

Chapitre I : Présentation du projet.

Figure I. 1 : plan de situation.....	2
Figure I. 2 : dimension en plan.....	3
Figure I. 3 : Diagramme contraintes- déformations du béton	6
Figure I. 4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à L'ELS.....	7
Figure I. 5: diagramme contrainte déformation d'acier	8

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement.

Figure II 1 : Plancher type terrasse.....	9
Figure II 2 : Terrasse accessible	10
Figure II 3 : balcons	11
Figure II 4 : une dalle pleine	13
Figure II 5 : Dimension de l'acrotère type1	13
Figure II 6 : Dimension de l'acrotère type 2	13
Figure II 7 : Section supporté par le poteau le plus sollicité	16
Figure II 8 : Coupe de voile en élévation	20

Chapitre III : Etude des planchers.

Figure III 1 : Plancher corps creux.....	21
Figure III 2 : Schéma statique de poutrelle RDC type 1	23
Figure III.3 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles à L'ELS (RDC type 1)..	28
Figure III.4 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles à L'ELS (RDC type 1)...	28

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires.

Figure IV 1 : Schéma statique du balcon.	38
Figure IV 2 : Schéma de l'acrotère Type1	42
Figure IV 3: Schéma Statique Type 1	42
Figure IV 4:Ferraillage de l'acrotère Type 1	47
Figure IV 5 : Coupe AA de l'acrotère type 1	47
Figure IV 6 : Schéma d'un escalier.....	52
Figure IV 7 : Schéma statique d'escalier.	54
Figure IV 8 : Schéma statique de la poutre palière	58
Figure IV 9:Ascenseur	61
Figure IV 10 : le positionnement des moteurs d'ascenseur.....	65

Chapitre V : Etude sismique.

Figure V 1 : Modèle 3D de la structure.....	71
Figure V 2 : La disposition des voiles.....	73
Figure V 3 : La courbe de spectre de réponse	79

Chapitre VI Etude des éléments structuraux.

Figure VI. 1.Ferraillage des poteaux de Sous-sol 1 (70x70).....	88
Figure VI. 2 Ferraillage des poutres et des chaînages.....	95
Figure VI. 3. Ferraillage de poutres L.....	100

Chapitre VII : les Fondations

Figure VII 1 : Dimensionnement du radier	106
Figure VII 2 : Diagramme du moment M_{11}	108
Figure VII 3 : Diagramme du moment M_{22}	108
Figure VII 4 : Dimension de la nervure	111

Chapitre VIII : Etude Economique

Figure VIII 1 : Facteur principal d'un projet.....	115
Figure VIII 2 : la courbe financière (courbe en S)	120

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement.

Tableau II. 1: Charge à la terrasse inaccessible due aux plancher corps creux.....	10
Tableau II. 2 : Charge à la terrasse accessible due aux plancher corps creux.....	11
Tableau II. 3 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.	11
Tableau II. 4:Descente des charges des balcons.	12
Tableau II. 5 : Charge permanente des murs extérieurs.	12
Tableau II. 6 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.....	13
Tableau II. 7 : Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.	13
Tableau II. 8 : Prédimension de la dalle pleine	14
Tableau II. 9 : Les dimensions des poutres.	16
Tableau II. 10 : Récapitulation du pré dimensionnement.	20

Chapitre III : Etude des planchers.

Tableau III 1: les types des poutrelles.	21
Tableau III 2:Charges supporté par Les poutrelles.	23
Tableau III 3 : comparaison entre les résultats des moments.....	29
Tableau III 4 : comparaison entre les résultats des efforts tranchants.	30
Tableau III 5 : Récapitulatif des moments des poutrelles à L'ELU.....	34
Tableau III.6 : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles (type 1, 2, 3,4)	35
Tableau III 7 : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles (type 5).	35

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire.

