

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre-I – Présentation du projet

I.1 Présentation de l’ouvrage.....	3
I.2 Conception de l’ouvrage.....	4
I.3 Caractéristiques géotechniques du sol.....	5
I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5

Chapitre -II- Descente des charges et pré dimensionnement

II.1 Introduction.....	12
II.2 Détermination de l’épaisseur des planchers.....	12
II.3 Descente des charges.....	12
II.4 Pré dimensionnement des éléments structuraux.....	17

Chapitre –III- Etude des planchers

III.1 Introduction.....	23
III.2 Etude du Plancher à corps creux.....	23
III.3 Etude de la Dalle pleine.....	35
III.4 Etude des Balcons.....	38

Chapitre –IV- Etude des éléments secondaires

IV.1 Étude d’escalier.....	43
IV.2 L’Ascenseur.....	55

Chapitre –V- Etude dynamique

V.1 Introduction.....	64
V.2 Objectif de l'étude dynamique.....	64
V.3 Modélisation de la structure étudiée.....	64
V.4 Méthodes de calculs.....	65
V.5 Combinaison d'action.....	65
V.6 Choix de la méthode de calcul.....	65
V.7 Analyse modale.....	65
V.8 Méthode statique équivalente.....	67
V.9 Méthode d'analyse modale spectrale.....	72
V.10 Résultante des forces sismiques de calcul.....	73
V.11 Analyse des déplacements.....	74

Chapitre-VI- Etude des éléments structuraux

VI.1 Introduction.....	77
VI.2 Les poteaux.....	77
VI.3 Les poutres.....	83
V.4 Les voiles.....	98

Chapitre -VII- Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction.....	101
VII.2 Stabilité des fondations.....	101
VII.3 Le choix de type de fondation.....	101
VII.4 Vérification de la contrainte du sol.....	103
VII.5 Les différentes sollicitations.....	103
VII.6 Calcul du ferrailage de la dalle.....	104
VII.7 Calcul de ferrailage de la nervure.....	106

Chapitre -VIII- Etude paramétrique

VIII.1 Introduction	112
VIII.2 Les sollicitations.....	112

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 Vue sur site.....	3
Figure I.2 Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton.....	7
Figure I.3 Diagramme contraintes- déformations du béton.....	8
Figure I.4 Diagramme déformations-contraintes.....	9

Chapitre II

Figure II.1 Plancher type terrasse.....	12
Figure II.2 Plancher étage courant	14
Figure II.3 Balcon.....	15
Figure II.4 Section supporté par le poteau.....	19
Figure II.5 Hauteur d'étage.....	19
Figure II.6 Coupe de voile en élévation.....	22

Chapitre III

Figure III.1 Coupe transversale du plancher.....	23
Figure III.2 Schéma statique de poutrelle.....	25
Figure III.3 Schéma statique du balcon.....	39

Chapitre IV

Figure IV.1 Schéma d'un escalier.....	43
Figure IV.2 Chargement d'escalier à l'ELU Type 8.....	47
Figure IV.3 descende de charge pour une poutre palière.....	52
Figure IV.4 Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.....	55

Chapitre V

Figure V.1 Modèle 3D de la structure.....	64
Figure V.2 La première disposition des voiles.....	66
Figure V.3 La deuxième disposition des voiles.....	66
Figure V.4 La troisième disposition des voiles.....	67
Figure V.5 La courbe de spectre de réponse.....	73

Chapitre VII

Figure VII.1 Radier.....	103
Figure VII.2 Moments M11 a l'ELU.....	104
Figure VII.3 Moments M22 a l'ELU.....	104
Figure VII.4 Dimension de la nervure.....	107

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 Caractéristiques géométriques.....	4
Tableau I.2 Evaluation de la résistance de béton à la compression et à la traction.6	
Tableau I.3 Evaluation du module de déformation instantané et différé.....	6

Chapitre II

Tableau II.1 Charge permanente et surcharge d'une terrasse inaccessible.....	13
Tableau II.2 Charge permanente et surcharge d'une terrasse accessible.....	13
Tableau II.3 Charge permanente et surcharge d'un plancher Etage.....	14
Tableau II.4 Charge permanente du mur extérieur.....	15
Tableau II.5 Charge permanente du mur intérieur.....	15
Tableau II.6 Descente des charges des balcons.....	16
Tableau II.7 Charge permanente du palier.....	16
Tableau II.8 Charge du paillasse.....	17
Tableau II.9 Calcul de la surface des poteaux ainsi la vérification vis-à-vis au Flambement.....	20
Tableau II.10 Vérification les conditions du R.P.A 99.....	20
Tableau II.11 Récapitulation de pré-dimensionnement des Voiles.....	21

Chapitre III

Tableau III.1 Charges supportées par les poutrelles.....	25
Tableau III.2 Comparaison entre les sollicitations théoriques et numériques « SAP2000 ».....	28

Tableau III.3 Différents sollicitation pour l' ELU.....	28
Tableau III.4 Différents sollicitation pour l' ELS.....	29
Tableau III.5 Ferrailage des poutrelles en fonction de f_{c28}	30
Tableau III.6 Récapitulatif du ferrailage des poutrelles.....	34
Tableau III.7 Pré dimension de la dalle pleine.....	35
Tableau III.8 Ferrailage de la dalle.....	37
Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document. 9 Récapitulatif du ferrailage des balcons.....	41

Chapitre IV

Tableau IV.1 Pré-dimensionnement des escaliers.....	44
Tableau IV.2 Schéma statique des escaliers.....	45
Tableau IV.3 Epaisseur des paillasse et paliers.....	46
Tableau IV.4 Evaluation des charges et des surcharges pour les paillasse.....	46
Tableau IV.5 Charges supporté par Les escaliers à ELU et ELS.....	47
Tableau IV.6 Comparaison entre les résultats théoriques et les résultats numérique « SAP2000 » pour l'escalier Type 8.....	48
Tableau IV.7 Récapitulatif des sollicitations à ELU et ELS.....	48
Tableau IV.8 Récapitulatif du ferrailage d'escalier.....	51
Tableau IV.9 Ferrailage de la poutre palière.....	53
Tableau IV.10 Moment des rectangles à ELU.....	59
Tableau IV.11 Moments isostatiques des rectangles à l'ELS.....	60
Tableau IV.12 Ferrailage de la dalle.....	62

Chapitre V

Tableau V.1 Pénalité correspondante au critère.....	69
Tableau V.2 Périodes et pourcentage de participation massique.....	70
Tableau V.3 Poids des différents niveaux.....	71
Tableau V.4 Les forces sismiques de chaque niveau (pour R=5).....	72
Tableau V.5 Comparaison entre l'effort statique et dynamique.....	73
Tableau V.6 Déplacement absolu et relatif de la variante 1.....	75

Chapitre VI

Tableau VI.1 Vérification des poteaux sous sollicitations normales.....	78
Tableau VI.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	79
Tableau VI.3 Sollicitation de poteaux suivant la combinaison plus sollicitée..	80
Tableau VI.4 Sollicitation de poteau suivant la combinaison plus sollicitée...	81
Tableau VI.5 Ferrailage des poteaux.....	81
Tableau VI.6 Longueur de la zone nodale.....	82
Tableau VI.7 La section des armatures transversal des poteaux.....	83
Tableau VI.8 Sollicitation de la poutre principale.....	84
Tableau VI.9 L'espace des armatures transversales.....	87
Tableau VI.10 Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre principale.....	88
Tableau VI.11 Sollicitation de la poutre secondaire.....	88
Tableau VI.12 L'espace des armatures transversales.....	91
Tableau VI.13 Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire.....	91
Tableau VI.14 Ferrailage de poutre principale (30x45).....	92

Tableau VI.15 Ferrailage de poutre principale (30x40).....	93
Tableau VI.16 Ferrailage de poutre principale (30x50).....	94
Tableau VI.17 Ferrailage de poutre secondaire (30x30).....	95
Tableau VI.18 Ferrailage de poutre secondaire (30x35).....	96
Tableau VI.19 Ferrailage de poutre secondaire (30x40).....	97
Tableau VI.20 Vérification de la contrainte.....	98
Tableau VI.21 Sollicitations dans les voiles « $E_p=15\text{ cm}$ ».....	99
Tableau VI.22 Sollicitations dans les voiles « $E_p=20\text{ cm}$ ».....	99
Tableau VI.23 Ferrailage des voiles.....	99

Chapitre VIII

Tableau VIII.1 Efforts internes en fonction de f_{c28}	113
Tableau VIII.2 Efforts internes en fonction de f_{c28}	114
Tableau VIII.3 Efforts internes en fonction de f_{c28}	115
Tableau VIII.4 Efforts internes en fonction de f_{c28} (poutres).....	116
Tableau VIII.5 Efforts internes en fonction de f_{c28} (poutres).....	117
Tableau VIII.6 Efforts internes en fonction de f_{c28} sous les combinaisons ELU.....	118
Tableau VIII.7 Efforts internes en fonction de f_{c28} sous les combinaisons ELU.....	118
Tableau VIII.8 Efforts internes en fonction de f_{c28} sous les combinaisons ELU.....	119
Tableau VIII.9 Efforts internes en fonction de f_{c28} sous les combinaisons ELU(poutres).....	119

Introduction générale

Le domaine de génie civil comprend tous les stades de conception et de réalisation d'ouvrages, tel que les bâtiments d'habitation, d'administration, les usines, etc.....

L'étude des projets en béton armé qui est l'un des matériaux les plus utilisés dans ce domaine vise à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, sans négliger le côté économique.

L'ingénieur en structure occupe une place de choix dans ce dispositif car ayant la lourde tâche de concevoir, d'analyser et de dimensionner les différents éléments porteurs de l'ouvrage pour assurer sa fonctionnalité, sa résistance mécanique pendant toute sa durée de vie sans risque pour l'utilisateur et à moindre coût.

Dans notre projet de fin d'étude on a étudié un bâtiment d'un sous-sol plus R+10 ; Le travail qui nous a été confié consiste à une étude technique d'un bâtiment à usage mixte en B.A en fait varié la résistance à la compression à 28 jours du béton

Chapitre I : présentation du projet

I.1 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.

Notre projet consiste à étudier un bloc du projet de construction d'un ensemble résidentiel à usage mixte (commercial et habitation) composé d'un R+10 et un sous-sol, situé à Kiffan-Tlemcen

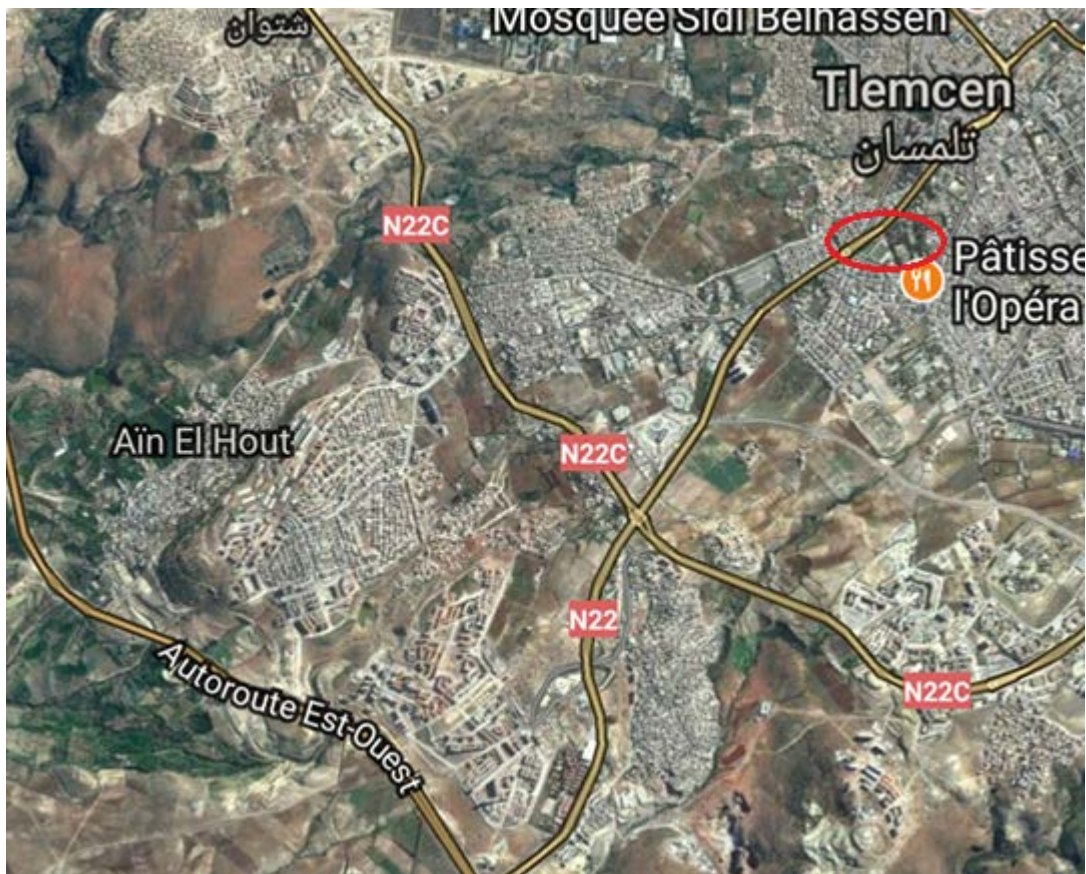


Figure I.1 Vue sur Site

Chapitre I : présentation du projet

I.1.1 Caractéristiques géométrique de la structure :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant:

Dimension en plan	22.3×28.3
Hauteur totale du bâtiment	38.18m
Hauteur du sous-sol	3.06m
Hauteur de RDC	4.08m
Hauteur d'étage courant	3.06m

Tableau I.1 Caractéristiques géométriques

I.2 Conception de l'ouvrage

I.2.1 Ossature

C'est une structure en béton armé avec un système de contreventement mixte (poteaux-poutres) et voiles, car la hauteur de bâtiment >17m, selon le RPA99/version 2003.

I.2.2 Planchers

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique. Ils sont réalisés en deux types :

- **Type 1** : Corps creux et une dalle de compression type (16+5) cm, pour RDC et étages courants.
- **Type 2** : Dalle pleine, pour les planchers niveaux sous-sol (parking).

I.2.3 Maçonnerie :

- Murs extérieurs** : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10).
- Murs intérieurs** : Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.2.4 Revêtement :

Le revêtement est constitué de:

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade et les cloisons.
- Enduit de plâtre les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

Chapitre I : présentation du projet

I.2.5 Escaliers:

Le bâtiment est munit de deux cage d'escalier

Type 1 : L'escalier droit

Type 2 : l'escalier deux quarts tournants

I.2.6 Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettent le déplacement vertical (elle fait le mouvement de vas et vien) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de faible sismicité (zone I).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2B.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- D'après le rapport du laboratoire Mécanique de sol (LTPO), La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma} = 1.8$ bars.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE

I.4.1 Béton :

On appelle béton, le matériau constitue par mélanges dans les proportions convenables de ciment, de granulats et d'eau, le béton armé obtenu en enrobant dans du béton des aciers.

Résistance caractéristique à la compression : BAEL 91 (artA2.1.11)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} .

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

Chapitre I : présentation du projet

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

✚ Résistance caractéristique à la traction BAEL91 (art.2.1.12):

La résistance caractéristique à la traction (f_{tj}) d'un béton à l'âge de j jours est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275f_{cj}^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Remarque :

Dans la première partie de notre travail on va commencer par $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, ensuite dans la deuxième partie du travail on va varier la résistance du béton comme suit :

$f_{c28} [\text{MPa}]$	20	22	25	30	35	40
$f_{t28} [\text{MPa}]$	1.8	1.92	2.1	2.4	2.7	3

Tableau I.2 Evaluation de la résistance de béton à la compression et à la traction

✚ Déformations longitudinales du béton:

- Déformations instantanées « E_{ij} » : (CBA 93[ART 2.1.1.2] P7)

$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$; avec E_{ij} et f_{cj} en [MPa] Pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h).

- Déformations différées « E_{vj} »: (CBA 93 [ART 2.1.2.2] P7)

$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} = \frac{E_{ij}}{3}$, avec E_{vj} et f_{cj} en [MPa] pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

$f_{c28} [\text{MPa}]$	20	22	25	30	35	40
$E_{ij} [\text{MPa}]$	29858.593	30822.432	32164.195	34179.557	35981.729	37619.470
$E_{vj} [\text{MPa}]$	10043.345	10367.545	10818.865	11496.760	12102.945	12653.822

Tableau I.3 Evaluation du module de déformation instantané et différé

Chapitre I : présentation du projet

✚ Coefficient de poisson: (CBA 93 [ART 2.1.2.3] P8)

$\nu = 0.2$ Pour le calcul des déformations.

$\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations

✚ Contraintes et déformations :

• **Le diagramme « parabole rectangle »** : un diagramme contraintes- déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

• **Le diagramme rectangulaire** : simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :

- Sa simplicité d'emploi.
- Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle ».

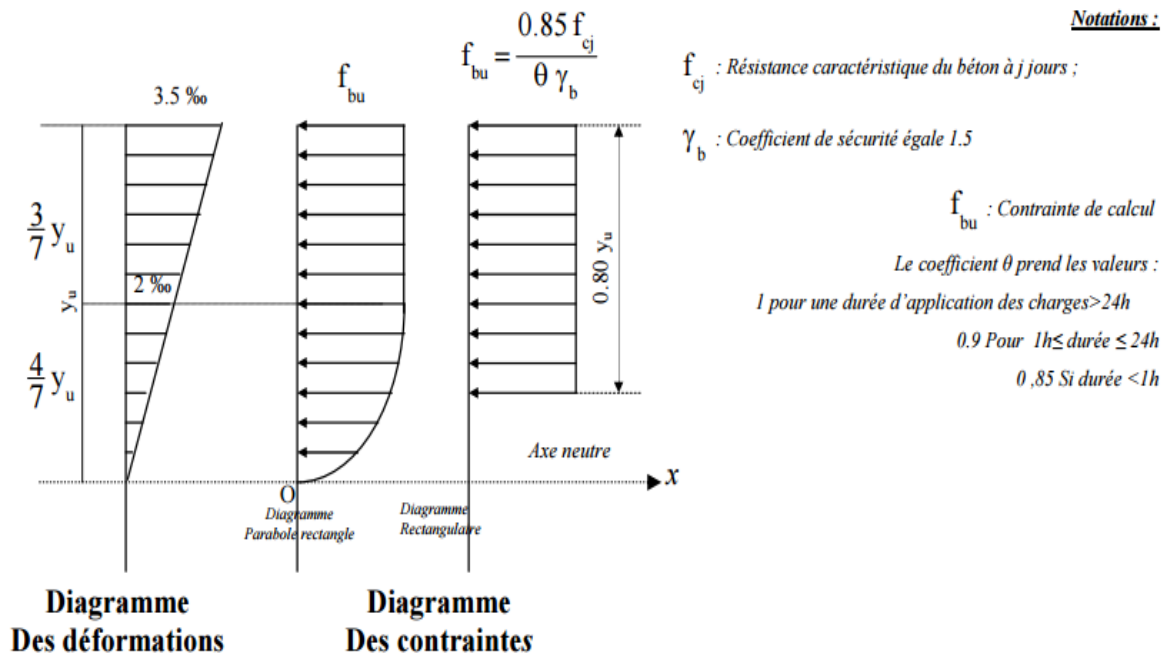


Figure I.2 Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton

• Les contraintes limites :

➤ Etat limite ultime : (CBA 93 [ART 3.3.2] P24)

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

Chapitre I : présentation du projet

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

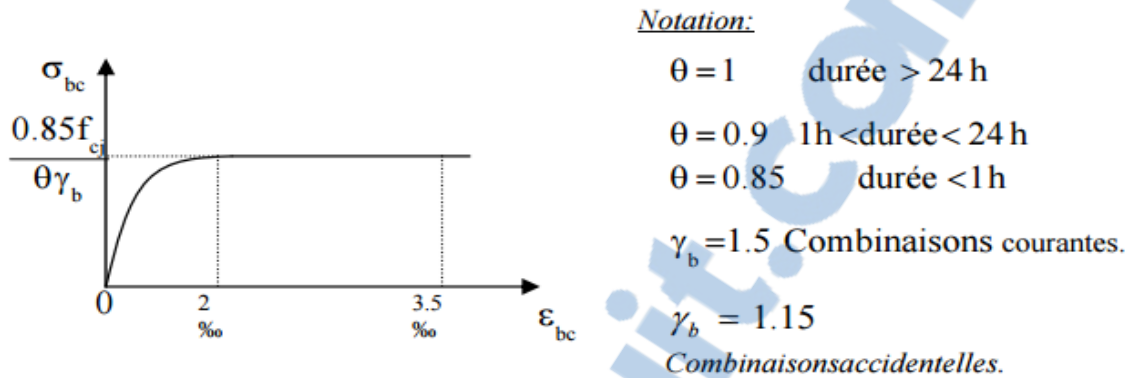


Figure I.3 Diagramme contraintes- déformations du béton

➤ **Etat limite de service : (CBA 93 [ART 5.1.4])**

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$; dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa]$

➤ **Contrainte admissible de cisaillement :**

$\tau_u = \text{Min} (0.2 f_{cj} / \gamma_b , 5 \text{ MPa})$, Fissuration peu préjudiciable

