est découpé de façon hiérarchique.

Les éléments du deuxième niveau sont souvent les livrables. Les éléments qui se trouvent au niveau inférieur de la WBS sont appelés lors de travaux et correspondent à des résultats livrables du projet. Ce découpage simplifie le projet, mais aussi affecte à chaque lot de travaux un responsable, un code unique.

Cela permet d'améliorer la précision des estimations de coût, de délais et de ressources. Bien qu'il existe de nombreuses façons d'organiser le plan de travail, une pratique courante est le WBS.

VIII.5 Définition des ressources :**VIII.5.1 Les ressources humaines :**

Dans notre projet on huit groupes :

- **Groupe ingénieur** : qui s'occupe de tout ce qui est suivi et contrôle.
- **Groupe coffreur** : qui s'occupe de tout ce qui est tache coffrage dans le projet.
- **Groupe ferrailleur** : qui s'occupe de tout ce qui est tache ferrailage dans le projet.
- **Groupe maçons** : qui s'occupe de tout ce qui est tache maçonnerie.
- **Groupe électriciens** : qui s'occupe tout ce qui est tache d'électricité dans le projet.
- **Groupe de plomberie** : qui s'occupe tout ce qui est tache plomberie dans le projet.
- **Groupe de menuiserie** : qui s'occupe tout ce qui est tache menuiserie dans le projet.
- **Groupe de peinture** : qui s'occupe tout ce qui est tache peinture dans le projet.

VIII.5.2 Les ressources matérielles :

On distingue deux types de ressources matérielles :

➤ **Engins :**

Les ressources matérielles type engins affecté à notre projet sont :

- Tracteur pour eau
- Pelle hydraulique
- Camion 10 tonnes
- Grue
- Pompe à injection du béton
- Chargeur

➤ **Matériaux :**

Quelques ressources matérielles type produit affecté à notre projet sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1 Les ressources matériaux (Matériaux) du projet

Fer pour ferrailage	Faïence
Béton	Gains d'électricité
Bois pour coffrage	Carrelage granito
Remblai	Plinthe en terre cuite
Brique	Cadre portes et fenêtres
Enduit	Projecteurs électriques
Zingue	Dalle de sol

Hourdis	Panneau d'affichage
Treillis soudés	Lampe et douille
Tuile	Fils d'électricité
Tube en béton pour l'eau usée	Feuille de polystyrène
Boîtes d'interrupteurs	Gravillon roulé

L'estimation du cout des taches se fait en introduisant deux paramètres, la durée et le cout de la tache aux ressources utilisées pour réaliser cette tâche.

Après l'introduction de toutes les informations (les taches avec leur durée et cout estimé avec les ressources) sur logiciel MS Project on obtient le résultat suivant :

- La durée du projet est de 668 jours de travail.
- Le début du projet est prévu le : 2/07/2017
- La fin du projet est prévu le : 06/02/2020
- Le cout brut du projet est de : 131227196 DA environ 13.2 milliard algérien.

Tableau VIII.2 : estimation du cout de l'ouvrage.

Désignation des ouvrages	U	La quantité	Prix unit	Montant
Le béton	m ³	2368.11	32000	75779520
Mortier en ciment	m ³	19920.56	900	17928504
Peinture	m ²	19920.56	200	1984112
Mur extérieur	m ³	3417.1	1200	3417100
Mur intérieur	m ³	6856	900	6170400
Faïence	m ²	1323.42	1500	198513.05
Carrelage	m ²	3595.1	1500	5392650
sanitaires	-	110	6000	59594
Le béton de propreté	m ³	39	900	35100
Fouille filante +isolée	m ³	196.52	6000	1179120
Remblai	m ³	220	400	88000
Terrassement	m ²	1366.78	2000	2733560
Menuiserie	m ³	290000		2900000
Plomberie	m	100000		11000000
Nettoyage	m ²	150000		150000
Électricité	m	500000		5500000
Installation du chantier	m ²	2000000		2000000

VIII.6 Conclusion :

Aujourd'hui, la notion d'économie et de gestion en matière de construction a bien évolué. Il existe plusieurs recherches et travaux qui reposent sur la gestion et la planification d'un projet de construction sur l'aspect économique. Car il existe des dizaines, voire des centaines ou des milliers de projet de construction dans le monde qui ont des dépassements non seulement sur le cout mais aussi sur la durée.

Grace à la phase de planification et au logiciel de projet (MS Project 2010), le chef du projet sera en mesure de gérer son projet de façon proactive, en appliquant les règles de l'art en gestion de projet.

Rapport-Gratuit.com

CONCLUSION GENERALE

Les conclusions auxquelles a abouti après ce modeste travail, sont résumées dans ce qui suit :

- Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans la conception et du calcul des structures.
- La nécessité des voiles dans le nouveau code parasismique rend le système de contreventement mixte plus adéquat pour les bâtiments de hauteur moyenne, vérifiant les deux aspects (sécurité et économique).
- la gestion de projets via des méthodes et des techniques nous donne les clés pour pouvoir juger, agir, analyser, planifier et contrôler notre projet.
- L'étude économique et managériale de ce projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à atteinte des objectifs dans les délais et les coûts préétablis.