Tableau IV 1 : Ferrailage de la dalle.	37
Tableau IV 2 : Ferrailage du balcon.....	39
Tableau IV 3 : combinaison d'action	54
Tableau IV 4 : Ferrailage	56
Tableau IV 5 : Ferrailage d'escalier.....	57
Tableau IV 6 : Ferrailage de la poutre palier	59
Tableau IV 7 : Le poids mort	62
Tableau IV 8 : Les moments isostatiques des rectangles a L'ELU.....	67
Tableau IV 9 : Les moments isostatiques des rectangles à L'ELS	68
Tableau IV 10 : Ferrailage de la dalle	70

Chapitre V : Etude sismique

Tableau V 1 : Pénalité correspondante au critère.....	77
Tableau V 2 : Périodes et pourcentage de participation massique	77
Tableau V 3 : Poids des différents niveaux.....	78
Tableau V 4 : Les forces sismiques de chaque niveau. Pour R=5	79
Tableau V 5 : Comparaison entre l'effort statique et dynamique	80

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Tableau VI 1 : Vérification des poteaux sous sollicitations normales	82
Tableau VI 2 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	83
Tableau VI 3.Sollicitation poteaux suivant la combinaison sollicitée de plus.	84
Tableau VI 4 : Ferrailage des poteaux	85
Tableau VI 5.La section des armatures transversal des poteaux.....	87
Tableau VI 6.Ferrailage transversale des poteaux	87
Tableau VI 7 : Sollicitation de la poutre principale	89
Tableau VI 8 :L'espacement des armatures transversales	91
Tableau VI 9 : Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre principale	91
Tableau VI 10 : Sollicitation de la poutre secondaire	92
Tableau VI 11 : L'espacement des armatures transversales.....	94
Tableau VI 12 : Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire	94
Tableau VI 13 : Ferrailage de poutre principale (30x55) L=6,30 m	95
Tableau VI 14 : Ferrailage de poutre principale (30x55) L= 6,55 m	96
Tableau VI 15 : Ferrailage de poutre principale (30x45).....	97
Tableau VI 16 : Ferrailage de poutre secondaire (30x35).....	98
Tableau VI 17 : Ferrailage de poutre secondaire (30x30).....	99
Tableau VI 18 : Ferrailage de poutre L	101
Tableau VI 19 : Vérification de la contrainte.....	102
Tableau VI 20 : Sollicitations dans les voiles	103
Tableau VI 21 : Ferrailage des voiles	103

Chapitre VIII :Etude Economique

Tableau VIII 1 : les ressources matérielles (Matériaux) du projet.....	119
Tableau VIII 2 : le cout et le délai de notre projet	119
Tableau VIII 3 : Comparaison entre poutre avec et sans voiles.....	120
Tableau VIII 4 : Comparaison entre plancher corps creux (16+5 et 20+9).	120
Tableau VIII 5 : comparaison entre les poteaux calculer et choisir.	121

Sommaire :

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

Chapitre I : présentation du projet.

I.1 -Introduction :	2
I.2 -implantation de l'ouvrage :	2
I.3 -Présentation du bâtiment:	2
I.4 -configuration et Classification du bâtiment :	2
I.5 -Caractéristique géométrique :	3
I.5.1 -Dimension en élévation :	3
I.5.2. Dimensions en plan:	3
I.6 Conception de la structure:	3
I.6.1. Ossature de l'ouvrage:	3
I.6.2. Plancher :	3
I.6.3 Maçonnerie :	4
I.6.4. Revêtement :	4
I.6.5. Escalier :	4
I.6.6. Gaine d'ascenseurs :	4
I.7 Caractéristiques géotechniques du sol :	5
I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	5
I.8.1. BÉTON :	5
I.8.2. Acier :	7
I.9 Les hypothèses de calculs :	8

Chapitre II : descente des charges et pré dimensionnement.

II.1 introduction :	9
II.2 Détermination de l'épaisseur du plancher :	9
II.3 Descente des charges :	9
II.3.1 Plancher terrasse inaccessible :	9
II.3.2 Plancher terrasse accessible :	10
II.3.3 Plancher étage courant :	10
II.3.4 Balcons :	11
II.3.5 Murs :	11
II.3.6 l'escalier :	12
II.3.7 Dalle pleine :	13
II.3.8 L'acrotère :	13
II.4 Pré dimensionnement des éléments structuraux :	14
II.4.1 Introduction :	14
II.4.2 Les poutres :	14
II.4.3 Les poteaux :	16
II.4.4 Les voile :	20

Chapitre III étude des planchers.