$\tau_u = \text{Min} (0.15 f_{cj} / \gamma_b , 4 \text{ MPa})$, Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est défini par rapport à l'effort tranchant ultime T_u :

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$, Avec b_0 : largeur de la pièce ; d : hauteur utile

I.4.2 Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

- Acier naturel Fe E 215, Fe E 235
- Acier à haute adhérence Fe E 400, Fe E 500
- Treillis soudés de maille 200 x 200 mm² avec $\Phi = 5\text{mm}$

✚ **Diagramme contrainte- déformation : (ELU)**

$\gamma_s = 1,15$ cas général,

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

Chapitre I : présentation du projet

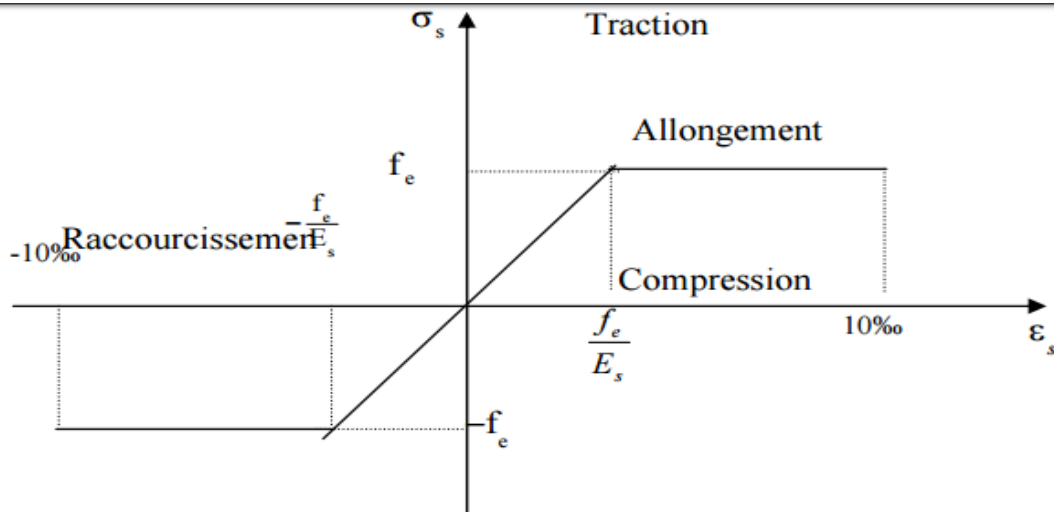


Figure I.4 Diagramme déformations- contraintes

Contrainte limite de traction des armatures : (ELS)

- Fissuration peu préjudiciable $\sigma_{st} \leq f_e$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable $\sigma_{st} = \text{Min}(\frac{2}{3f_e}; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} = \text{Min}(0.5f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Avec :

η : coefficient fissuration :

{	1 Pour des ronds lisses
{	1.6 Pour les hautes adhérences avec $\phi \geq 6\text{mm}$
{	1.3 Pour les hautes adhérences avec $\phi < 6\text{mm}$

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version2003 et C.B.A 93, Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

II.2 Détermination de l'épaisseur des planchers :

- **Plancher à corps creux**

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

➤ L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$

l : plus grande portée dans le sens considéré l = 5.00m

$$h \geq \frac{5,00}{22.5} = 0,22\text{cm}$$

On prend h = 21 cm

h = 16 + 5 cm (16 cm pour le corps creux + 5 cm pour la dalle de compression)

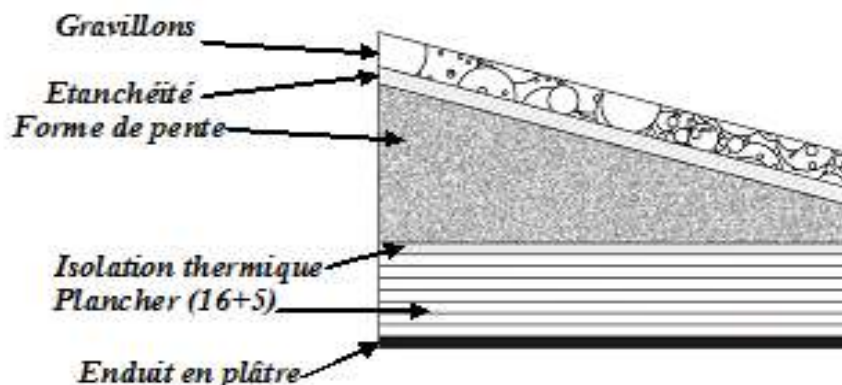
Remarque : pour des raisons d'économie on prend h=16+5 ; si les conditions sont vérifiées on garde le pré dimension sinon on augmente l'épaisseur

- **Dalle pleines**

L'épaisseur à adopter pour la dalle pleine est égale $h_0 = 15$ cm.

II.3 Descente des charges :

II .3.1 Plancher terrasse inaccessible :



Rapport-gratuit.com
Figure II.1 Plancher type terrasse
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement

Tableau II.1 Charge permanente et surcharge d'une terrasse inaccessible

désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Protection gravillon	1700	0,05	85
Etanchéité multicouche	600	0,02	12
Forme de pente	2000	0,1	200
Isolation thermique en liège	400	0,04	16
Dalle en corps creux (16+5)	-	-	310
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G (kg/m ²)			663
Q (kg/m ²)			100

II .3.2 Plancher terrasse accessible :

Tableau II.2 Charge permanente et surcharge d'une terrasse accessible

désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Etanchéité multicouche	600	0.02	12
Dalle en corps creux (16+5)	-	-	310
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G (kg/m ²)			462
Q (kg/m ²)			150

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement

II .3.3 Plancher étage courant :

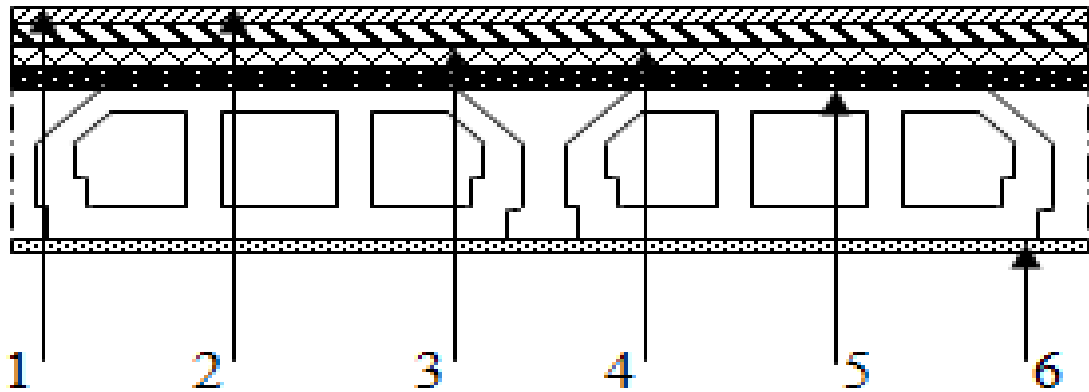


Figure II.2 Plancher étage courant

- 1 → Carrelage. 4 → Dalle de compression.
2 → Mortier de pose. 5 → Corps creux.
3 → Lit de sable 6 → Enduit en plâtre.

Tableau II.3 Charge permanente et surcharge d'un plancher Etage

désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Dalle en corps creux (16+5)	-	-	310
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Cloisons intérieures	1000	0.1	100
G (Kg/m²)	550		
Q (Kg/m²)	150		

Surcharge d'exploitation (Q) :

- Plancher RDC (usage de commerce) : Q = 350 Kg/m². (DTR B.C.2.2)
- 1^{er} Etage (Bureaux) : Q= 250 Kg/m (DTR B.C.2.2)

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement

II .3.4 Murs :

A. Murs extérieures

Tableau II.4 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		

B. Murs intérieures (Simple paroi)

Tableau II.5 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		

II.3.5 Balcons :

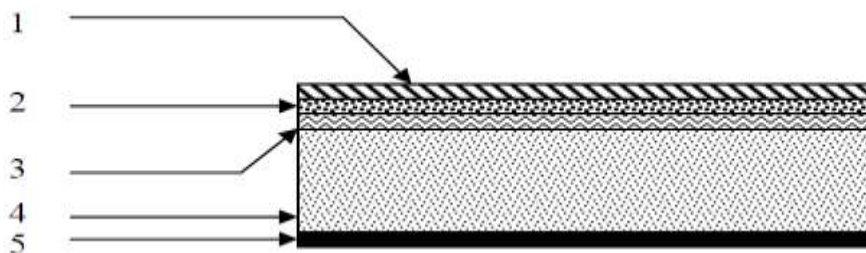


Figure II.3 Balcon

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement

1-Carrelage

4-dalle pleine

2-Mortier de pose

5-Enduit en plâtre

3-lit de sable

Tableau II.6 Descente des charges des balcons.

désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1900	0,02	38
Dalle pleine	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1000	0.02	0,20
G (kg/m ²)	517		
Q (kg/m ²)	350		

II.3.6 Escaliers

Palier

Tableau II.7 Charge permanente du palier

désignation	ρ (kg/m ³)	e(m)	G (kg/m ²)
Carrelage	2000	0.02	40
Mortier de pose	2000	0.02	40
Poids propre de palier	2500	0.1	25
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G (kg/m ²)	350		
Q (kg/m ²)	250		

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement


 Volée (paillasse) :

Tableau II.8 Charge du paillasse

désignation	$\rho(\text{kg/m}^3)$	e(m)	G (kg/m ²)
Carrelage horizontal	2000	0.02	40
Mortier horizontal	2000	0.02	40
Carrelage contre marche	2000x 0.17/0.3	0.02	23
Mortier vertical	2000 x0.17/0.3	0.02	23
Poids propre de la paillasse	2500 / $\cos\alpha$	-	G_{pp} paillasse
Poids propre de la marche	2500*0.17/2	-	212.5
Garde-corps	900	0.1	90
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G (kg/m ²)	449+ G_{pp} paillasse		
Q (kg/m ²)	250		

Remarque

G_{pp} paillasse : dépend de l'inclinaison et l'épaisseur de la paillasse

II.4 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.4.1 Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles CBA93 et RPA99 version 2003.

II.4.2 Les poutres :

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

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement

II.4.2.1 Les poutres principales :

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

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

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

Avec :

- L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.
- h : hauteur de la poutre.

$$L = 6,00 \text{ m}$$

Donc :

$$\frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10}$$

$$40 \leq h \leq 60 \quad \text{On prend : } \mathbf{h = 50\text{cm}} ;$$

$$0,3(50) \leq b \leq 0,7(50)$$

$$15 \leq b \leq 35 \quad \text{On prend : } \mathbf{b = 30\text{cm}} ;$$

✓ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b=30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ h=50 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ h/b=1.67 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

$$L = 3,9 \text{ m} \rightarrow \text{P1 (30 x 40) cm}^2$$

$$L = 5,5 \text{ m} \rightarrow \text{P2 (30 x 45) cm}^2$$

$$L = 6.0 \text{ m} \rightarrow \text{P3 (30 x 50) cm}^2$$

II.4.2.2 Les poutres secondaires :

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

Avec L= 5.50 m

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \text{On prend: } \mathbf{h = 40\text{cm } b= 30\text{cm}}$$

D'après le **R.P.A 99** version **2003** :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 1,5 \leq 4 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement

$L = 5,5 \text{ m} \rightarrow \text{Ch1 (30 x 40) cm}^2$

$L = 4.55 \text{ m} \rightarrow \text{Ch2 (30 x 35) cm}^2$

$L = 4.05 \text{ m} \rightarrow \text{Ch3 (30 x 30) cm}^2$

II.4.3 Les poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du R.P.A 99 V2003 suivant :

$\text{Min (} b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$

Zone : I et II.

$\text{Min (} b_1, h_1) \geq h_e / 20$

h_e : hauteur d'étage

$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

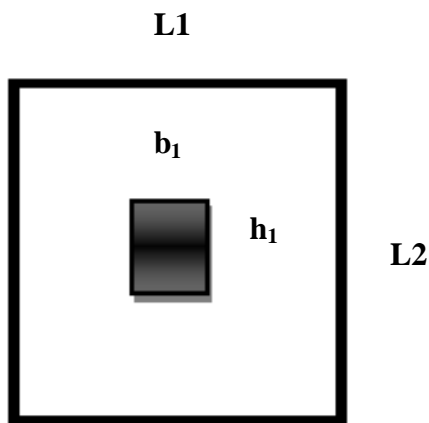


Figure II.4 Section supporté par le poteau.

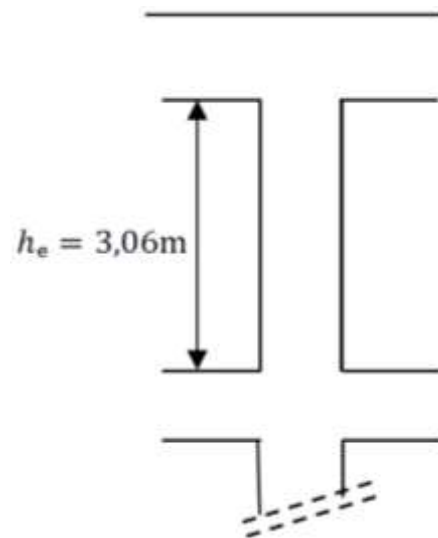


Figure II.5 Hauteur d'étage

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S égale : $S_p = 25.07 \text{ m}^2$

Avec : S est surface supporté par le poteau le plus défavorable

$$N_u = S_p \times n \times P_u$$

N_u : étant la charge verticale a l'ELU.

P_u : charge du plancher

S : surface supporté par le poteau le plus sollicité

n : nombre d'étage.

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement

- **Section réduite**

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{F_{bc}}{0.9} + 0.85 \times \frac{A_s \cdot F_e}{B_r \cdot \gamma_s}}$$

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

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{Si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85\lambda^2/1500 \quad \text{Si } 50 < \lambda < 70.$$

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

$$A_s / B_r = 1\%.$$

$$F_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (cas générale).}$$

$$F_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \rightarrow F_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (cas générale)}$$

$$\theta = 1 \text{ (charge } > 24\text{h)}$$

$$B_r \geq \frac{1.2 \times N_u}{\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \times \frac{1 \times 400}{100 \times 1.15}}$$

$$\text{Avec : } B_r = (a - 0.02)^2 .$$

$$a \geq \sqrt{0.0642 N_u} + 0.02$$

*Vérification du flambement

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50.$$

$$L_f = 0,7 \times L_0$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{Bc}}$$

$$I = \frac{b^4}{12}$$

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement

Tableau II.9 Calcul de la surface des poteaux ainsi la vérification vis-à-vis au flambement

<i>Niveaux</i>	<i>n</i>	<i>S (m²)</i>	<i>Nu (kN)</i>	<i>H (m)</i>	<i>Br (m²)</i>	<i>b1=h1 (m)</i>	<i>b1=h2 (m)</i>	<i>Br₂ (m²)</i>	<i>Lf (m)</i>	$\lambda \leq 50$	<i>Condition</i>
<i>Sous sol</i>	12	25.07	3008.4	2,86	0.19	0.455	0.455	0,2	2	15,38	C,V
<i>RDC</i>	11	25.07	2757.7	3.88	0.18	0.44	0.44	0,2	2	15,38	C,V
<i>Etage 1</i>	10	25.07	2507	2,86	0.16	0.42	0.42	0,2	2	15,38	C,V
<i>Etage 2</i>	9	25.07	2256.3	2,86	0,14	0,39	0,40	0,16	2	17,39	C,V
<i>Etage 3</i>	8	25.07	2005.6	2,86	0.13	0,38	0,40	0,16	2	17,39	C,V
<i>Etage 4</i>	7	25.07	1754.9	2,86	0,11	0,35	0,35	0,12	2	19,8	C,V
<i>Etage 5</i>	6	25.07	1504.2	2,86	0.10	0,33	0,35	0,12	2	19,8	C,V
<i>Etage 6</i>	5	25.07	1253.5	2,86	0,08	0,31	0,35	0,09	2	22,99	C,V
<i>Etage 7</i>	4	25.07	1002.8	2,86	0,06	0,28	0,30	0,09	2	22,99	C,V
<i>Etage 8</i>	3	25.07	752.1	2,86	0,05	0,26	0,30	0,09	2	22,99	C,V
<i>Etage 9</i>	2	25.07	501.4	2,86	0,03	0,22	0,30	0,09	2	22,99	C,V
<i>Etage 10</i>	1	25.07	250.7	2,86	0,02	0,19	0,30	0,09	2	22,99	C,V

Tableau II.10 Vérification les conditions du R.P.A 99

	<i>n</i>	<i>b1=h2</i>	<i>he/20</i>	<i>b1/h1</i>	<i>VERIF RPA</i>	<i>Section choisie (cm²)</i>
<i>Sous sol 1</i>	12	0.50	0,14	1	CV	50x50
<i>RDC</i>	11	0,45	0.19	1	CV	50x50
<i>Etage 1</i>	10	0,45	0,14	1	CV	45x45
<i>Etage 2</i>	9	0,40	0,14	1	CV	45x45
<i>Etage 3</i>	8	0,40	0,14	1	CV	40x40
<i>Etage 4</i>	7	0,35	0,14	1	CV	40x40
<i>Etage 5</i>	6	0,35	0,14	1	CV	35x35
<i>Etage 6</i>	5	0,35	0,14	1	CV	35x35
<i>Etage 7</i>	4	0,30	0,14	1	CV	30x30
<i>Etage 8</i>	3	0,30	0,14	1	CV	30x30
<i>Etage 9</i>	2	0,30	0,14	1	CV	30x30
<i>Etage 10</i>	1	0,30	0,14	1	CV	30x30

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement

II.4.4 Les voiles :

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

Voile de contreventement :

Zone II : - nombre d'étages ≥ 5 .
- la hauteur ≥ 17 m.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

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

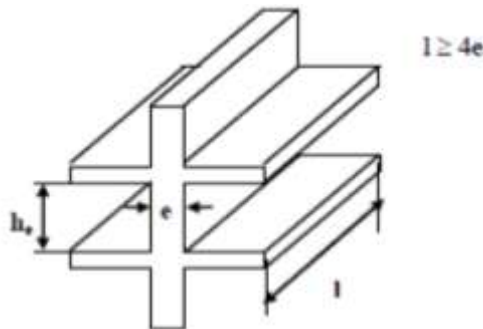


Figure II.6 Coupe de voile en élévation

Il faut vérifier les conditions suivant :

- $L \geq 4.e$
- $e \geq h_e/20$

L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles (a min =15 cm)

h_e : hauteur libre d'étage.

On a : $h_e = 2,85$ m $\rightarrow a \geq 2,85/20 = 0,142$ pour les étages
 $h_e = 3,87$ m $\rightarrow a \geq 3,87/20 = 0.19$ pour le sous-sol et Rdc.

Donc on adopte

a = **15cm** pour tous les étages.

a = **20 cm** pour le sous-sol et Rdc.

Niveaux	Epaisseur du voile (m)
Sous-sol	20
RDC	20
Etage courant	15

Tableau II.11 Récapitulation de pré-dimensionnement des Voiles

Chapitre III : Etude des planchers

III.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

III.2 Etude du Plancher à corps creux :

Les planchers sont l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs...)