III.1.Introduction:	21
III.2.Étude du plancher:.....	21
III.2.1.Les types des poutrelles :	21
III.2.2.Les charges des poutrelles :	22
III.2.3 Détermination des efforts internes :	23
III.3 Ferrailage des poutrelles : (RDC type1).....	28
III.3 .1 Armatures longitudinales :	29
III.3 .2 Armature transversale :	31
III.3 .3 Ferrailage de la dalle de compression :	32

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire.

IV.1. Etude du plancher dalle pleine :	36
IV.1.1.Calcul des Moments : (Sous-sol)	36
IV.1.2. Calcul des Ferrailages :	37
IV.2. Etude des Balcons :	38
IV.2.1. Introduction :	38
IV.2.2. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :	39
IV.2.3. Détermination du ferrailage	39
IV.3. L'acrotère :	42
IV.3.1 Introduction :	42
IV.3.2 Le rôle de l'acrotère :	42
IV.3.3 Etude de L'acrotère :	42
IV.3.4 Etude de L'acrotère Terrasse accessible :	47
IV.4. Étude d'escaliers :	52
IV.4.1.Introduction :	52
IV.4.2. Dimensions des escaliers :	52
IV.4.3. Le type d'escalier :	54
IV.4.4.Étude de la poutre palière :	57
IV.5.L'ascenseur :	61
IV.5.1.Introduction :	61
IV.5.2.Etude de l'ascenseur :	61
IV.5.3Vérification de la dalle au poinçonnement :	64
IV.5.4. Evaluation des moments :	65
IV.5.5. Calcul du ferrailage de la dalle :	70
IV.5.6. Vérification a l'ELS :	70
IV.5.7 vérifications au cisaillement :	70

Chapitre V : Etude sismique

V.1 Introduction :	71
V.2 Objectif de l'étude dynamique :	71
V.3 Modélisation de la structure étudiée :	71
V.4 Méthodes de calculs :	72
V.4.1 Méthode statique équivalente :	72
V.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale :	72
V.5 Combinaison d'action :	72
V.6 choix de la méthode de calcul :	72
V.7 Analyse du modèle :	72
V.8 Méthode statique équivalente :	74
V.8.1 Détermination des coefficients :	74
V.8.2 période et participation massique :	77
V.8.3 Poids total de la structure (W) :	77
V.8.4 Détermination de l'effort tranchant :	77
V.8.5 Détermination de la force sismique de chaque niveau :	78
V.8.6 Vérification du coefficient de comportement R :	79
V.9. Méthode d'analyse spectrale modale :	79
V.9.1. Spectre de réponse :	79
V.10 Résultante des forces sismiques de calcul :	79

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.1 Introduction :	81
VI.2 Les poteaux :	81
VI.2.1 Combinaisons spécifiques de calcul :	81
VI.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :	81
VI.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	82
VI.2.4 Calcul du ferrailage longitudinal :	84
VI.2.5 Calcul du ferrailage transversal (RPA2003) :	86
VI.3 Les poutres :	89
VI.3.1 Introduction :	89
VI.3.2 Recommandation du RPA99 :	89
VI.3.3 Exemple d'étude de la poutre principale :	89
VI.3.4 Exemple d'étude de la poutre secondaire :	92
VI.3 Les poutres (section L) :	101
VI.3.4.1. Introduction :	101
VI.4 Les voiles :	103
VI.4.1 Introduction :	103
VI.4.2 Conception :	103
VI.4.3 Calcul des voiles :	103
VI.4.4. Vérification des contraintes tangentielles :	103
VI.4.5 Détermination des sollicitations :	104
VI.4.6 Détermination du ferrailage :	104
VI.4.7. Les linteaux :	105

Chapitre VII : les fondations.