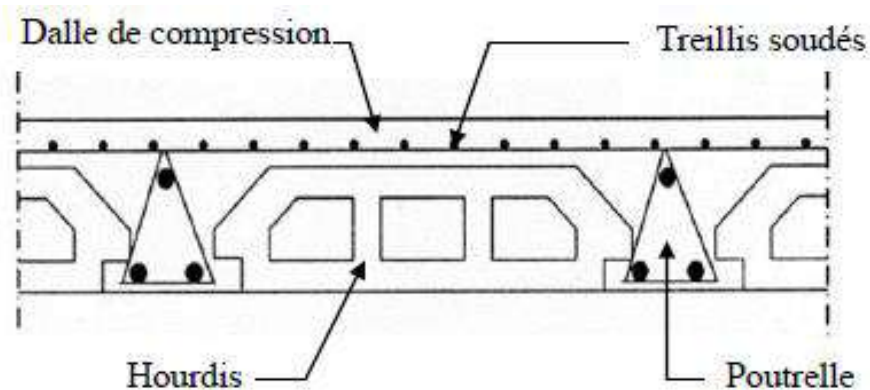


Figure III.1 Coupe transversale du plancher

III.2.1 Vérification des conditions :

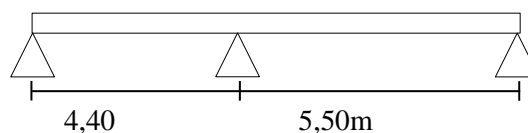
D'après le B.A.E.L 91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

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

III.2.2 Types de poutrelles :

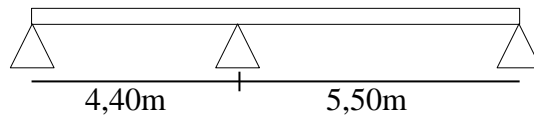
- Etages courant et terrasse inaccessible :

Type 1 :

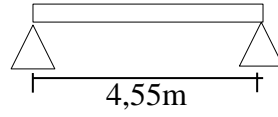


Chapitre III : Etude des planchers

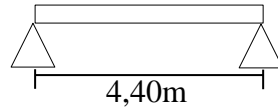
Type 2 :



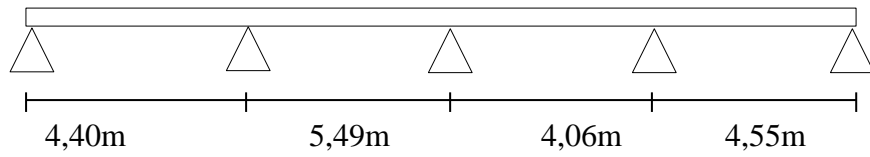
Type 3 :



Type 4 :

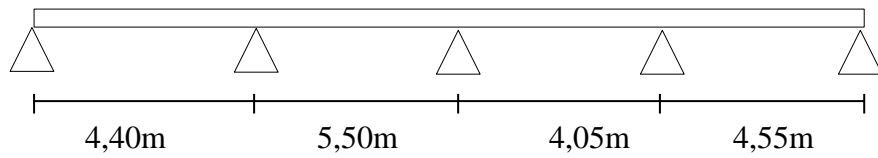


Type 5 :

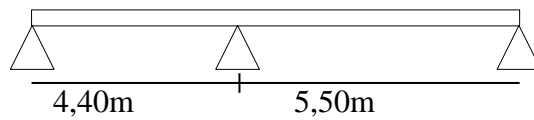


○ RDC

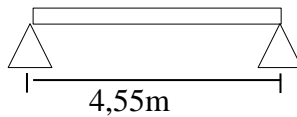
Type 1 :



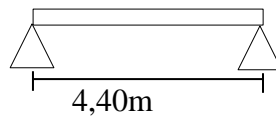
Type 2 :



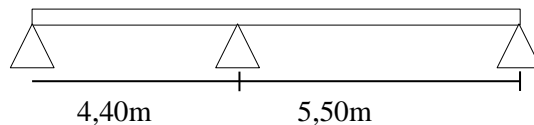
Type 3 :



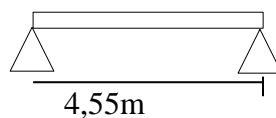
Type 4 :



Type 5 :



Type 6 :



Chapitre III : Etude des planchers

III.2.3 Les charges de poutrelles :

Tableau III.1 Charges supportées par les poutrelles.

Niveaux	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	b (m)	ELU (KN/ml) (1,35G+1,5Q) x b	ELS (KN/ml) (G+Q) x b
Terrasse inaccessible	6,63	1	0,65	6,7928	4.9595
Etage courant	5,5	1,5	0,65	6.2887	4.55
1 ^{er} Etage	5,5	2,5	0,65	7,26	5,2
RDC	5,5	3,5	0,65	8,24	5,85

III.2.4 Détermination des efforts internes :

➤ Un exemple de calcul : 1^{er} Étage (type 2)

$$qu = 7,26 \text{ KN/ml.}$$

$$qs = 5,2 \text{ KN/ml.}$$

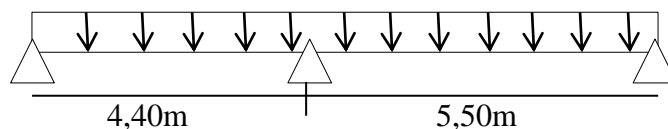


Figure III.2 Schéma statique de poutrelle Type 2 (1^{er} étage)

❖ *ELU*

$$M_0 \times L_1 + 2 \times M_1 \times (L_1 + L_2) + M_2 \times L_2 = -6 \times EI \times (W_{g1} + W_{d1})$$

$$\begin{cases} W_{d1} = Q_u \times \frac{L1^3}{24EI} \\ W_{g1} = Q_u \times \frac{L2^3}{24EI} \end{cases}$$

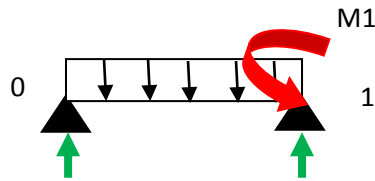
$$M_0 = M_2 = 0 \dots\dots\dots \text{conditions aux limites}$$

$$19,8M_1 = -\frac{6}{24} \times 7,26(4,4^3 + 5,5^3) = -456,58 \longrightarrow M_1 = -23,06 \text{ kN.m .}$$

Chapitre III : Etude des planchers

➤ Travée 0-1

$$R_0 + R_1 = Q_u \times 4,4$$



$$\Sigma M/1=0 : R_0 \times 4,4 = M_1 + \frac{4,4^2}{2} \times Q_u \longrightarrow R_0 = 10,73 \text{ kN} ; R_1 = 21,21 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_0 \cdot X_1 - Q_u \cdot X_1^2/2$$

$$V(x) = R_0 - Q_u \cdot X_1$$

$$M_0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 10,73 \text{ kN}$$

$$M_1(4,4) = -23,06 \text{ kN.m}$$

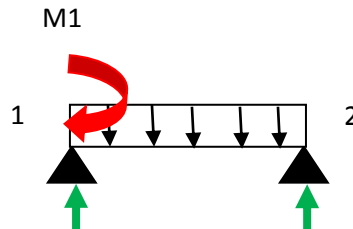
$$V(4,4) = -21,21 \text{ kN}$$

$$M_{\max} \text{ si } V(x)=0 \longrightarrow 10,73 - 7,26 \cdot X = 0 \longrightarrow X = 1,48 \text{ m}$$

$$M_{\max}(1,48) = 7,97 \text{ kN.m}$$

➤ Travée 1-2

$$R_1 + R_2 = Q_u \times 5,5$$



$$\Sigma M/1=0 : R_1 \times 5,5 = -M_1 + \frac{5,5^2}{2} \times Q_u \longrightarrow R_1 = 24,16 \text{ kN} ; R_2 = 15,77 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_1 \cdot X_2 - Q_u \cdot X_2^2/2 + M_1$$

$$V(x) = R_1 - Q_u \cdot X_2$$

$$M_0 = -23,06 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 24,16 \text{ kN}$$

$$M_1(5,5) = 0 \text{ kN.m}$$

$$V(5,5) = -15,77 \text{ kN}$$

$$M_{\max} \text{ si } V(x)=0 \longrightarrow 24,16 - 7,26 \cdot X = 0 \longrightarrow X = 3,33 \text{ m}$$

$$M_{\max}(3,33) = 17,14 \text{ kN.m}$$

Chapitre III : Etude des planchers

❖ ELS

$$M_0 x L_1 + 2x M_1 x (L_1 + L_2) + M_2 x L_2 = -6x EI x (W_{g1} + W_{d1})$$

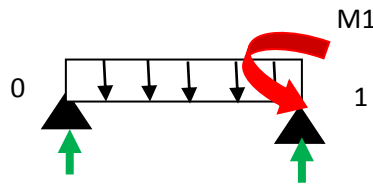
$$\begin{cases} W_{d1} = Q_s x \frac{L_1^3}{24EI} \\ W_{g1} = Q_s x \frac{L_2^3}{24EI} \end{cases}$$

$$M_0 = M_2 = 0 \dots \dots \dots \text{conditions aux limites}$$

$$19,8M_1 = -\frac{6}{24} x 5,2 \cdot (4,4^3 + 5,5^3) = -327,03 \longrightarrow M_1 = -16,52 \text{ kN.m}$$

➤ Travée 0-1

$$R_0 + R_1 = Q_s x 4,4.$$



$$\Sigma M/1=0 : R_0 x 4,4 = M_1 + \frac{4,4^2}{2} x Q_s \longrightarrow R_0 = 7,69 \text{ kN} ; R_1 = 15,19 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_0 \cdot X_1 - Q_s \cdot X_1^2 / 2$$

$$V(x) = R_0 - Q_s \cdot X_1$$

Chapitre III : Etude des planchers

$$M_0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 7,69 \text{ kN}$$

$$M_1(4,4) = -16,5 \text{ kN.m}$$

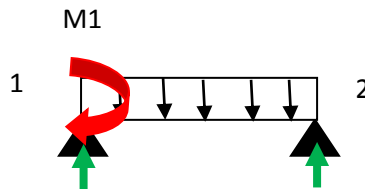
$$V(4,4) = -15,19 \text{ kN}$$

$$M_{\max} \text{ si } V(x) = 0 \longrightarrow 7,69 - 5,2 \cdot X = 0 \longrightarrow X = 1,48 \text{ m}$$

$$M_{\max}(1,48) = 5,70 \text{ kN.m}$$

➤ Travée 1-2

$$R_1 + R_2 = Q_s \cdot 5,5$$



$$\Sigma M/1 = 0 : R_1 \times 5,5 = -M_1 + \frac{5,5^2}{2} \times Q_s \longrightarrow R_1 = 17,30 \text{ kN} ; R_2 = 11,3 \text{ kN}$$

$$M(x) = R_1 \cdot X_2 - Q_s \cdot X_2^2 / 2 + M_1$$

$$V(x) = R_1 - Q_s \cdot X_2$$

$$M_0 = -16,52 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 17,30 \text{ kN}$$

$$M_1(5,5) = 0 \text{ kN.m}$$

$$V(5,5) = -11,3 \text{ kN}$$

$$M_{\max} \text{ si } V(x) = 0 \longrightarrow 17,30 - 5,2 \cdot X = 0 \longrightarrow X = 3,32 \text{ m}$$

$$M_{\max}(3,32) = 11,92 \text{ kN.m}$$

Tableau III.2 Comparaison entre les sollicitations théoriques et numériques « SAP2000 »

		M_{\max} appuis(kN.m)	M_{\max} travées(kN.m)	V (kN)
Théorique	ELU	23,06	17,14	24,16
	ELS	16,52	11,92	17,30
Numérique	ELU	23,80	17,89	25,20
	ELS	16,54	12,20	17,27

RQ : les résultats suivants sont obtenus par le SAP2000 en considérant les appuis comme semi-encastrement

Tableau III.3 Différents sollicitation pour l' ELU

Plancher	Mappui [KN.m]	Mtravée [KN.m]	T [KN]
RDC	15,47	13,61	22,37
1 ^{er} Etage	13,70	12,05	19,81
Etage courant	11,95	6,69	15,47
Terrasse inaccessible	12,85	6,55	16,64

Chapitre III : Etude des planchers

Tableau III.4 Différents sollicitation pour l' ELS

<i>Plancher</i>	<i>M_{appui}</i> [KN.m]	<i>M_{travée}</i> [KN.m]	<i>T</i> [KN]
<i>RDC</i>	10,56	9,29	11,12
<i>1^{er} Etage</i>	9,39	8,26	13,57
<i>Etage courant</i>	8,21	4,19	10,63
<i>Terrasse inaccessible</i>	8,93	4,56	11,57

III.2.5 Ferrailage des poutrelles

Poutrelle (Etage courant) type 4:

a) Armatures longitudinales :

ELU :

En travée :

$$M_{\max} = 6.69 \text{ KN.m} = 0,00669 \text{ MN.m}$$

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

Avec:

$$b = 0,65\text{m}; h_0 = 0,05\text{m}; h = 0,21\text{m}; d = 0,9 h = 0,189\text{m};$$

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

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

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times (0,189 - \frac{0,05}{2}) = 0,0755 \text{ MN.m}$$

$M_{\max} < M_t$, l'axe neutre se trouve dans la table donc le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire (b*h).

$$\mu_u = \frac{M_{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,00669}{(0,65) \cdot (0,189)^2 \cdot 14,17} = 0,02$$

Chapitre III : Etude des planchers

$$\mu_R = 0,8. \alpha_R. (1 - 0,4. \alpha_R), \text{ avec : } \alpha_R = \varepsilon_{bc}. (\varepsilon_{bc} + \varepsilon_e) - 1 = 3,5. \times \left(3,5 + \frac{3,5}{200000 \times 1,15}\right)$$

$\alpha_R = 0,668, \mu_R = 0,392 \rightarrow \mu_u < \mu_R$ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

$$A_{st} = \frac{Mu}{z. \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25. (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,025 \\ Z = d. (1 - 0,4\alpha) = 0,187m \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8261 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0,00669}{400. (0,187)/1,15} = 1,029 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Remarque : on va varier la résistance du béton comme suit :

Tableau III.5 : Ferrailage des poutrelles en fonction de f_{c28}

f_{c28} (Mpa)	20	22	25	30	35	40
f_{bc} (Mpa)	11.33	12.47	14.17	17	19.83	22.67
μ_u	0.025	0.023	0.02	0.017	0.015	0.013
α	0.031	0.029	0.025	0.021	0.019	0.016
Z (cm)	0.186	0.187	0.187	0.187	0.188	0.188
A_{st} (cm ²)	1.034	1.029	1.029	1.029	1.023	1.023
Ferrailage	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10

Interprétation des résultats : on remarque

-Augmentation de f_{bc}

-le ferrailage n'a pas changé

-on conclut qu'il n'y a pas une influence de la variation de f_{c28} sur les poutrelles

- **Condition de non fragilité**

Chapitre III : Etude des planchers

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \right) \rightarrow A_{st} \geq 1,483 \text{ cm}^2$$

$$1,57 \geq 1,482 \text{ cm}^2 \text{ (CV)}$$

En appui :

$$M_{max} = 11,95 \text{ KN.m} = 0,01195 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,01195}{(0,65) \cdot (0,189)^2 \cdot 14,17} = 0,036$$

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,046 \\ Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,185 \text{ m} \end{array} \right.$$
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8261 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{0,01195}{400 \cdot (0,185)/1,15} = 1,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1\text{T}12 + 1\text{T}14 = 2,67 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \cdot h}{1000} ; \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \right) \rightarrow A_{st} \geq 1,483 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

ELS

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

En travée

$$M_u = 6,69 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 4,19 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \rightarrow \gamma = 1,6$$

Chapitre III : Etude des planchers

$$\alpha \leq \frac{1,6-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow 0,025 < 0,55 \text{ CV}$$

En appui

$$M_u = 11,95 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 8,21 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \rightarrow \gamma = 1,46$$

$$\alpha \leq \frac{1,46-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow 0,025 < 0,48 \text{ CV}$$

b) Armature transversale

• Vérification au cisaillement

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = V_u / b_0 d \text{ avec } b_0 = 0,12 \text{ m, } d = 0,189 \text{ m, } V_u = 15,47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,682 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau} \text{ (condition vérifiée).}$$

• Calcul des armatures transversales

$$\phi t \leq \left(\frac{h}{35}, \phi \min, \frac{b}{10}\right) \rightarrow \phi t \leq \left(\frac{21}{35}, 1,2, \frac{12}{10}\right)$$

$$\rightarrow \phi t \leq (0,6, 1,2, 1,2)$$

$$\rightarrow \phi t = 6$$

• Calcul d'espacement des cadres

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi \min, 30 \text{ cm}\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{21}{4}, 12 \times 1,2, 30\right)$$

$$\rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

- Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{21}{2}$$

Chapitre III : Etude des planchers

- **Vérification au glissement**

En appui :

$$V_u - \mu M_u / 0,9d \leq 0$$

$$-51,62 < 0 \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de la flèche**

$$f \leq f_{admissible} \quad \text{avec} \quad f_{admissible} = \frac{L}{500}$$

$$L = 4,55m \Rightarrow f_{admissible} = 0,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 * A_{st} * \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{0,65 * 0,21^3}{12} + 15 * 1,57 * 10^{-4} * \left(\frac{0,21}{2} - 0,021\right)^2$$

$$I_0 = 5,182 * 10^{-4} m^4$$

- $\lambda i = \frac{0,05 * f_{t28}}{\varphi * (2 + 3 * \frac{b_0}{b})} \quad \text{Avec} \quad \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 * d} = \frac{1,57 * 10^{-4}}{0,12 * 0,189} \rightarrow \varphi = 0,00692$

$$\Rightarrow \lambda i = 5,94$$

- $\mu = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \varphi * \sigma_s + f_{t28}} \quad \Rightarrow \mu = 0,686$

$$I_{fi} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu} \quad I_{fi} = 1,123 * 10^{-4} m^4$$

$$E_i = 32164,195 \text{ Mpa}$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i * I_{fi}} = 0,00133 m^{-1}$$

$$\text{Donc } f = \frac{L^2}{10} * \frac{1}{\gamma} \Rightarrow f = 0,0033 m < f_{admissible} = 0,01 m \quad \text{C.V}$$

III.2.6 Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement CBA :

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

$$A_1 \geq \frac{4 \cdot L}{f_e} \quad \text{Avec} \quad f_e = 500 \text{ Mpa}$$

$$L = 60 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_1 \geq 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

Chapitre III : Etude des planchers

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc : On adopte un treillis soudé de $\phi 5$ et un espacement (20× 20) cm²

III.2.7 Récapitulatif du ferrailage des poutrelles :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.6 Récapitulatif du ferrailage des poutrelles

	Ast calculé		Ast choisie	
	Travée	Appui	Travée	Appui
RDC	2,11	2,41	2T12	1T12+1T14
1 ^{er} Etage	1,87	2,12	2T12	1T12+1T14
Etage courant	1,029	1,84	2T10	1T12+1T14
Terrasse inaccessible	1,01	1,99	2T10	1T12+1T14

Chapitre III : Etude des planchers

III.3 Etude de la Dalle pleine : (Plancher)

III.3.1 Pré dimension de la dalle pleine : (Plancher)

Tableau III.7 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	250 kg/m^2		

III.3.2 Calcul des Moments : (Sous-Sol)

Ly=6m

✚ *Dalle portant dans 2 Sens :*

$$0,4 < \frac{Lx}{Ly} < 1 \Rightarrow 0,4 < \frac{5,5}{6} < 1$$

$$0,4 < 0,92 < 1 \dots\dots\dots \text{C.V}$$



Lx=5.5

✚ *Conditions de flèches :*

$$h \geq \frac{Lx}{40} \Rightarrow h \geq \frac{5,5}{40} = 0,1375 \text{ m}$$

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

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

✚ *Les moments dus aux charges réparties :*

✓ **E.L.U :**

$$Mx = \mu_x \cdot p \cdot Lx^2 ; \mu_x = 0,0539$$

$$P_{E.L.U} = 1,35 \times 6,11 + 1,5 \times 2,5 \Rightarrow P_{E.L.U} = 11,99 \text{ KN/m}^2$$

$$Mx = 0,0539 \times 11,99 \times 5,5^2$$

Chapitre III : Etude des planchers

$$\Rightarrow M_x = 19.55 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x ; \quad \mu_y = 0,6313$$

$$M_y = 0,6313 \times 19.55$$

$$\Rightarrow M_y = 12.34 \text{ KN.m}$$

✓ **E.L.S :**

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 ; \quad \mu_x = 0,0607$$

$$P_{E.L.S} = 8,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow M_x = 15,80 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x ; \quad \mu_y = 0,7381$$

$$\Rightarrow M_y = 11.66 \text{ KN.m}$$

✚ **Le moment total appliqué sur la dalle :**

❖ Pour M_x :

✓ **E.L.U :**

$$M_t = 0,8 M_x \quad \text{avec } M_x = 19.55 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 15.64 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 M_x \Rightarrow M_a = 5,865 \text{ KN.M}$$

✓ **Condition de B.A.E.L :**

$$M_d = 0,5 M_x = 9,775 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,3 M_x = 5,865 \text{ KN.M}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 23,46 \text{ KN.m} < 1,25 \cdot M_x = 24,438 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \underline{\underline{C. N. V}}$$

$$M_t = 0,85 M_x = 16,62 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 24,438 \text{ KN.m} = 1,25 \cdot M_x = 24,438 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \underline{\underline{C. N. V}}$$

$$M_t = 0,9 M_x = 17,595 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 25,41 \text{ KN.m} = 1,25 \cdot M_x = 24,438 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \underline{\underline{C. N. V}}$$

✓ **E.L.S:**

$$M_t = 0,8 M_x \quad \text{avec } M_x = 15,80 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t = 12,64 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Etude des planchers

$$M_a = 0,3 M_x \Rightarrow M_a = 4,74 \text{ KN.m}$$

✓ **Condition de B.A.E.L :**

$$M_d = 0,5 M_x = 7,9 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,3 M_x = 4,74 \text{ KN. m}$$

$$M_t + \frac{MG + Md}{2} = 18,96 \text{ KN. m} < 1,25.M_x = 19,75 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{ C. N. V}$$

$$\Rightarrow M_t = 0,85 M_x = 13,43 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{MG + Md}{2} = 19,75 \text{ KN. m} = 1,25 . M_x = 19,75 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{ C. N. V}$$

$$M_t = 0,9 M_x = 14,22 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{MG + Md}{2} = 20,54 \text{ KN. m} = 1,25 . M_x = 19,75 \text{ KN. m} \dots \dots \dots \text{ C. N. V}$$

III.3.3 Calcul des Ferrailages :

On adoptera le même ferrailage suivant les deux directions

$$M_{travée} = 14.22 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{appuis} = 5.865 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z_{opt}} \text{ avec } Z = d (1 - 0.4\alpha), \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \text{ et } \mu = M_u / b.d^2 . f_{bc}$$

$$A_{min} = (0.23.b.d. f_{t28}) / f_e = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} \quad A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau III.8 Ferrailage de la dalle

Section	M _u (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A _s (min)	A _s (cm ² /ml)	A _{adopté} /ml
Travée	17,595	0.038	0.048	0.176	2.17	2.87	5T10=3,93
Appuis	5,865	0.013	0.016	0.178	2.17	0.95	4T10=3,14

✚ **Vérification à L'E.L.S :**

On doit vérifier la condition suivant :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

• **En travée :**

$$Mu = 17,595 \text{ KN.m}$$

$$Ms = 14,22 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Etude des planchers

$$\gamma = \frac{17,595}{14,22} = 1,23$$

$$\alpha \leq \frac{1,23-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \rightarrow \alpha_{travée} = 0,365 < 0,367 \text{ C.V}$$

- **En appui**

$$Mu = 5,865 \text{ KN.m}$$

$$Ms = 4,74 \text{ KN.m}$$

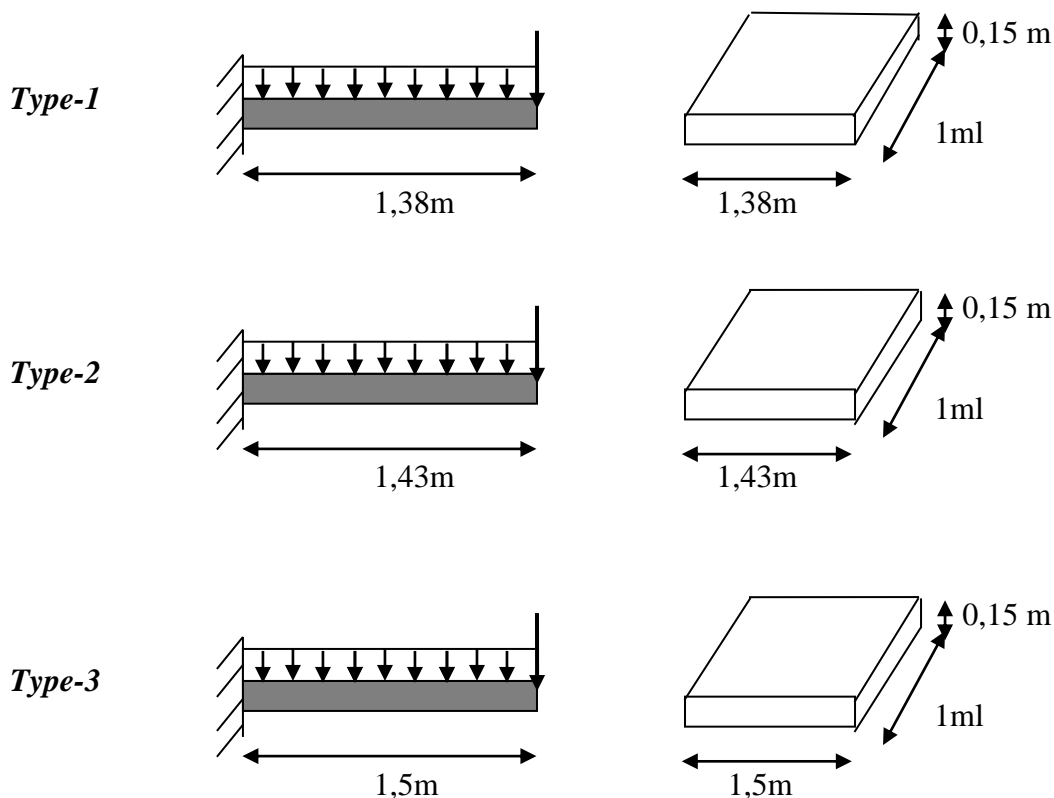
$$\gamma = \frac{5,865}{1,23} = 1,23$$

$$\alpha \leq \frac{1,23-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \rightarrow \alpha_{travée} = 0,365 < 0,367 \text{ C.V}$$

III.4 Etude des Balcons :

III.4.1 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 $h = 15 \text{ cm}$.



Chapitre III : Etude des planchers

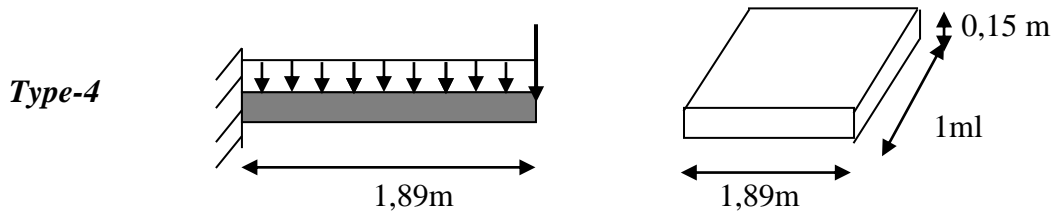


Figure III.3 Schéma statique du balcon

III.4.2 Evaluation des charges :

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) $P = 1,38 \times 1,10 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 1,518 \text{ KN}$

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

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

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

III.4.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

- **ELU**

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

$$M(x) = -P_u x - Q_u \frac{x^2}{2} = -2.05x - 12,23x^2/2 \rightarrow M(0)=0$$

$$M(1.5) = -16,83 \text{ KN.ml}$$

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

$$T(1.5) = -20,40 \text{ KN}$$

- **ELS**

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

$$M(1.5) = -12,031 \text{ KN.ml}$$

$$T(x) = -P_u - Q_u x = -1.518 - 8.67 x \rightarrow T(0) = -1.518 \text{ KN}$$

$$T(1.5) = -14,52 \text{ KN}$$

III.4.4 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.

Chapitre III : Etude des planchers

- **ELU**

$b=1\text{m}$; $h=0,15\text{m}$; $d=0,9.h=0,135\text{ m}$; $\sigma_{bc}=348\text{ MPa}$; $f_{bc}=14,17\text{ MPa}$; $f_{c28}=25\text{ MPa}$.

$M_{u\text{ max}}= 16,83\text{ kN.m}$.

➤ **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16,83 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,135)^2 \cdot 14,17}$$

$\Rightarrow \mu = 0,065 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{sc}=0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,065} \right) = 0,084$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,130$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \cdot \delta_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{16,83 \cdot 10^{-3}}{0,130 \cdot 348} = 3,72\text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix est de 5T10 $\Rightarrow A_{st}=3,92\text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ avec } (f_{t28}=2,1\text{ MPa} ; f_e=400\text{ MPa})$$

$$A_{st} \geq 1,63\text{ cm}^2$$

$3,92\text{ cm}^2 \geq 1,63\text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$

➤ **Armature de répartition :** $A_y = \frac{A_{st}}{4} = 0,98\text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 2T10/ml $\Rightarrow A_y = 1,57\text{ cm}^2/\text{ml}$

- **ELS**

Puisque la fissuration peu nuisible et l'acier de nuance FeE400 et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton ; et la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{16,83}{12,031} = 1,4. \rightarrow \alpha=0,084 \leq 0,45\dots\dots C.V.$$

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{St} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc}=0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

Chapitre III : Etude des planchers

$$\sigma_{St} = \min(2/3f_e ; 110\sqrt{\eta f_t 28}) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferrailage a ELU convient a ELS.

➤ Vérification au cisaillement

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_u}{d.b} \text{ avec } (b=1 \text{ m, } d=0,135 \text{ m, } V_u=19,17 \cdot 10^{-3} \text{ MN})$$

$$\tau_u = 0,142 \text{ MPa.}$$

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

Donc on a : $\tau_u = 0,142 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..9 Récapitulatif du ferrailage des balcons

Type	L(m)	Mmax(KN.m)	As calculé (cm ²)	As choisie (cm ²)	Ar(cm ²)
Type-1	1,38	14,47	3,17	5T10	2T8
Type-2	1,43	15,44	3,41	5T10	2T8
Type-3	1,5	16,83	3,72	5T10	2T8
Type-4	1,89	25,71	5,77	5T12	2T10

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1 Étude 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.

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marche, les degrés permettant d'accéder à un autre en montant et descendant, avec le moins de fatigue possible.

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

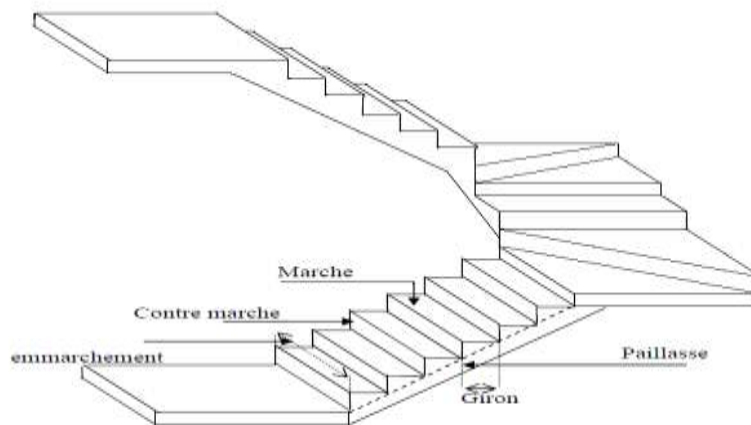


Figure IV.1 Schéma d'un escalier

IV.1.3 Dimensions des escaliers :

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

- Il doit être agréable à l'œil.
- Facilite à gravir sans fatigue.



Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "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.

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

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

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

n' : nombre de contremarche

$$n' = n - 1$$

L : La longueur de la ligne de foulée

Elle représente le parcours d'une personne qui descende en se tournant à la rampe du côté du jour, elle est placée conventionnellement.

$$L = g \cdot n'$$

Tableau IV.1 Pré-dimensionnement des escaliers

Niveaux	H (m)	h (m)	n	n'	g (m)	L (m)
S-Sol 1	3.06	0,17	18	17	0,30	5,88
RDC	4,08	0,17	24	23	0,30	7.36
1 ^{er} Etage	3.06	0.17	18	17	0.30	5.88
Etage courant.	3,06	0,17	18	17	0,30	5,88

➤ **L'inclinaison de la paillasse**

$$\alpha = \arctg\left(\frac{H_v}{L_v}\right)$$

H_v : La hauteur vertical du volée

L_v : La longueur horizontal du volée.

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1.4 Les types d'escalier :

Tableau IV.2 Schéma statique des escaliers

Niveaux	Type	Volée 1	Type	Volée 2	Type	Volée 3
RDC	Type 3		Type 4		Type 5	
1 ^{er} Etage	Type 3		Type 6		Type 7	
Etage courants	Type 8		Type 8			
S-sol	Type 1		Type 2		Type 1	

➤ Calcul des épaisseurs

- Epaisseur de la paillasse

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

- Epaisseur palier

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Tableau IV.3 Epaisseur des paillasse et paliers

Types	α	L (m)	Epaisseur de la paillasse (m)	Epaisseur palier (m)
Type 1	23,5°	1,56	0,1	-
Type 2	31,72°	2,75	0,15	-
Type 3	26,15°	2,77	0,15	-
Type 4	23,46°	2,35	0,1	-
Type 5	22,92°	4,02	0,2	-
Type 6	16,14°	2,35	0,1	-
Type 7	20,21°	2,77	0,1	-
Type 8	29,53°	2,4	0,1	0,1

IV.1.5 Descente de charge :

❖ Paillasse

$$G=4,49+ G_{pp \text{ paillasse}} \text{ kN/m}^2 \quad \text{avec } G_{pp \text{ paillasse}} = \frac{25}{\cos \alpha} .e$$

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

Tableau IV.4 Evaluation des charges et des surcharges pour les paillasse

Types	α	L (m)	Epaisseur de la paillasse (m)	G_{pp} Paillasse (KN/m ²)	G (kN/m ²)	Q (KN/m ²)
Type 1	23,55°	2,6	0,1	2,72	7,21	2,5
Type 2	31,72°	2,75	0,15	4,40	8,9	2,5
Type 3	26,15°	2,77	0,15	4,18	8,67	2,5
Type 4	23,46°	2,35	0,1	2,72	7,21	2,5
Type 5	22,92°	4,02	0,2	5,43	9,92	2,5
Type 6	16,14°	2,35	0,1	2,60	7,09	2,5
Type 7	20,21°	2,77	0,1	2,66	7,15	2,5
Type 8	29,53°	2,4	0,1	2,87	7,36	2,5

❖ Palier

$$G=3,5 \text{ kN/m}^2$$

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

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1.6 Combinaison des charges et surcharges

Tableau IV.5 Charges supporté par Les escaliers à ELU et ELS.

		G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml))
Palier		3,5	2,5	8,48	6
Paillasse	Type 1	7,21	2,5	13,48	9,71
	Type 2	8,9	2,5	15,77	11,4
	Type 3	8,67	2,5	15,45	11,17
	Type 4	7,21	2,5	13,48	9,71
	Type 5	9,92	2,5	17,14	12,42
	Type 6	7,09	2,5	13,32	9,59
	Type 7	7,15	2,5	13,40	9,65
	Type 8	7,36	2,5	13,68	9,86

IV.1.7 Détermination des efforts internes

La détermination des efforts internes se fait pour une poutre isostatique simplement appuyée, et notre exemple de calcul sera sur volée **Type 8**. pour les autres, on utilisera le SAP2000.

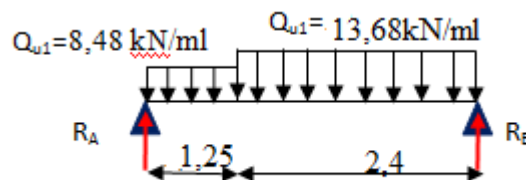


Figure IV.2 Chargement d'escalier à l'ELU Type 8

- **Elu**

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 13,68 \times 2,4 - 8,48 \times 1,25 = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 43,43 \text{ kN.}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B(2,4 + 1,25) - 13,68 \times 2,4 \times \left(\frac{2,4}{2} + 1,25\right) - 8,48 \times 1,25 \times \frac{1,25}{2} = 0$$

$$R_B = 23,85 \text{ KN} ; R_A = 19,58 \text{ KN.}$$

***Equations des moments fléchissant et efforts tranchants**

❖ $0 \leq X \leq 1,25 \text{ m.}$

$$M(x) = R_A \cdot X - 8,48 \cdot X^2/2$$

$$V(x) = R_A - 8,48 \cdot X$$

$$M_0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 19,58 \text{ kN}$$

$$M_1(1,25) = 17,85 \text{ kN.m}$$

$$V_1(1,25) = 8,98 \text{ kN}$$

❖ $0 \leq X \leq 2,4 \text{ m. (de droite)}$

$$M(x) = R_B \cdot X - 13,68 \cdot X^2/2$$

$$V(x) = R_B - 13,68 \cdot X$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$M_0 = 0 \text{ kN.m}$$

$$V_0 = 23,85 \text{ kN}$$

$$M_1(2,4) = 17,84 \text{ kN.m}$$

$$V_1(2,4) = -8,98 \text{ kN}$$

$$M_{\max} \text{ si } V(x') = 0 \longrightarrow 23,85 - 13,68.X' = 0 \longrightarrow X' = 1,74 \text{ m (de droite)}$$

$$M_{u \max}(1,74) = 20,79 \text{ kN.m}$$

- **ELS**

Avec la même méthode utilisée ci-dessus à l'ELU

$$R_A = 13,99 \text{ kN.}$$

$$R_B = 17,16 \text{ kN.}$$

$$V_{s \max} = 17,16 \text{ kN}$$

$$M_{s \max} = 14,93 \text{ kN.m}$$

Tableau IV.6 Comparaison entre les résultats théoriques et les résultats numérique « SAP2000 » pour l'escalier Type 8.

		M_{\max} appuis(kN.m)	M_{\max} travées(kN.m)	V (kN)
Théorique	ELU	0	20,79	23,85
	ELS	0	14,93	17,16
Numérique	ELU	0	21,35	24,50
	ELS	0	15,33	17,57

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les tableaux ci-après:

Tableau IV.7 Récapitulatif des sollicitations à ELU et ELS.

Types	ELU			ELS		
	$M_{\text{app}}(\text{kN.m})$	$M_{\text{tra}}(\text{kN.m})$	$T_{\text{max}}(\text{kN})$	$M_{\text{app}}(\text{kN.m})$	$M_{\text{tra}}(\text{kN.m})$	$T_{\text{max}}(\text{kN})$
1	0	4,24	10,86	0	3,05	7,83
2	0	15,32	22,29	0	11,09	16,13
3	0	15,25	22,02	0	11,03	15,93
4	0	9,23	16,36	0	6,65	11,79
5	0	35,08	35,35	0	25,43	25,62
6	0	9,12	14,17	0	6,57	11,65
7	0	13,28	19,18	0	9,57	13,82
8	0	21,32	24,67	0	15,33	17,77

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1.8 Détermination du ferrailage

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuyée ou plus au moins encastree. (0.85M0 en travée et 0.5M0 en appuis)

La détermination des armatures se fait en prenant les moments fléchissant et les efforts tranchants maximum pour le calcul de type le plus défavorable ; Comme exemple de calcul on prend le type 5 car c'est le plus défavorable.

Donnée : $b=1\text{m}$; $h=0,2\text{m}$; $d=0,9.h=0,18\text{m}$.

a) ELU

En travée :

$$M_{ut}=35,08 \text{ kN.m}$$

$$M_t=0,85 M_{\max} = 29,818 \text{ kN.m/}$$

• Moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{29,818 \cdot 10^{-3}}{1,0 \cdot 0,18^2 \cdot 14,17} = 0,1 < 0,392 \Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A_{sc} = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_c}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1} \right) = 0,132$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,170$$

$$A_{st} \geq \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{29,818 \cdot 10^{-3}}{0,170 \cdot 348} = 5,04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix est de : **5T12** \rightarrow **Ast=5,65 cm²**

• Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \quad \text{avec } (f_{t28}=2,1 \text{ MPa} ; f_e=400 \text{ MPa})$$

$$A_{st} \geq \text{Max}(2; 2,17) \text{ cm}^2$$

$$5,65 \text{ cm}^2 \geq 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,41 \Rightarrow A_r = 2T10 / \text{ml} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

En appuis

$$M_{ua}=35,08 \text{ kN.m}$$

$$M_a=0,5 \quad M_{max}= 17,54 \text{ kN.m}$$

- **Moment réduit μ :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,04 < 0,392 \Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,051$$

$$z = 0,176$$

$$A_{st} \geq \frac{M_a}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_u = 2,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix est de : **3T12** \rightarrow $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \quad \text{avec } (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa})$$

$$A_{st} \geq \text{Max}(2; 2,17) \text{ cm}^2$$

$$3,39 \text{ cm}^2 \geq 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V$$

- **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,85 \Rightarrow A_r = 2T10 / \text{ml} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) ELS

Ce type d'escalier est soumis à des fissurations peu nuisible et l'acier de nuance FeE400 et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton ; et la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

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

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

- *En travée*

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{35,08}{25,43} = 1,38.$$

$\alpha = 0,132 \leq 0,44$ C.V.

- *En appuis*

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{35,08}{25,43} = 1,38.$$

$\alpha = 0,051 \leq 0,44$C.V.

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton en travée et l'appui $\rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

c) Vérification au cisaillement

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{Vu}{d.b} \quad \text{avec (b=1m, d=0,18 m, Vu=35,35.10}^{-3} \text{ MN)}$$

$$\tau_u = 0,2 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.} \quad \text{Avec } (\gamma_b = 1,5 \text{ cas générale})$$

Donc $\tau_u < \bar{\tau}_u$C.V.

Tableau IV.8 Récapitulatif du ferrailage d'escalier

Type d'escalier	Armature long (cm ²)				Armature de répartition			
	travée		appuis		travée		appuis	
	A _{st} calculé	Ferr choisie	A _{st} calculé	Ferr choisie	A _{st} calculé	Ferr choisie	A _{st} calculé	Ferr choisie
Type 1	0,59	2T10	0,35	3T6	0,15	2T6	0,1	2T6
Type 2	2,11	3T10	1,24	2T10	0,59	3T6	0,39	2T6
Type 3	2,1	3T10	1,23	2T10	0,59	3T6	0,39	2T6
Type 4	1,26	2T10	0,62	2T10	0,39	2T6	0,21	2T6
Type 5	5,04	5T12	2,86	3T12	1,41	2T10	0,85	2T10
Type 6	1,25	2T10	0,6	2T10	0,39	3T6	0,21	2T6
Type 7	1,82	3T10	1,07	2T10	0,59	3T6	0,39	2T6
Type 8	2,96	3T12	1,72	2T12	0,85	2T8	0,57	3T6

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1.9 Étude de la poutre palière :

a. Dimensionnement :

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

D'après le **BAEL91 modifié.99** on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow \frac{3,55}{15} \leq h \leq \frac{3,55}{10}$$

On prend $h=35$ cm; $b=30$ cm.