VII.1 Introduction :	107
VII.2 Stabilité des fondations :	107
VII.3 Pré dimensionnement :	107
VII.3.1. Epaisseur du radier :	107
VII.3.2 Débordement (D) :	108
VII.4. Vérification de la contrainte du sol :	109
VII.5. Les différentes sollicitations :	110
VII.6. Calcul du ferrailage de la dalle :	111
VII.7. Calcul de ferrailage de la nervure :	113
VII.7.1 Ferrailage longitudinal :	113
VII.7.2 Vérification a l'ELS :	115
VII.7.3 Ferrailage transversal :	115

Chapitre VIII étude économique.

VIII.1 Introduction :	117
VIII.2 Projet :	117
VIII.2.1 Cycle de vie d'un projet :	118
VIII.3 Objectifs à atteindre :	118
VIII.3.1 MS Project :	118
VIII.3.2 Création d'un projet sur MS Project :	118
VIII.3.3 Taches, jalons et livrables :	118
VIII.4 Ordonnancement et planification :	119
VIII.4.1 Le WBS (Works Breakdown Structures):	119
VIII.4.2 Le diagramme de GANTT :	120
VIII.5 Définition des ressources :	120
VIII.5.1 Les ressources humaines :	120
VIII.5.2 Les ressources matérielles :	120
VIII.6 Etude économique :	121
VIII.7 La courbe financière :	122
VIII.8 Les Solution technique et économique utilisé :	122
VIII.8 .1 Les poutres :	122
VIII.8.2 plancher corps creux :	122
VIII.8 .3 les Poteaux :	123
VIII.9 Conclusion :	123
CONCLUSION GENERALE	124

Introduction Générale :

Le monde actuel connaît un développement industriel et une croissance démographique importante. Ce qui engendra à des systèmes de construction en hauteur, suite à la limitation des terrains en ville, et les importantes demande en logements, et espace de travail (bureaux, atelier...).

L'étude des structures est une étape clef, et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'immense développement de la construction en béton est due à :

- ❖ l'intérêt économique qui représente cette technique.
- ❖ la souplesse d'utilisation.
- ❖ l'économie d'entretien.
- ❖ La résistance au feu (incendie).
- ❖ la durabilité.

Cependant, cette solution n'est pas sans difficulté, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts, comme le séisme et le vent. Mettant ainsi les vies de ces occupants en danger sans oublier les pertes matérielles.

Les objectifs de cette étude sont avant tout, d'assurer la sécurité des usagers de cette structure. Cette dernière doit être calculé, et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue. Compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût en respectant les normes, et les règles de la construction.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage multiple, implantée dans une zone de faible sismicité, comportant trois sous-sols, un RDC et 15 étages à Tlemcen qui n'est pas encore réalisé.

I.1 -Introduction :

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (3SS+RDC+15) à usage d'habitation et rez de chaussé commercial. L'ouvrage sera implanté à Tlemcen qui est classée comme zone de faible sismicité (Zone I) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) [1].

I.2 -implantation de l'ouvrage :

Le terrain retenue pour la réalisation d'un ensemble résidentiel se situe à : ilot N°169 section 274 el koudia, face à L'ONALAIT, wilaya de TLEMCEEN.

C'est un projet de 5 bâtiments qui se compose de 200 logements promotionnels et des sous sol garage de 156 places plus un RDC d'usage commerciale (19 locaux)

L'ouvrage à étudier est un bâtiment (bloc A1) en R+15 choisit parmi les cinq blocs, composé de 3 niveaux sous-sol (garage de 50 places), d'un rez-de-chaussée de 6 locaux commerciaux, et de 15 niveaux à usage d'habitation.



Figure I. 1 : plan de situation.

I.3 -Présentation du bâtiment:

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+15 en béton armé composé :

- ❖ Trois sous sol destiner à être comme parking sous – terrain.
- ❖ Un rez de chaussées commercial.
- ❖ Quantz étages à usage d'habitation avec 4 logements par niveau de type F4 et F5.

I.4 -configuration et Classification du bâtiment :

La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation. D'après la classification des RPA99 version 2003 [1]:

- ✓ Le bâtiment est considéré comme un ouvrage de grande d'importance (groupe d'usage 1B) puisque sa hauteur totale dépasse 48m.
- ✓ Le bâtiment est implanté dans une zone de faible sismicité (zone I).
- ✓ Le site est considéré comme meuble (S3).