$d=0,9.h=31,5$ cm

• vérification selon **RPA99**

✓ $b > 20$ cmC.V

✓ $h > 30$ cmC.V

✓ $\frac{h}{b} \leq 4$ C.V

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

b. Descende de charge

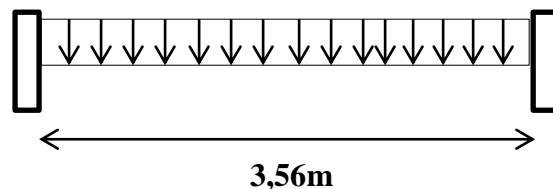


Figure IV.3 descende de charge pour une poutre palière

➤ poids propre de la poutre palière :

$$q = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625 \text{ kN/ml}$$

➤ Mur double parois sur le palier

$$2,73 \times [3,06 - (8 \times 0,17)] \times 0,25 = 1,16 \text{ KN/ml}$$

➤ Réaction de la volée

$$\text{Palier} : R \text{ volée} = 23,85 \text{ KN}$$

c. Combinaison des charges :

$$\text{ELU} : q_u : 1,35 \times 3,785 + 23,85 = 28,96 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s : 3,785 + 23,85 = 27,635 \text{ KN/ml}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

d. Calcul des moments

❖ ELU

Le moment isostatique : $M_0 = 45,87 \text{ KN.m}$

Le moment en travée : $M_t = 38,98 \text{ KN.m}$

Le moment en appui : $M_a = 22,93 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $V = 51,54 \text{ KN.m}$

e. Ferrailage longitudinal :

$b=30\text{cm}$; $h= 35\text{cm}$; $d= 31,5\text{cm}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$

$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}}$ avec $Z = d(1 - 0.4\alpha)$ et, $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ et $\mu = Mu/b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$A_{min} = 0.23b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$; Avec ($f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$)

$\Rightarrow A_{min} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Tableau IV.9 Ferrailage de la poutre palière

Section	Mu(KN.m)	μ	α	Z(m)	Asmin	As(cm ² /ml)	Aadopté/ml
Travée	38,98	0.092	0,121	0,3	1,26	3,73	3T14=4,62
Appui	22,93	0.054	0.069	0.306	1,26	2,15	2T14=3,08

❖ ELS :

Le moment isostatique : $M_0 = 43,77\text{KN.m}$

Le moment en travée : $M_t = 37,20 \text{ KN.m}$

Le moment en appui : $M_a = 21,88 \text{ KN.m}$

$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; Avec $\gamma = \frac{Mu}{Ms}$

➤ En travée :

$M_u = 45,87 \text{ KN.m}$

$M_s = 43,77 \text{ KN.m}$

$\gamma = \frac{Mu}{Ms}$; $\gamma = 1,047$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,047-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,121 < 0,274 \dots \dots C.V$$

➤ **En appui :**

$$M_u = 22,93 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 21,88 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} ; \gamma = 1,047$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,047-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,069 < 0,274 \dots \dots C.V$$

Le **R.P.A 99 V 2003** exige que :

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

$$\text{On a } A_{min} = 0.005 \times 0.30 \times 0.35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$D'où A_{travée} + A_{appui} = 4,62 + 3,08 = 7,7 > 5,25 \dots \dots C.V$$

• Calcul d'espacement des cadres

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

- **Zone nodal**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \cdot \phi_{min}, 30 \text{ cm} \right) \longrightarrow S_t \leq \min (8, 75; 14, 4, 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

- **Zone courante**

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

$$S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ Vérification au cisaillement

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \cdot b} \text{ avec } (b=0,3 \text{ m}, d=0,315 \text{ m}, V_u=51,54 \cdot 10^{-3} \text{ MN})$$

$$\tau_u = 0,545 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.} \quad \text{Avec } (\gamma_b = 1,5 \text{ cas générale})$$

$$\text{Donc } \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots C.V$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.2 L'Ascenseur :

IV.2.1 Introduction :

Vue le nombre assez important d'étage, un ascenseur est obligatoire; l'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes, aux différents étages d'un bâtiment. Il représente un avantage car il permet de la facilité de la circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à cinq étages.

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettent l'accès des personnes.

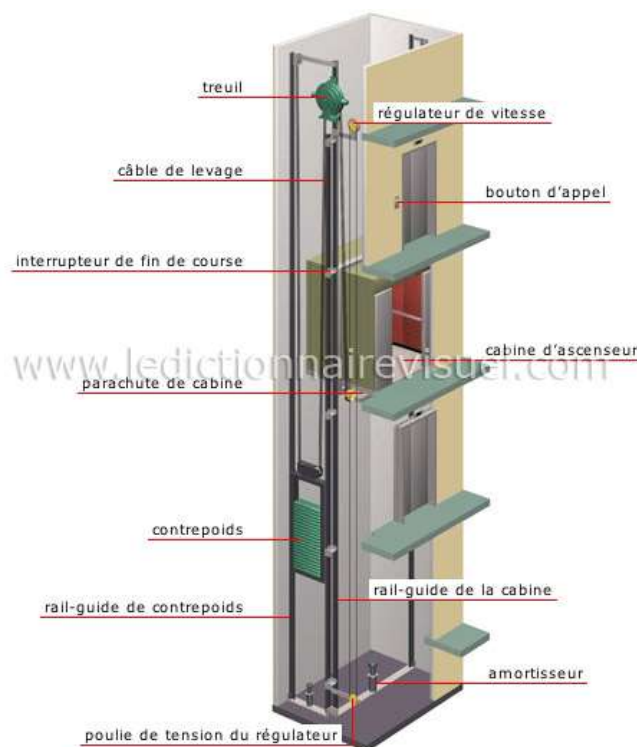


Figure IV.4 Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique

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

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie le treuil. Soit :

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

- Pm « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine
- Pp : le poids de contrepoids tel que $Pp = Pm + Q/2$
- Mg : le poids des câbles

Dans notre projet, il y a deux ascenseurs et chaque ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes. D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

IV.2.3 Evaluation des charges :

$$Pm = 2342.5 \text{ kg}$$

$$Pp = 2342.5 + 675/2 = 2680 \text{ kg}$$

$$P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$$

$$Mg = m \times n \times L,$$

Avec m : la masse linéaire de câble ; n : le nombre des câbles ; L : longueur de câbles

$$Mg = 0.512 \times 2 \times 56.62 = 57.98 \text{ kg}$$

$$\text{Donc : } G = Pm + Pp + P_{\text{treuil}} + Mg = 6277.4 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg.}$$

IV.2.4 Vérification au poinçonnement :

Le moteur de l'ascenseur qui est supposé appuyé sur quatre appuis risque de nous créer le poinçonnement au niveau de la dalle. La charge totale ultime du moteur est de 9487 kg.

Soit :

qu : la charge appliquée sur chaque appui, $qu = 9487/4 = 2371.75 \text{ kg}$. Selon le BAEL91, la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL, A.5.2, 42})$$

Avec :

q_u : La charge de calcul vis à vis d'ELU

h_0 : Épaisseur totale de la dalle

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

La charge concentrée qu est appliqué sur un carré de (10×10) cm²

- Épaisseur de la dalle h_0

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{4,49}{5,50} = 0.81 \Rightarrow 0.4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Donc la dalle est portante dans 2 sens : $h_0 = \frac{l_x}{40} \Rightarrow h_0 = \frac{4,49}{40} \Rightarrow h_0 \geq 0,112m$

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

- Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen μ_c

$$\mu_c = 2 \cdot (U+V)$$

$$U = a + h_0 + 1,5 \cdot h_r = 10 + 20 + 1,5 \times 5 = 37,5 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 + 1,5 \cdot h_r = 37,5 \text{ cm.}$$

Avec $h_r := 5 \text{ cm}$ revêtement souples

$$\mu_c = 2 \cdot (U + V) = 150 \text{ cm.}$$

$$q_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow q_u \leq 0,045 \times 0,15 \times 0,2 \times \frac{25000}{1,5} \Rightarrow q_u \leq 22500$$

$$\Rightarrow 22500 \geq 2371,75 \text{ kg} \dots \dots C.V$$

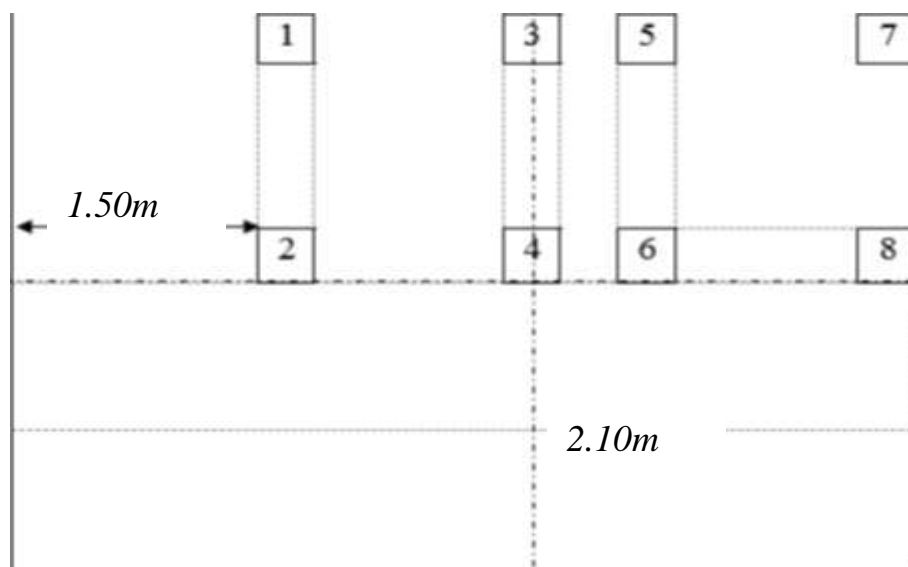
Donc le risque de poinçonnement n'existe pas.

IV.2.5 Evaluation des moments :

✚ Les moments dus aux charges concentrées

A l'absence d'une fiche technique concernant les deux moteurs mécanique des deux ascenseurs, on a supposé que chaque moteur a une dimension de $(130 \times 120) \text{ cm}^2$ posée sur 4 appuis de 10 cm de chaque côté.

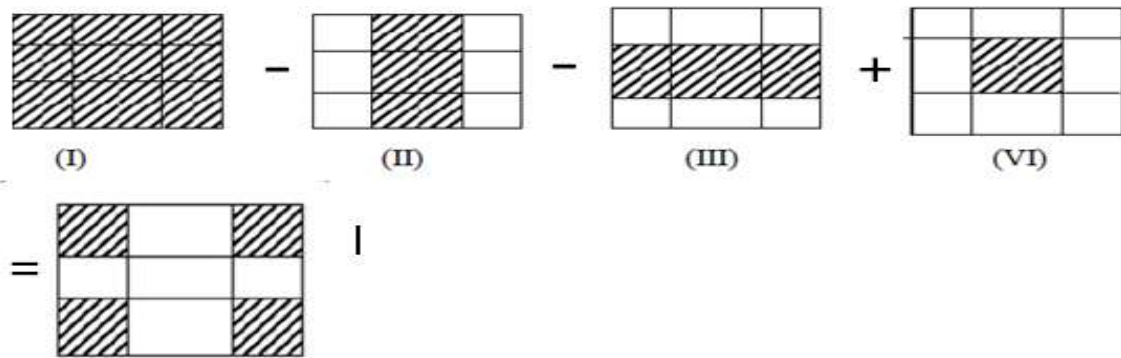
$$l_x = 5 \text{ m} ; l_y = 6,00 \text{ m.}$$



Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

➤ Un exemple de calcul :

Rectangle 1 (la méthode de Pigeaud)



$$\text{« I »} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} U = 2,6 \Rightarrow U_0 = U + h_0 + 1,5 \cdot h_r = 2,875\text{m} \Rightarrow \frac{U_0}{l_x} = 0,575 \\ V = 2,3 \Rightarrow V_0 = V + h_0 + 1,5 \cdot h_r = 2,575\text{m} \Rightarrow \frac{V_0}{l_y} = 0,42 \end{array} \right\}$$

$$\text{« II »} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} U = 2,6 \Rightarrow U_0 = U + h_0 + 1,5 \cdot h_r = 2,875\text{m} \Rightarrow \frac{U_0}{l_x} = 0,575 \\ V = 2,1 \Rightarrow V_0 = V + h_0 + 1,5 \cdot h_r = 2,375\text{m} \Rightarrow \frac{V_0}{l_y} = 0,395 \end{array} \right\}$$

$$\text{« III »} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} U = 2,4 \Rightarrow U_0 = U + h_0 + 1,5 \cdot h_r = 2,675\text{m} \Rightarrow \frac{U_0}{l_x} = 0,535 \\ V = 2,3 \Rightarrow V_0 = V + h_0 + 1,5 \cdot h_r = 2,575\text{m} \Rightarrow \frac{V_0}{l_y} = 0,442 \end{array} \right\}$$

$$\text{« IV »} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} U = 2,4 \Rightarrow U_0 = U + h_0 + 1,5 \cdot h_r = 2,875\text{m} \Rightarrow \frac{U_0}{l_x} = 0,535 \\ V = 2,1 \Rightarrow V_0 = V + h_0 + 1,5 \cdot h_r = 2,375\text{m} \Rightarrow \frac{V_0}{l_y} = 0,389 \end{array} \right\}$$

Avec $h_r=0,05$ cm ; $h_0=0,20$ m.

$$M_x = (M_1 + v \cdot M_2) \cdot P$$

$$M_y = (v \cdot M_1 + M_2) \cdot P$$

$$v = 0, ELU$$

$$v = 0,2, ELS$$

$$\text{Avec : } P = \frac{Q}{S} \cdot U \cdot V$$

$$ELU : P_u = 2371,75 \times U \cdot V [KN]$$

$$ELS : P_s = 1738,10 \times U \cdot V [KN]$$

Les résultats des moments des tous les rectangles sont résumées dans le tableau suivant :

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

ELU

Tableau IV.10 Moment des rectangles à ELU

		$\frac{U_0}{l_x}$	$\frac{V_0}{l_y}$	$M1$	$M2$	$U \times V$ [m ²]	P [KN]	M_x [KN.m]	M_y [KN.m]
1	I	0,575	0,42	0,101	0,077	5,98	14183,06	1432,489	1092,09
	II	0,575	0,389	0,102	0,08	5,46	12949,75	1320,87	1035,98
	III	0,535	0,42	0,107	0,079	5,52	13092,06	1400,85	1034,27
	IV	0,535	0,389	0,109	0,083	5,04	11953,62	1302,94	992,15
2	I	0,095	0,42	0,179	0,093	0,46	1091,005	195,28	101,46
	II	0,095	0,389	0,185	0,099	0,42	996,135	184,28	98,61
3	I	0,575	0,061	0,113	0,14	0,26	616,655	69,68	86,33
	II	0,535	0,061	0,12	0,149	0,24	569,22	68,30	84,813
4		0,095	0,061	0,249	0,25	0,02	47,435	11,81	11,85
5	I	0,575	0,11	0,117	0,126	1,04	2466,62	273,79	310,79
	II	0,575	0,077	0,112	0,135	0,52	1233,31	138,13	166,49
	III	0,535	0,11	0,12	0,134	0,96	2276,88	273,22	305,10
	IV	0,535	0,077	0,118	0,141	0,48	1138,44	134,33	160,52
6	I	0,095	0,11	0,235	0,19	0,08	189,74	44,58	36,05
	II	0,095	0,077	0,24	0,215	0,04	94,87	22,76	20,39
7	I	0,575	0,471	0,098	0,07	6,76	16033,03	1571,23	1122,31
	II	0,575	0,438	0,10	0,074	6,24	14799,72	1479,972	1095,17
	III	0,535	0,471	0,102	0,073	6,24	14799,72	1509,57	1080,37
	IV	0,535	0,438	0,105	0,077	5,76	13661,28	1434,972	1051,91
8	I	0,095	0,471	0,17	0,085	0,52	1233,31	209,66	104,83
	II	0,095	0,438	0,178	0,093	0,48	1138,44	202,64	105,87

$$M'_x = \frac{1}{4}(M_{x1} + M_{x2} + M_{x5} + M_{x6} + M_{x7} + M_{x8}) + \frac{1}{2}(M_{x3} + M_{x4}) = 23,204 \text{ KN.m}$$

$$M'_y = \frac{1}{4}(M_{y1} + M_{y2} + M_{y5} + M_{y6} + M_{y7} + M_{y8}) + \frac{1}{2}(M_{y3} + M_{y4}) = 14,145 \text{ KN.m}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

ELS

Tableau IV.11 Moments isostatiques des rectangles à l'ELS

		$\frac{U_0}{l_x}$	$\frac{V_0}{l_y}$	M1	M2	$U \times V$ [m ²]	P [KN]	M_x [KN.m]	M_y [KN.m]
1	I	0,575	0,42	0,101	0,077	5,98	14183,06	1209,84274	1010,28105
	II	0,575	0,389	0,102	0,08	5,46	12949,75	1119,82307	963,268925
	III	0,535	0,42	0,107	0,079	5,52	13092,06	1178,1851	952,79861
	IV	0,535	0,389	0,109	0,083	5,04	11953,62	1100,25901	918,050515
2	I	0,095	0,42	0,179	0,093	0,46	1091,005	157,986338	102,978949
	II	0,095	0,389	0,185	0,099	0,42	996,135	149,50441	99,280272
3	I	0,575	0,061	0,113	0,14	0,26	616,655	63,718746	73,4799156
	II	0,535	0,061	0,12	0,149	0,24	569,22	62,4881712	72,165912
4		0,095	0,061	0,249	0,25	0,02	47,435	10,393838	10,421647
5	I	0,575	0,11	0,117	0,126	1,04	2466,62	246,198355	267,889877
	II	0,575	0,077	0,112	0,135	0,52	1233,31	125,569825	142,260009
	III	0,535	0,11	0,12	0,134	0,96	2276,88	244,946957	263,635008
	IV	0,535	0,077	0,118	0,141	0,48	1138,44	121,972906	137,323805
6	I	0,095	0,11	0,235	0,19	0,08	189,74	37,960104	32,95437
	II	0,095	0,077	0,24	0,215	0,04	94,87	19,675292	18,284812
7	I	0,575	0,471	0,098	0,07	6,76	16033,03	1315,95027	1052,76022
	II	0,575	0,438	0,10	0,074	6,24	14799,72	1245,09141	1019,499994
	III	0,535	0,471	0,102	0,073	6,24	14799,72	1264,61375	1012,99249
	IV	0,535	0,438	0,105	0,077	5,76	13661,28	1205,3793	981,122688
8	I	0,095	0,471	0,17	0,085	0,52	1233,31	169,012844	107,553628
	II	0,095	0,438	0,178	0,093	0,48	1138,44	164,021021	107,289437

$$M'_x = \frac{1}{4}(M_{x1} + M_{x2} + M_{x5} + M_{x6} + M_{x7} + M_{x8}) + \frac{1}{2}(M_{x3} + M_{x4}) = 19,07 \text{ KN.m}$$

$$M'_y = \frac{1}{4}(M_{y1} + M_{y2} + M_{y5} + M_{y6} + M_{y7} + M_{y8}) + \frac{1}{2}(M_{y3} + M_{y4}) = 13,67 \text{ KN.m}$$

Les moments dus aux charges réparties (poids propre)

✓ *Chargement*

G=8.53 KN/m²

Q=1 KN/m²

La méthode de BAEL

$$\begin{cases} M'_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M'_y = \mu_y \cdot M'_x \end{cases}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$A = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,00}{6,00} = 0,83.$$

• ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0539 & M''_x = 17,54 \text{ kN.m} \\ \mu_y = 0,6313 & M''_y = 11,07 \text{ N.m} \end{cases}$$

• ELS

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0607 & M''_x = 14,46 \text{ kN.m} \\ \mu_y = 0,7381 & M''_y = 10,67 \text{ kN.m} \end{cases}$$

✚ Le moment total appliqué à la dalle

ELU

$$M_x = M'_x + M''_x = 23.204 + 17,54 = 40,744 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M'_y + M''_y = 14.145 + 11.07 = 25.215 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_x = M'_x + M''_x = 19.07 + 14.46 = 33.53 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M'_y + M''_y = 13.77 + 10.67 = 24.44 \text{ KN.m}$$

IV.2.6 Calcul du ferrailage de la dalle :

On adoptera le même ferrailage suivant les deux directions

$$M_{travée} = 0,8M = 32.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui} = 0.3M = 12.25 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_{st}} \text{ avec ; } z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha); \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu u}) \text{ et } \mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = (0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1) / 400$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Tableau IV.12 Ferrailage de la dalle

Section	$M_u(KN.m)$	μ	α	$Z(cm)$	A_s,min	$A_s(cm^2/ml)$	$A_{adopté/ml}$
Travée	32.59	0.07	0.09	0.173	2.17	5.41	5T12=5.65
Appui	12.22	0.026	0.0329	0.177	2.17	1.98	4T10=3.14

IV.2.7 Vérification à l'ELS :

On doit vérifier la condition suivant : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$; Avec $\gamma = \frac{Mu}{Ms}$

- **En travée :**

$$Mu = 32.59 \text{ KN.m}$$

$$Ms = 26.824 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} \Rightarrow \gamma = 1,214$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,214-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha_{travée} = 0.09 < 0.357 \dots\dots C.V$$

- **En appui :**

$$Mu = 12.22 \text{ KN.m}$$

$$Ms = 10.059 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} \Rightarrow \gamma = 1,214$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,214-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha_{travée} = 0.09 < 0.357 \dots\dots C.V$$

IV.2.8 vérifications au cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,20 \times fc28}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$V_u = \frac{Q_u}{2} = \frac{(94.87 \times 2) + (25 \times 0.2 \times 5 \times 6.1)}{2} = 171.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.950 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u = 0.204 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots C.V$$

Chapitre V : Etude Dynamique

V.1 Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

V.2 Objectif de l'étude dynamique :

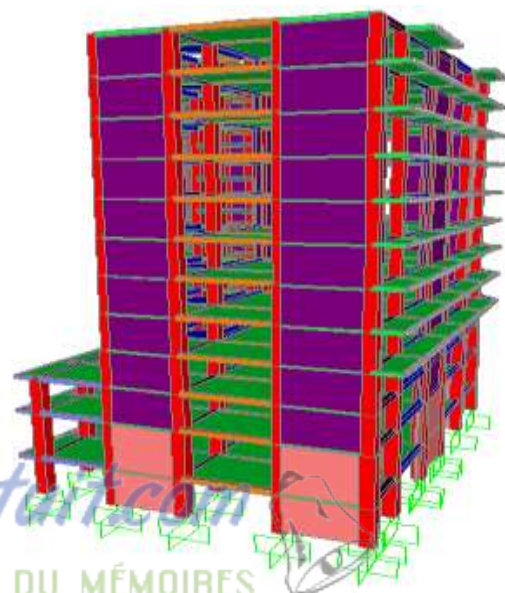
L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3 Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des 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



Chapitre V : Etude Dynamique

V.4 Méthodes de calculs :

- Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :
- Méthode statique équivalente.
 - Méthode d'analyse modale spectrale.
 - Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.5 Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes : Ultime, service, accidentel.

- ELU : $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$
- ELA : $G+Q\pm 1,2 E$
- ELA : $G+Q\pm E$
- ELA : $0,8G+E$

V.6 Choix de la méthode de calcul :

On va utiliser les deux méthodes, la méthode statique équivalente et modales spectrales car toutes les conditions sont vérifiées, et on compare entre eux.

V.7 Analyse modale

Notre structure est contreventée par une ossature mixte 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.

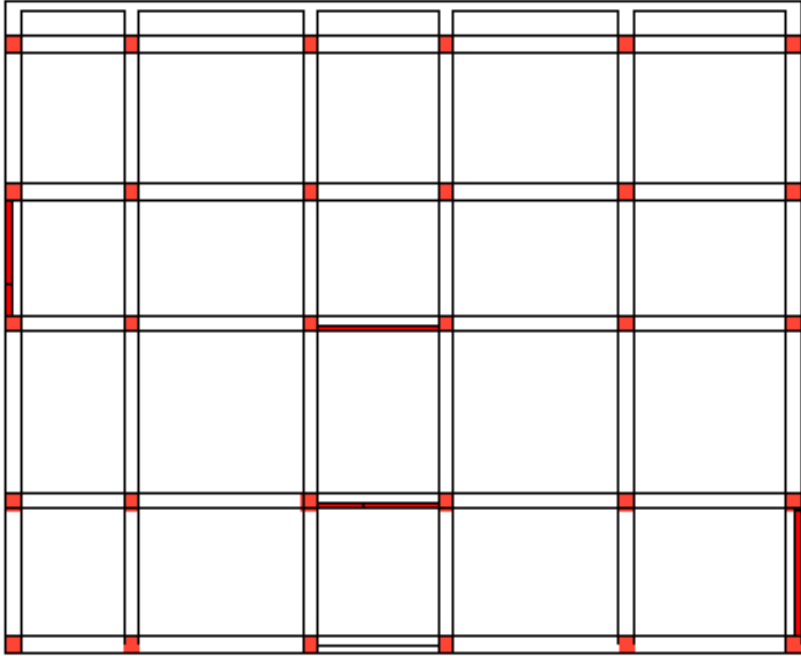
Plusieurs variantes ont été étudiées, parmi ces variantes on présente les 3 cas où le changement est important.

La formule empirique $T = C_T \times h_N^{3/4}$

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

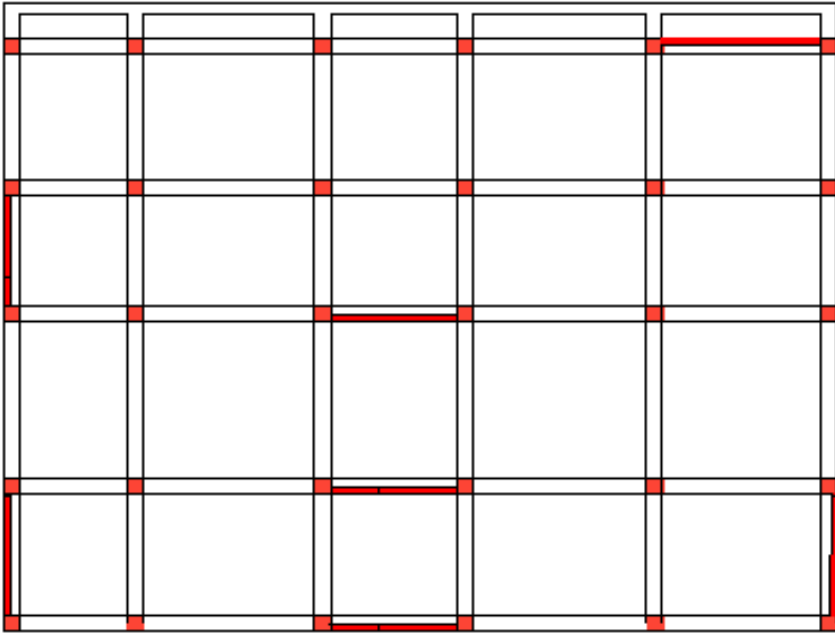
C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. (RPA 99)

$$C_T = 0,05 \Rightarrow T = 0,77 \text{ s}$$



T=1.85s

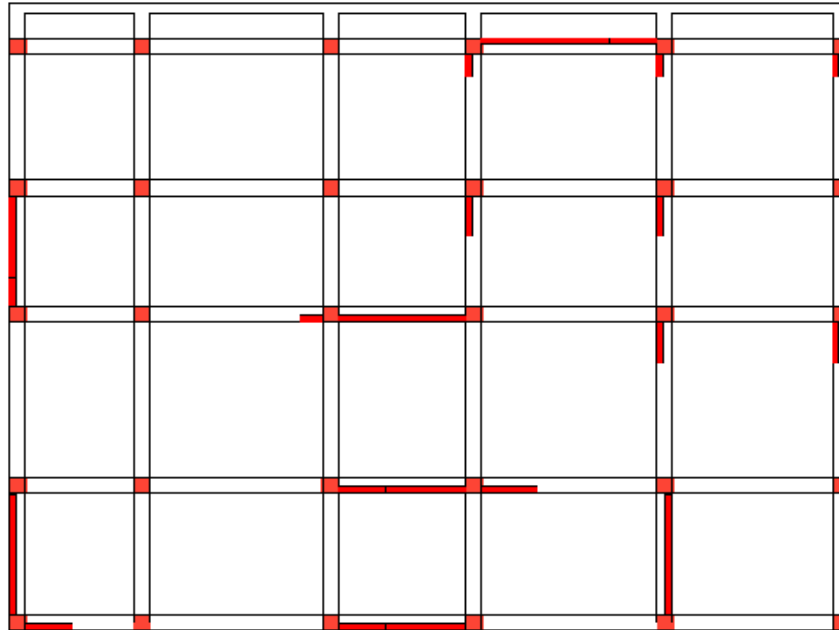
Figure V.2 La première disposition des voiles



T=1.43s

Figure V.3 La deuxième disposition des voiles

Chapitre V : Etude Dynamique



$T=0,99\text{sec}$

Figure V.4 La troisième disposition des voiles

Le cas retenu est pour la période la plus fiable (0,99 sec)

V.8 Méthode statique équivalente :

V.8.1 Détermination des coefficients :

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans le chacun des axes principaux selon la formule de la force sismique totale à la base est donnée par le **RPA99** :

$$\text{Avec : } V = A.D.Q/R.W$$

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : facteur de qualité.
- R : coefficient de comportement.
- W : poids total de la structure ($W = G + \beta Q$)

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le tableau 4-5 du RPA99, dans notre cas $\beta=0.2$

- **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Grouped usage(2)} \\ \text{Zone I} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.08 \quad (\text{Tableau (4-1) R.P.A.99})$$

- **Coefficient de comportement (R) :**

La valeur de R est donnée par (Tableau (4-3) RPA99V2003) en fonction du système de contreventement. Notre structure a un système de contreventement en portique avec des murs

Chapitre V : Etude Dynamique

voiles, ce qui implique selon le R.P.A 99/V.2003 que le coefficient de comportement sera :
 $R=4$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

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

η : facteur d'amortissement.

T : période fondamentale.

T_2 : Période caractéristique, associée a ma catégorie de site

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.8819 \quad \text{Site 3 (site meuble) : } T_2 = 0,5s$$

- **Estimation empirique de la période fondamentale**

T : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

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

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4-6 du R.P.A.99/V2003.

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

➤ **Dans le sens X :**

$$H_N = 38.18 \text{ m}$$

$$D_X = 25.8 \text{ m}$$

$$C_T = 0.05$$

$$T_X = \min(0,77 ; 0.68)$$

Donc : $T_x = 0.68 \text{ sec}$

On a: $T_2 (S3) = 0,5s$

$$T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D = 2,5\eta (T_2 / T)^{2/3}$$

Donc : $D_x = 1,15 \text{ s}$

Chapitre V : Etude Dynamique

➤ *Dans le sens Y :*

$$H_N = 38.18 \text{ m}$$

$$D_Y = 19.8 \text{ m}$$

$$C_T = 0.05$$

$$T_y = \min(0.77 ; 1.15)$$

Donc : $T_y = 1.15 \text{ sec}$

On a: $T_2 (S3) = 0,5s$

$$T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D = D = 2,5\eta (T_2 / T)^{2/3}$$

Donc : $D_Y = 1,26s$

- **Facteur qualité (Q) :**

$$Q = 1 + \sum Pq$$

Pq: valeur de pénalité

Tableau V.1 Pénalité correspondante au critère

	<i>Q</i>	
	<i>SENS X</i>	<i>SENS Y</i>
<i>Condition minimale des files porteuses</i>	0.05	0.05
<i>Redondance en plan</i>	0.05	0.05
<i>Régularité en plan</i>	0.05	0.05
<i>Régularité en élévation</i>	0.05	0.05
<i>Contrôle de la qualité des matériaux</i>	0	0
<i>Contrôle de la qualité d'exécution</i>	0	0

En vue que notre structure a une importance, 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.

$$\Rightarrow Q_x = Q_y = 1 + 0.05 = 1.05$$

Chapitre V : Etude Dynamique

V.8.2 période et participation massique

Tableau V.2 Périodes et pourcentage de participation massique

MODE	PERIODE	SumUX	SumUY	TYPE
1	0,994581	0,00848	0,63151	TRANSLATION Y
2	0,809387	0,62118	0,64495	TRANSLATION X
3	0,71645	0,65563	0,65336	ROTATION
4	0,253347	0,65815	0,82401	/
5	0,20954	0,83372	0,82871	/
6	0,177961	0,84666	0,83262	/
7	0,144413	0,84685	0,83284	/
8	0,143963	0,84776	0,84318	/
9	0,136807	0,84776	0,84319	/
10	0,134615	0,84776	0,84319	/
11	0,133308	0,84777	0,84323	/
12	0,132479	0,84777	0,84329	/
13	0,131391	0,84778	0,84336	/
14	0,130513	0,84779	0,84341	/
15	0,129924	0,84779	0,84343	/
16	0,119613	0,84952	0,8538	/
17	0,118003	0,85047	0,85387	/
18	0,119838	0,93528	0,85486	/
19	0,145541	0,93528	0,9269	/
20	0,124904	0,93528	0,9269	/

Chapitre V : Etude Dynamique

V.8.3 Poids total de la structure (W)

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel SAP2000 :

Tableau V.3 Poids des différents niveaux

<i>Niveau</i>	<i>Poids (T)</i>	<i>Hauteur(M)</i>
<i>S-SOL</i>	550.86	3.06
<i>RDC</i>	530.2	4.08
<i>1</i>	498.72	3.06
<i>2</i>	480.35	3.06
<i>3</i>	475.88	3.06
<i>4</i>	471.92	3.06
<i>5</i>	467.97	3.06
<i>6</i>	466.92	3.06
<i>7</i>	466.92	3.06
<i>8</i>	467.39	3.06
<i>9</i>	431.12	3.06
<i>10</i>	27.24	3.06

Le poids total de la structure : $W = \sum W_i = 5335.49$ tonne

V.8.4 Détermination de l'effort tranchant

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} . W = 1932.78 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} . W = 2117.82 \text{KN}$$

V.8.5 Détermination de la force sismique de chaque niveau

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (4-11 du R.P.A 99 V2003) :

$$F_i = \frac{(V - F_t) . W . h_i}{\sum_1^n W_j . h_j}$$

Avec F_t est la force concentrée au sommet de la structure, $F_t = 0.07 \times V_x T$

Chapitre V : Etude Dynamique

Tableau V.4 Les forces sismiques de chaque niveau (pour R=5)

NIVEAU	$F_x(kN)$	$F_y(KN)$
S-SOL	40.73	37.61
RDC	91.47	84.46
1	122.91	113.5
2	153.9	142.11
3	187.66	173.28
4	220.99	204.05
5	253.74	234.3
6	287.69	265.65
7	322.21	297.52
8	356.74	329.4
9	391.65	361.64
10	393.14	363.01

V.8.6 Vérification du coefficient de comportement R :

D'après (l'article 4.a de R.P.A.99V2003) : pour un système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé R=5, il faut que les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticales et Les charges horizontales. Les différentes sollicitations sont obtenues par le logiciel SAP2000.

Pour les sollicitations horizontales on a :

$$V_{\text{globaleXX}}=2142.68\text{kN}$$

$$V_{\text{globaleYY}} = 1966.095 \text{ kN}$$

$$V_{\text{globale}} = 4108.78 \text{ kN}$$

$$V_{\text{voileXX}}= 1988.74 \text{ kN}$$

$$V_{\text{voileYY}} = 1854.681\text{kN}$$

$$V_{\text{voile}} = 3843.42 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{\text{voile}}}{V_{\text{global}}} = 93\% \text{ -----CV}$$

V.9 Méthode d'analyse modale spectrale :

V.9.1 Spectre de réponse

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

Chapitre V : Etude Dynamique

$$(S_a / g) = \begin{cases} 1,25A [1+ (T/T_1) (2,5\eta (Q/R)-1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} (Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

T1, T2 : Périodes caractéristiques associés à la catégorie de site (S3)

Sa : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

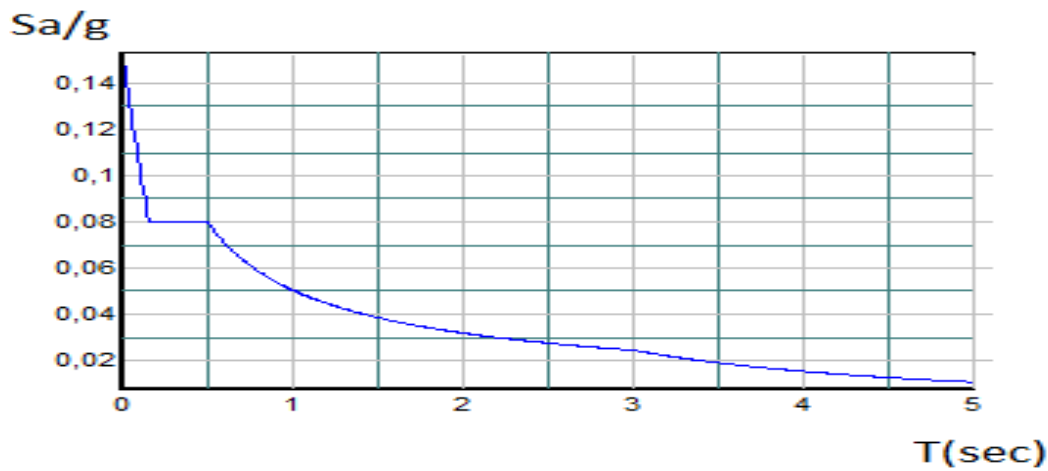


Figure V.5 La courbe de spectre de réponse

V.10 Résultante des forces sismiques de calcul

D’après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques 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

L’effort tranchant à la base	V statique(KN)		V dynamique(KN)	
	Vx	Vy	Vx	Vy
	1932.78	2117.82	2716.24	2429.59

Chapitre V : Etude Dynamique

Selon X :

V dynamique = 2716.24KN > 80% V statique = 0.8x1932.78= 1546.22 KN

Selon Y :

V dynamique = 2429.59 KN > 80% V statique = 0.8 x2117.82 =1694.26 KN

D'après les résultats précédents on remarque que la condition :

« V dynamique > 80% V statique » C.V

V.11 Analyse des déplacements

L'une des vérifications préconisée par le PRA99 Version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages.

En effet, selon l'article 5.10 :

$$\overline{\Delta}_{kx} \leq \Delta_k \quad \text{et} \quad \Delta_{ky} \leq \overline{\Delta}_k$$

$$\overline{\Delta}_k = 1\% \cdot h$$

$$\Delta_{kx} = \delta_x^k - \delta_x^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ky} = \delta_y^k - \delta_y^{k-1}$$

$$\delta_x^k = \delta_{ex}^k \times R \quad \text{et} \quad \delta_y^k = \delta_{ey}^k \times R$$

Avec :

δ_{ex}^k : Déplacement absolu selon x (a partir du SAP 200).

δ_{ey}^k : Déplacement absolu selon y (a partir du SAP 200).

Δ_{kx} : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x.

Δ_{ky} : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens y.

$\overline{\Delta}_k$: Déplacement relatif admissible.

Dans notre cas $\overline{\Delta}_k = 306 \times 0,01 = 3,06$ cm.

R=5

R : coefficient de comportement.

Chapitre V : Etude Dynamique

Tableau V.6 Déplacement absolu et relatif de la variante 1.

NIV	δ_{ex}^k	δ_{ey}^k	R	δ_x^k	δ_y^k	Δ_{kx}	Δ_{ky}	$\bar{\Delta}_k$	Obs
1	0.004	0.004	5	0.02	0.02	0.02	0.02	3.06	cv
2	0.009	0.01	5	0.045	0.05	0.025	0.03	4.08	cv
3	0.013	0.015	5	0.065	0.075	0.02	0.025	3.06	cv
4	0.017	0.019	5	0.085	0.095	0.02	0.02	3.06	cv
5	0.021	0.024	5	0.105	0.12	0.02	0.025	3.06	cv
6	0.024	0.028	5	0.12	0.14	0.015	0.02	3.06	cv
7	0.028	0.032	5	0.14	0.16	0.02	0.02	3.06	cv
8	0.032	0.037	5	0.16	0.185	0.02	0.025	3.06	cv
9	0.036	0.041	5	0.18	0.205	0.02	0.02	3.06	cv
10	0.04	0.046	5	0.2	0.23	0.02	0.025	3.06	cv
11	0.044	0.05	5	0.22	0.25	0.02	0.02	3.06	cv
12	0.047	0.055	5	0.235	0.275	0.015	0.025	3.06	cv
13	0.341	0.434	5	1.705	2.17	1.47	1.895	3.06	cv

D'après le tableau, on constate que la condition du RPA99 vis à vis le déplacement inter est vérifiée.

Chapitre VII : Etude de L'infrastructure

VII.1 Introduction :

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

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

VII.2 Stabilité des fondations :

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

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des sollicitations verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondation doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent pas donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage .des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites mais des tassements différentielles sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adapter le type de fondation et la structure a la nature du sol qui va supporter l'ouvrage .l'étude géologique, et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaire pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VII.3 Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation un **radier** général.

Chapitre VII : Etude de L'infrastructure

VII.3.1 Pré dimensionnement :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle débordé par des consoles extérieures. Le radier général présente les avantages suivants :

- Aucune difficulté de coffrage.
- Facilité de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

VII.3.2 Epaisseur du radier :

h_d : Epaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20}$$

l_{max} : Distance maximale entre deux files successives $l_{max} = 6,00m$

$$D'où \quad h_d \geq \frac{6,00}{20} \Rightarrow h_d \geq 30 \text{ cm}$$

- h_n : Epaisseur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{10}$$

$$D'où \quad h_d \geq \frac{6,00}{10} \Rightarrow h_d \geq 60 \text{ cm}$$

1ere proposition :

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

$$h_n = 70 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.}$$

Donc on augmente les valeurs de h_d , h_n

2eme proposition :

$$h_d = 80 \text{ cm}$$

$$h_n = 80 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.}$$

Donc on augmente les valeurs de h_d , h_n

3eme proposition : le choix : $h_d = h_n = 1,20m$

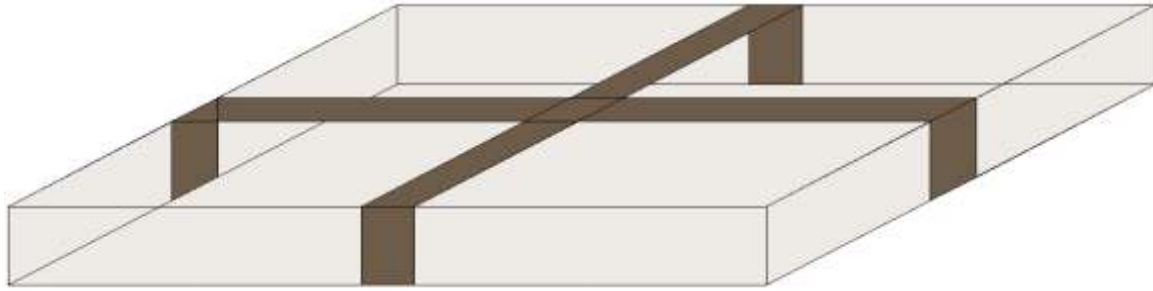


Figure VII.1 Radier

VII.3.3 Débordement (D) :

$$D \geq \text{Max} \left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm} \right) = 50\text{cm}$$

On adopte : D= 1.50 m

VII.4 Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol « $\bar{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ bars}$ ». la condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b1} = z_{max} \times K$$

Avec :

Z_{max} : Déplacement U_z maximum à l'ELS obtenu par le **SAP2000**.

$$Z_{max} = 4,73 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

K : Le coefficient de BALLAST (coefficient de la raideur du sol)

$$K = 3,6 \text{ kg/cm}^3 \text{ (Tableau du module de réaction du sol)}$$

Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = z_{max} \times K = 4,75 \times 10^{-3} \times 360 = 1.71 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b1} = 1,71 \text{ bar} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 1.8\text{bar} \text{CV}$$

VII.5 Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel **SAP2000** on a obtenu les résultats suivants :

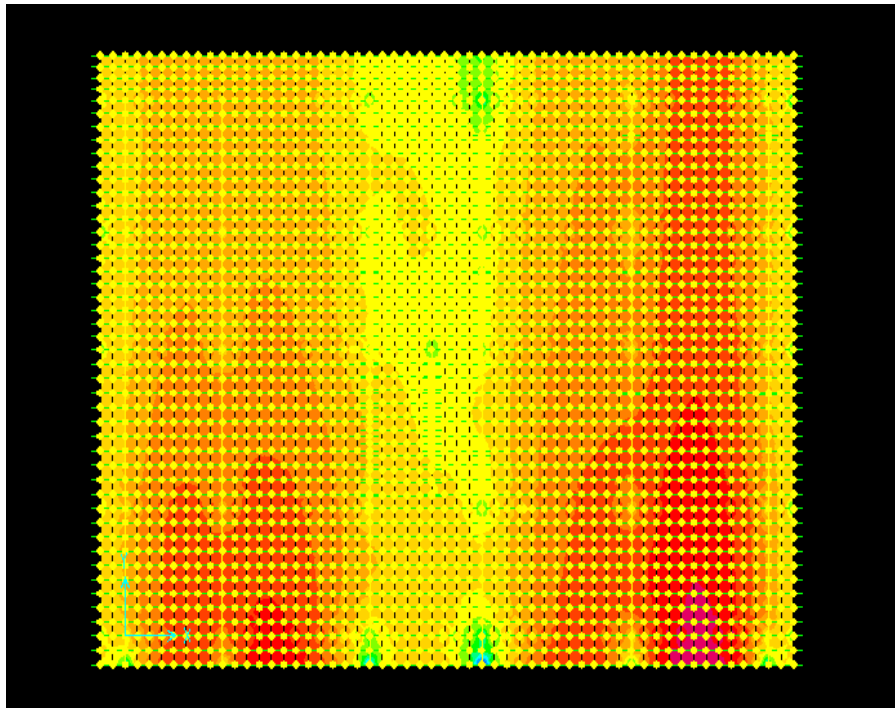


Figure VII.2 Moments M11 a l'ELU

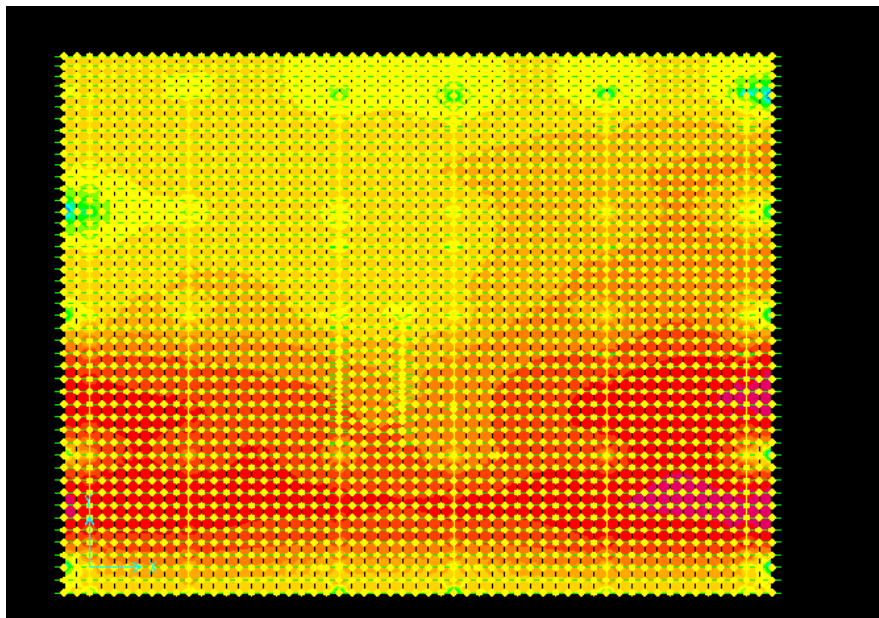


Figure VII.3 Moments M22 a l'ELU

VII.6 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (1.20×1.20) m² et en deux direction, l'une suivant XX', et l'autre suivant YY'.

VII.6.1 En travée :

➤ **Ferraillage suivant Lx :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{394,92 \times 10^{-3}}{1,2 \times 1,08^2 \times 14,17} = 0.019$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) ; \alpha = 0.024$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) ; \Rightarrow Z = 1,06 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{394,92 \times 10^{-3}}{1,06 \times 348} = 10,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : $A_{st} = 9T14 = 13,85 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage suivant Ly :**

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{450,22 \times 10^{-3}}{1,2 \times 1,08^2 \times 14,17} = 0.023$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) ; \alpha = 0.03$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) ; Z = 1,067 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{450,22 \times 10^{-3}}{1,06 \times 348} = 12,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : $A_s = 9T14 = 13,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_s \geq 10,86 \text{ cm}^2$$

Donc $13,85 \geq 10,86 \text{ cm}^2 \dots\dots CV$

VII.6.2 Vérification a l'ELS

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

➤ **Suivant Lx :**

$$M_u = 394,92 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 262,27 \text{ KN.m}$$

Chapitre VII : Etude de L'infrastructure

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,506$$
$$\alpha_{travée} = \frac{1,506-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,024 < 0,503 \dots \dots CV$$

➤ *Suivant ly :*

$$M_u = 450,22 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 298,49 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,508$$
$$\alpha_{travée} = \frac{1,508-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,03 < 0,504 \dots \dots CV$$

VII.6.3 En appui :

Par les mêmes étapes, on peut déterminer le ferrailage en appui, et on trouve :

$$A_{sx} = 25.76 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Le choix : } A_{sx} = 9\text{T}16+9\text{T}12 \text{ de section } 28.27 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{sy} = 27.63 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{Le choix : } A_{sy} = 9\text{T}16+9\text{T}12 \text{ de section } 28.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1554 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9} = 1.72 \text{ MPa}$$

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

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

➤ Calcul de l'espacement

$$\text{D'après le (BAEL91) : } S_t \leq \text{Min} (0.9 \times d ; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (81; 40) \text{ cm}$$

VII.7 Calcul de ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire dans la figure suivante :

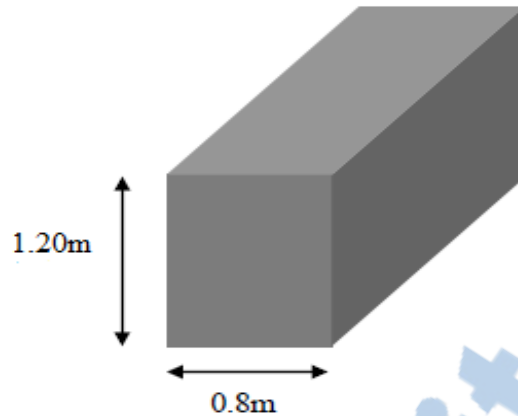


Figure VII.4 Dimension de la nervure

VII.7.1 Ferrailage longitudinal :

A. En travée

➤ Suivant L_x :

Le moment maximum en travée : $M_{\text{imax}} = 464,61 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{464,61 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,08^2 \times 14,17} = 0,035$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) ; \alpha = 0,044$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) ; \Rightarrow Z = 1,06 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{464,61 \times 10^{-3}}{1,06 \times 348} = 12,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : $A_{st} = 4\text{T14} + 4\text{T16} = 14,19 \text{ cm}^2$

➤ suivant L_y :

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{574,7638 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,08^2 \times 14,17} = 0,043$$

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

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) ; Z = 1,06 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{574,7638 \times 10^{-3}}{1,06 \times 348} = 15,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix : $A_s = 8\text{T16} = 16,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Vérification de condition de non fragilité

Chapitre VII : Etude de L'infrastructure

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_s \geq 10,86 \text{ cm}^2$$

Donc $16,08 \geq 10.86 \text{ cm}^2 \dots\dots CV$

B. En appui

Le moment maximum en travée : $M_{\text{tmax}} = 403,5376 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{403,5376 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,08^2 \times 14,17} = 0.031$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \quad ; \quad \alpha = 0.039$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \quad ; \quad \Rightarrow Z = 1,06 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{403,5376 \times 10^{-3}}{1,06 \times 348} = 10,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : $A_{st} = 8T14 = 12,32 \text{ cm}^2$

➤ Vérification de condition de non fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_s \geq 10,86 \text{ cm}^2$$

Donc $12,32 \geq 10.86 \text{ cm}^2 \dots\dots CV$

VII.7.2 Vérification à l'ELS

Il faut vérifier que $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

A. En travée

➤ Suivant l_x :

$$M_u = 464,61 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 398,37 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \Rightarrow \gamma = 1,17$$

$$\alpha_{\text{travée}} = \frac{1,17 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \Rightarrow \alpha_{\text{travée}} = 0,044 < 0,335 \dots\dots CV$$

➤ Suivant l_y :

$$M_u = 574,76 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 427,42 \text{ KN.m}$$

Chapitre VII : Etude de L'infrastructure

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \Rightarrow \gamma = 1,34$$

$$\alpha_{travée} = \frac{1,34-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,054 < 0,42 \dots \dots CV$$

B. En appui

$$M_u = 403,54 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 313,425 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \Rightarrow \gamma = 1,29$$

$$\alpha_{appui} = \frac{1,29-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,0039 < 0,39 \dots \dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS

VII.7.3 Ferrailage transversal :

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1138,761 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,2} = 1,186 \text{ MPa}$$

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

Alors : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

➤ Calcul du diamètre des armatures transversales

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

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{120}{35}; 1,2; \frac{80}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(3,43; 1,2; 8)$$

$$\Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Alors on adopte un choix de : **Φ10**

➤ Calcul de l'espacement

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

- **Zone nodale**

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

$$\Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{120}{4}; 12 \times 1,2; 30 \right)$$

$$\Rightarrow S_t \leq 14,4 \text{ cm}$$

Chapitre VII : Etude de L'infrastructure

- Zone courante

$$S'_t \leq \frac{h}{2}$$

$$\Rightarrow S'_t \leq \frac{120}{2}$$

$$\Rightarrow S'_t \leq 60 \text{ cm}$$

On adopte un choix : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$S_t' = 20 \text{ cm}$$

VIII.1 Introduction :

Dans ce chapitre on va présenter les sollicitations des différents éléments résistants en variant la résistance à la compression à 28j

VIII.2 Les sollicitations :

VIII.2.1 pour les poteaux :

Le 1er poteau le plus sollicité est situé dans le 10^{ème} étage axe1-B ((158))

Le 2^{ème} poteau le plus sollicité est situé dans le 4^{ème} étage axe1-B

✚ les sollicitations sous les combinaisons sismiques :

Les différentes variantes :

A. Variante n°1 :

1. $f_{c28}=25$ MPA
2. $f_{c28}=20$ MPA
3. $f_{c28}=22$ MPA
4. $f_{c28}=30$ MPA
5. $f_{c28}=35$ MPA
6. $f_{c28}=40$ MPA

B. Variante n°2 :

1. Les poteaux du 10^{ème} étage ont un $f_{c28}=25$ MPA et les restes du poteaux ont un $f_{c28}=35$ MPA
2. Les poteaux du 10^{ème} étage ont un $f_{c28}=20$ MPA et les restes du poteaux ont un $f_{c28}=35$ MPA
3. Les poteaux du 10^{ème} étage ont un $f_{c28}=22$ MPA et les restes du poteaux ont un $f_{c28}=35$ MPA
4. Les poteaux du 10^{ème} étage ont un $f_{c28}=30$ MPA et les restes du poteaux ont un $f_{c28}=35$ MPA
5. Les poteaux du 10^{ème} étage ont un $f_{c28}=35$ MPA et les restes du poteaux ont un $f_{c28}=35$ MPA
6. Les poteaux du 10^{ème} étage ont un $f_{c28}=40$ MPA et les restes du poteaux ont un $f_{c28}=35$ MPA

C. Variante n°3

1. Le 1er poteau le plus sollicité a un $f_{c28}=25$ MPA et Le 2^{ème} poteau le plus sollicité a un $f_{c28}=20$ MPA et le reste du poteaux ont un $f_{c28}=35$ MPA
2. Le 1er poteau le plus sollicité a un $f_{c28}=30$ MPA et Le 2^{ème} poteau le plus sollicité a un $f_{c28}=25$ MPA et le reste du poteaux ont un $f_{c28}=35$ MPA

3. Le 1er poteau le plus sollicité a un $f_{c28}=35\text{MPa}$ et Le 2ème poteau le plus sollicité a un $f_{c28}=30\text{MPa}$ et le reste du poteaux ont un $f_{c28}=35\text{MPa}$
4. Le 1er poteau le plus sollicité a un $f_{c28}=40\text{MPa}$ et Le 2ème poteau le plus sollicité a un $f_{c28}=35\text{MPa}$ et le reste du poteaux ont un $f_{c28}=35\text{MPa}$
5. Le 1er poteau le plus sollicité a un $f_{c28}=22\text{MPa}$ et Le 2ème poteau le plus sollicité a un $f_{c28}=20\text{MPa}$ et le reste du poteaux ont un $f_{c28}=35\text{MPa}$
6. Le 1er poteau le plus sollicité a un $f_{c28}=25\text{MPa}$ et Le 2ème poteau le plus sollicité a un $f_{c28}=22\text{MPa}$ et le reste du poteaux ont un $f_{c28}=35\text{MPa}$

variante 1						
	1	2	3	4	5	6
M(KN.m)	1412,74	1406.0363	1409.2604	1418.0234	1421.4404	1423.9237
V(KN)	29,057	29,383	29,233	28,75	28,516	28,318
N(KN)	32,116	39.29	36.034	25.065	19.435	14.482

Tableau VIII.1 Efforts internes en fonction de f_{c28}

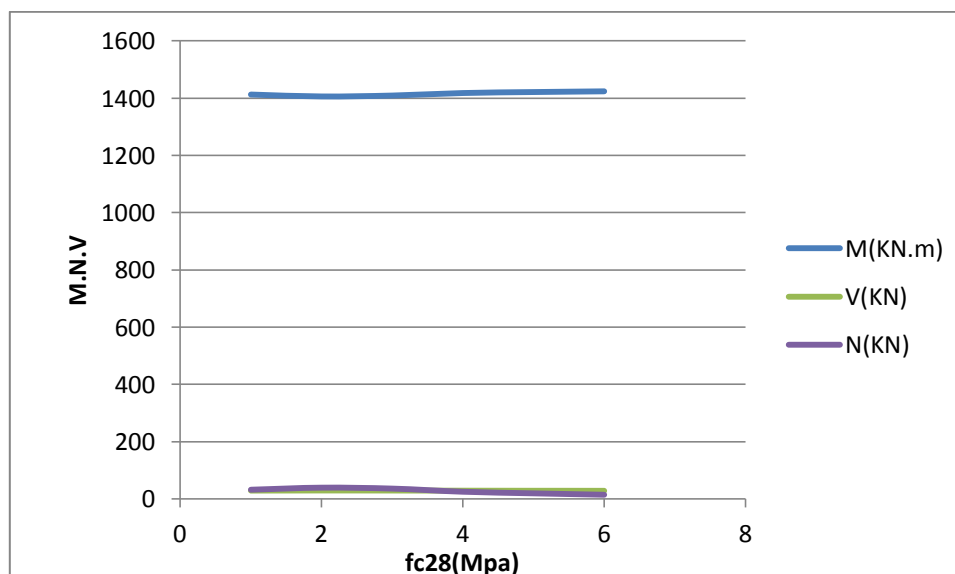


figure VIII .1 la variation des sollicitations M.N.V en fonction de f_{c28}

Interpretation :

- Ce graphe représente la variation des sollicitations M.N.V en fonction de f_{c28} ,
- on remarque que Pour le $f_{c28} = 20$ MPa une diminution de 20% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, tandis que le moment (M) diminue que de 0.5% (de 1412.74KN.m à 1406.0363KN.m), et pour $f_{c28} = 40$ MPa une augmentation de 62% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, la valeur de le moment (M) augmente que de 0.8% (de 1412.74KN.m à 1423.9237KN.m).
- on remarque que Pour le $f_{c28} = 20$ MPa une diminution de 20% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, tandis que l'effort tranchant(V) diminue que de 1.11% (de 29.057KN à 29.383KN), et pour $f_{c28} = 40$ MPa une augmentation de 62% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, la valeur de l'effort tranchant(V) diminue que de 2.54% (de 29.057KN à 28.318KN).
- on remarque que Pour le $f_{c28} = 20$ MPa une diminution de 20% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, tandis que l'effort normal(N) diminue de 18.13% (de 32.116KN à 39.29KN), et pour $f_{c28} = 40$ MPa une augmentation de 62% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, la valeur de l'effort normal(N) diminue de 54.9% (de 32.116KN à 14.482KN).
- quand on augmente le f_{c28} on remarque une diminution des sollicitations "un bon béton moins de ferrailage"

	variante 2					
	1	2	3	4	5	6
M(KN.m)	1351.7364	1308.856	1328.5498	1392.2249	1421.4404	1450.5216
V(KN)	27,124	30,55	30,541	27,545	27,864	28,135
N(KN)	13.67	9.208	11.252	17.913	19.435	24.08

Tableau VIII.2 Efforts internes en fonction de f_{c28}

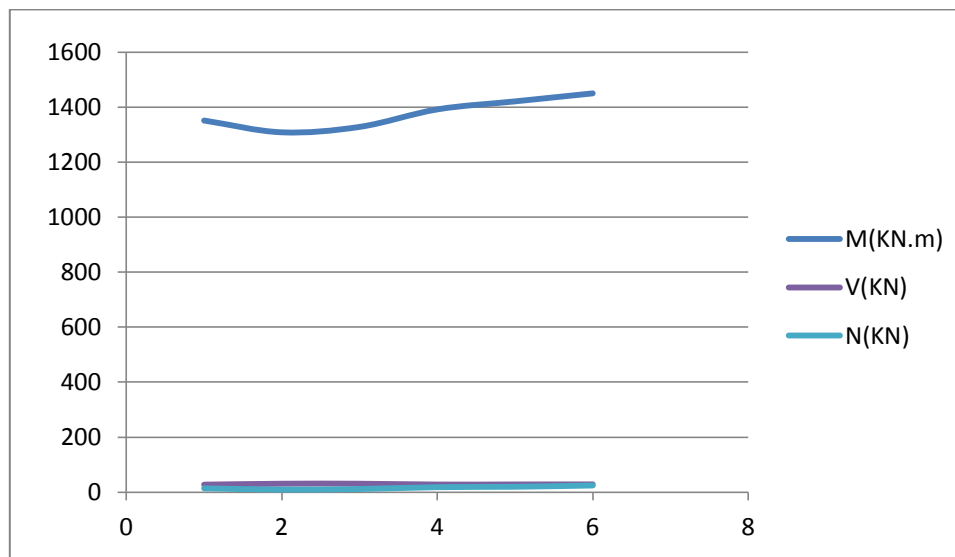


figure VIII .2 la variation des sollicitations M.N.V en fonction de f_{c28}

Interpretation :

- Ce graphe représente la variation des sollicitations M.N.V en fonction de f_{c28} ,
- on remarque que Pour le $f_{c28} = 20$ MPa une diminution de 20% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, tandis que le moment (M) augmente de 3.17% (de 1308.856KN.m à 1351.7364KN.m), et pour $f_{c28} = 40$ MPa une augmentation de 62% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, la valeur de le moment (M) augmente que de 6.81% (de 1351.7364KN.m à 1450.5216KN.m).
- on remarque que Pour le $f_{c28} = 20$ MPa une diminution de 20% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, tandis que l'effort tranchant(V) diminue que de 11.21% (de 30.55KN à 27.124KN), et pour $f_{c28} = 40$ MPa une augmentation de 62% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, la valeur de l'effort tranchant(V)augmente que de 3.59% (de 27.124KN à 28.135KN).
- on remarque que Pour le $f_{c28} = 20$ MPa une diminution de 20% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, tandis que l'effort normal(N)augmente de 32.64% (de 9.208 KN à 13.67 KN), et pour $f_{c28} = 40$ MPa une augmentation de 62% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, la valeur de l'effort normal(N)augmente de 34.23% (de 13.67KN à 24.08KN).
- quand on augmente le f_{c28} on remarque une diminution des sollicitations ‘un bon béton moins de ferrailage’

variante 3						
	1	2	3	4	5	6
M(KN.m)	1352.4228	1392.6731	1423.766	1450.521	1329.224	1352.308
V(KN)	33,262	27,567	27,874	28,135	33,273	27,153
N(KN)	13.117	17.582	21.081	24.08	10.704	13.225

Tableau VIII.3 Efforts internes en fonction de f_{c28}

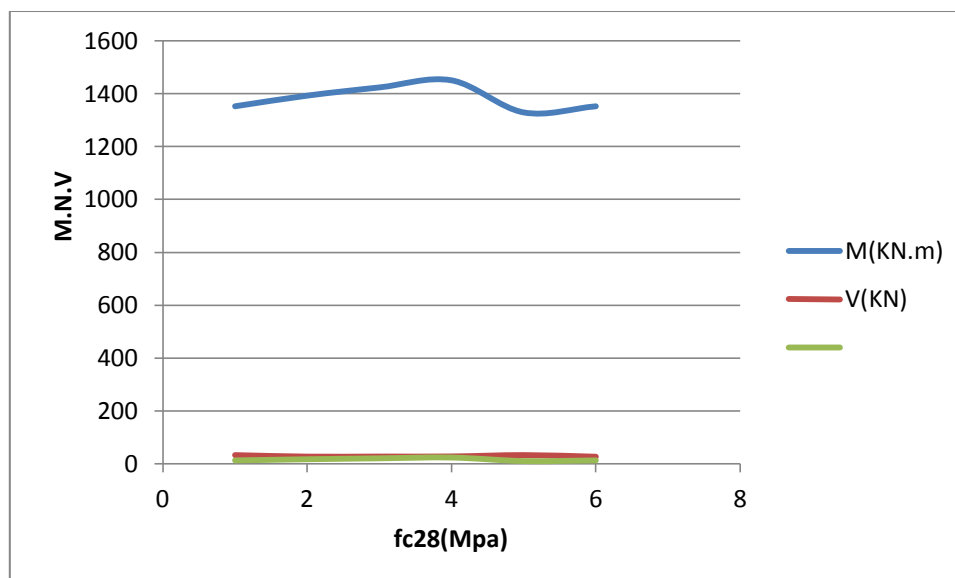


figure VIII .3 la variation des sollicitations M.N.V en fonction de f_{c28}

Interpretation :

- Ce graphe représente la variation des sollicitations M.N.V en fonction de f_{c28}
- on remarque que Pour le $f_{c28} = 20$ MPa une diminution de 20% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, tandis que le moment (M) diminue que de 2.89% (de 1392.6731KN.m à 1352.4228KN.m), et pour $f_{c28} = 40$ MPa une augmentation de 62% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, la valeur de moment (M) n'as pas changé
- on remarque que Pour le $f_{c28} = 20$ MPa une diminution de 20% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, tandis que l'effort tranchant(V) augmente de 17.12% (de 27.567KN

à 33.262 KN), et pour $f_{c28} = 40$ MPa une augmentation de 62% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, la valeur de l'effort tranchant (V) diminue de 17.12% (de 33.262 KN à 27.153 KN).

- on remarque que Pour le $f_{c28} = 20$ MPa une diminution de 20% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, tandis que l'effort normal (N) diminue de 25.39% (de 17.582 KN à 13.117 KN), et pour $f_{c28} = 40$ MPa une augmentation de 62% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, la valeur de l'effort normal (N) n'a pas changé
- quand on a augmenté le f_{c28} on a remarqué une diminution des sollicitations 'un bon béton moins de ferrailage'

VIII.2.2 pour les poutres :

La poutre la plus sollicitée est située dans le 6ème plancher ((1450))

A. Variante n°1 :

1. $f_{c28}=25$ MPa
2. $f_{c28}=20$ MPa
3. $f_{c28}=22$ MPa
4. $f_{c28}=30$ MPa
5. $f_{c28}=35$ MPa
6. $f_{c28}=40$ MPa

B. Variante n°2 :

1. le plancher de 6ème étage a un $f_{c28}=25$ MPa et les restes des planchers ont un $f_{c28}=35$ MPa
2. le plancher de 6ème étage a un $f_{c28}=20$ MPa et les restes des planchers ont un $f_{c28}=35$ MPa
3. le plancher de 6ème étage a un $f_{c28}=22$ MPa et les restes des planchers ont un $f_{c28}=35$ MPa
4. le plancher de 6ème étage a un $f_{c28}=30$ MPa et les restes des planchers ont un $f_{c28}=35$ MPa
5. le plancher de 6ème étage a un $f_{c28}=35$ MPa et les restes des planchers ont un $f_{c28}=35$ MPa
6. le plancher de 6ème étage a un $f_{c28}=40$ MPa et les restes des planchers ont un $f_{c28}=35$ MPa

	variante 1					
	1	2	3	4	5	6
M(KN.m)	1538.886	1515.370	1526.31	1560.083	1575.824	1588.902
V(KN)	2,419	2,4	2,406	2,465	2,525	2,589
N(KN)	67.41	67.644	67.547	67.1	66.799	66.497

Tableau VIII.4 Efforts internes en fonction de f_{c28}

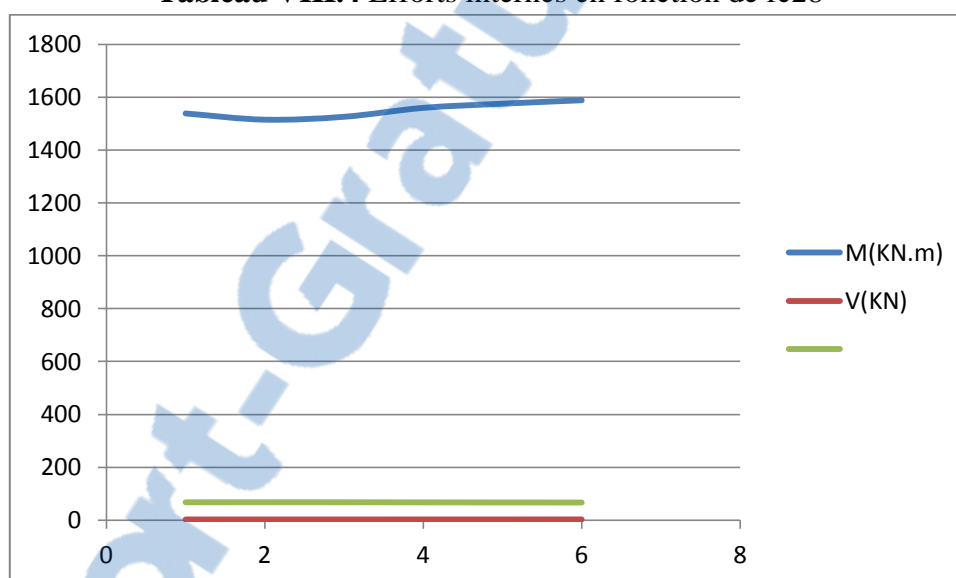


figure VIII .4 la variation des sollicitations M.N.V en fonction de f_{c28}

Interpretation :

- Ce graphe représente la variation des sollicitations M.N.V en fonction de f_{c28}
- on remarque que Pour le $f_{c28} = 20$ MPa une diminution de 20% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, tandis que le moment (M) augmente que de 1.52% (de 1515.370KN.m à 1538.886KN.m), et pour $f_{c28} = 40$ MPa une augmentation de 62% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, la valeur de moment (M) augmente que de 3.15%
- on remarque que Pour le $f_{c28} = 20$ MPa une diminution de 20% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, tandis que l'effort tranchant(V) ne change pas , et pour $f_{c28} = 40$ MPa une augmentation de 62% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, la valeur de l'effort tranchant(V) ne change pas

Chapitre VIII. Etude paramétrique

- on remarque qu'il y a une légère différence en ce qui concerne les valeurs normales (N)
- quand on augmente le f_{c28} on remarque une diminution des sollicitations "un bon béton moins de ferrailage"

	variante 2					
	1	2	3	4	5	6
M(KN.m)	1439.898	1363.7401	1398.290	1444.497	1575.824	1629.788
V(KN)	2,319	2,327	2,324	2,311	2,431	2,535
N(KN)	62.843	60.512	61.58	65.066	66.799	68.298

Tableau VIII.5 Efforts internes en fonction de f_{c28}

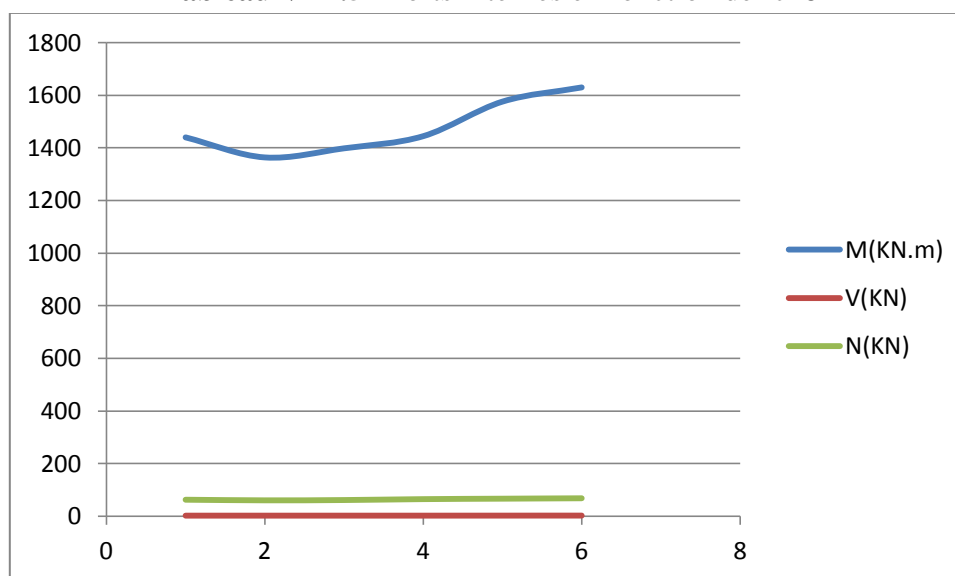


figure VIII .5 la variation des sollicitations M.N.V en fonction de f_{c28}

Interpretation :

- Ce graphique représente la variation des sollicitations M.N.V en fonction de f_{c28}
- on remarque que Pour le $f_{c28} = 20$ MPa une diminution de 20% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, tandis que le moment (M) augmente de 5.3% (de 1363.7401 KN.m à 1439.898 KN.m), et pour $f_{c28} = 40$ MPa une augmentation de 62% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, la valeur de moment (M) augmente que de 11.65% (de 1439.898 KN.m à 1629.788 KN.m)

- on remarque que Pour le $f_{c28} = 20$ MPa une diminution de 20% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, tandis que l'effort tranchant(V) ne change pas, et pour $f_{c28} = 40$ MPa une augmentation de 62% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, la valeur de l'effort tranchant(V) ne change pas
- on remarque que Pour le $f_{c28} = 20$ MPa une diminution de 20% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, tandis que l'effort normal(N) diminue de 25.39% (de 17.582 KN à 13.117 KN), et pour $f_{c28} = 40$ MPa une augmentation de 62% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, la valeur de l'effort normal(N) n'as pas changé
- quand on augmente le f_{c28} on remarque une diminution des sollicitations "un bon béton moins de ferrailage"

✚ les sollicitations sous les combinaisons fondamentales :

On traite les mêmes variantes celui des poteaux et des poutres

➤ Les poteaux

	variante 1					
	1	2	3	4	5	6
M(KN.m)	151.975	151.975	151.975	152.975	152.974	152.95
V(KN)	79.778	79.778	79.778	79.678	79.778	79.778
N(KN)	361.625	361.625	361.625	361.688	361.688	361.688

Tableau VIII.6 Efforts internes en fonction de f_{c28} sous les combinaisons ELU

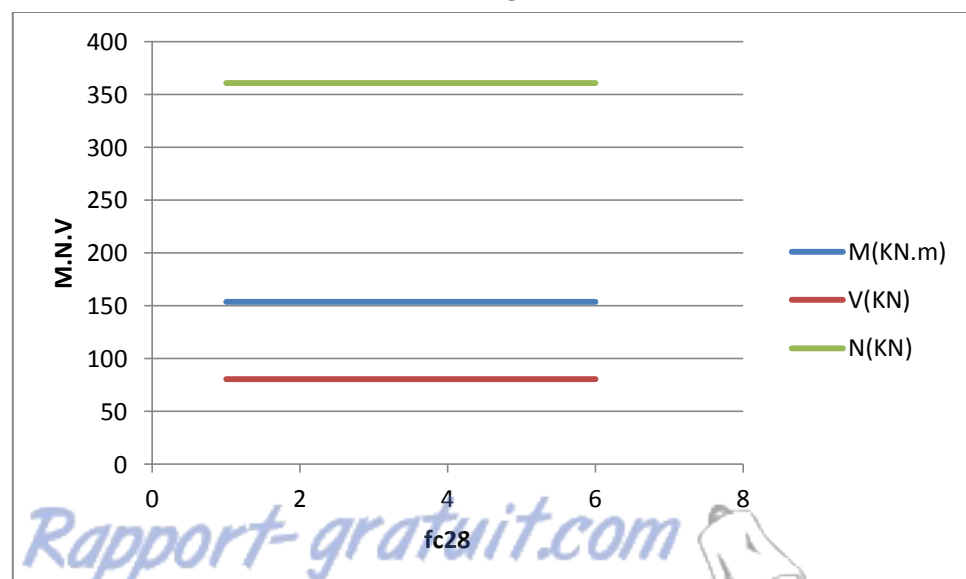


figure VIII .6 la variation des sollicitations M.N.V en fonction de fc28

variante 2						
	1	2	3	4	5	6
M(KN.m)	153.78	153.78	153.78	153.78	153.78	153.78
V(KN)	80.654	80.654	80.654	80.654	80.654	80.654
N(KN)	360.836	360.837	360.837	360.837	360.837	360.837

Tableau VIII.7 Efforts internes en fonction de fc28 sous les combinaisons ELU

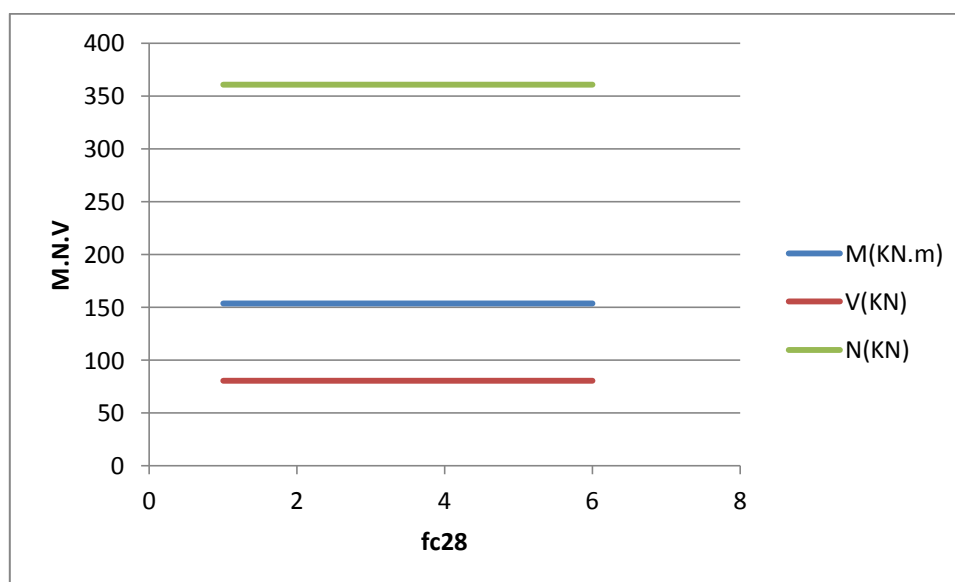


figure VIII .7 la variation des sollicitations M.N.V en fonction de fc28

variante 3						
	1	2	3	4	5	6
M(KN.m)	153.78	153.78	153.78	153.78	153.78	153.78
V(KN)	80.654	80.654	80.654	80.654	80.654	80.654
N(KN)	360.836	360.837	360.837	360.837	360.837	360.837

Tableau VIII.8 Efforts internes en fonction de f_{c28} sous les combinaisons ELU

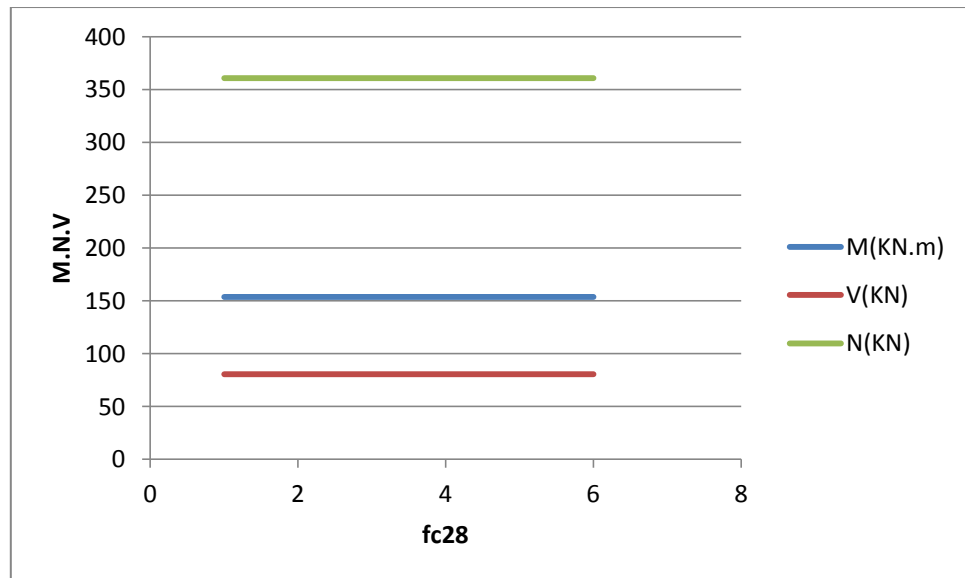


figure VIII .8 la variation des sollicitations M.N.V en fonction de f_{c28}

➤ les poutres

variante 1						
	1	2	3	4	5	6
M(KN.m)	105.337	105.31	105.32	105.36	105.38	105.39
V(KN)	0.156	0.136	0.145	0.174	0.187	0.199
N(KN)	0	0	0	0	0	0
variante 2						
	1	2	3	4	5	6
M(KN.m)	105.38	105.38	105.38	105.38	105.38	105.38
V(KN)	0.188	0.188	0.188	0.188	0.188	0.188

Chapitre VIII. Etude paramétrique

N(KN)	0	0	0	0	0	0
-------	---	---	---	---	---	---

Tableau VIII.9 Efforts internes en fonction de f_{c28} sous les combinaisons ELU

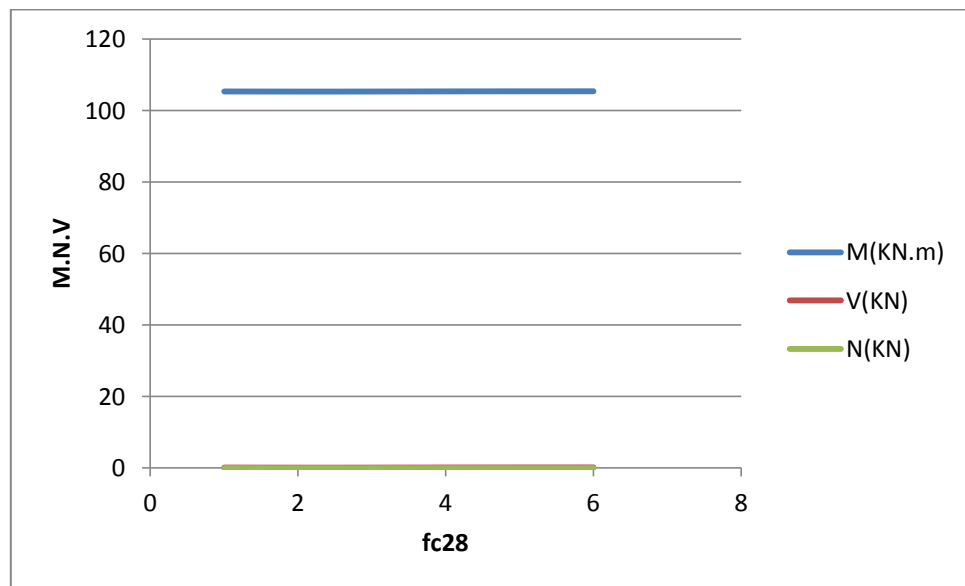


figure VIII .9 la variation des sollicitations M.N.V en fonction de f_{c28}

Conclusion

Dans ce projet fin d'étude, Une étude statique et dynamique détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué d'un sous-sol, un réez de chaussée + 10étages, implanté dans la wilaya de Tlemcen est réalisée en fait varié la résistance f_{c28}

La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de L'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par Le logiciel SAP 2000 Afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges Permanente, d'exploitation et charge sismique).

La quatrième partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres), en tenant compte l'effet de la variation de la résistance à la compression du béton.

A la fin une étude comparative entre les sollicitations obtenues dans les éléments résistants en fonction de la variation du f_{c28} est réalisée. Ces résultats montrent que l'effet de la variation de cette résistance sur les sollicitations et sur le ferrailage n'est pas négligeable.

Bibliographie

REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Thèses des années précédentes.

LOGICIELS

- Logiciel de SAP 2000.
- Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**.
- EXCEL 2003.
- WORD 2007.
- AUTO CAD 2007.