I.5 -Caractéristique géométrique :

I.5.1 -Dimension en élévation :

- Hauteur totale de bâtimentH = 63.60 m
- Hauteur de RDC.....h = 5.23 m
- Hauteur des étages courant.h = 3.06m.
- Hauteur des sous-sols 1 et 2.....h = 2.89 m.
- Hauteur des sous-sols 3..... h=3.01 m

I.5.2. Dimensions en plan:

La structure présente une forme rectangulaire, dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure ci-après:

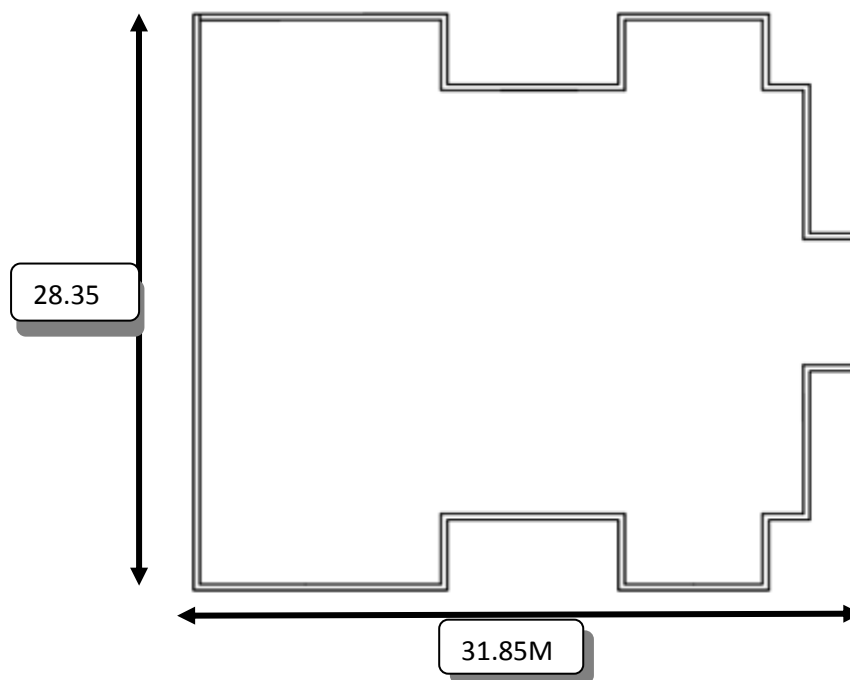


Figure I. 2 : dimension en plan.

I.6 Conception de la structure:

I.6.1. Ossature de l'ouvrage:

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.6.2. Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue 2 type sont :

- Plancher à corps creux pour RDC et les étages courant.
- Plancher à dalle pleine pour les sous sols.

a. Planchers corps creux :

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

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

b. Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, on a opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.6.3 Maçonnerie :

On distingue :

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

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en brique creuses de 10 et 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm d'épaisseur.

I.6.4. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- ✓ Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- ✓ De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- ✓ Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.
- ✓ Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.6.5. Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. On a deux types :

- ✓ Escalier circulaire : dans les 3 sous sol et RDC.
- ✓ Escalier avec deux volées et paliers de repos : entre les étages courant.

I.6.6. Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.7 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 1B.
- ✓ Le site est considéré comme meuble (S3).
- ✓ D'après le rapport du laboratoire Mécanique de sol (LTPO), La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma} = 1.5$ bars.

I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93 [3], le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91 [2], ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003 [1].

I.8.1. BÉTON :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

1.8.1.1. Propriétés mécaniques du béton :

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée, d'après le RPA99V2003 (7.2.1), pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20MPa et au plus égale à 45MPa. Par contre sa résistance à la traction est faible et elle est de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression.

1.8.1.2 Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour notre étude on prend $f_{c28}=25$ Mpa.

❖ 1.8.1.3. Résistance à la traction :

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

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

❖ Contraintes et déformations :

▲ Contrainte limites :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

▲ Diagramme parabole rectangle :

C'est un diagramme contraintes- déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

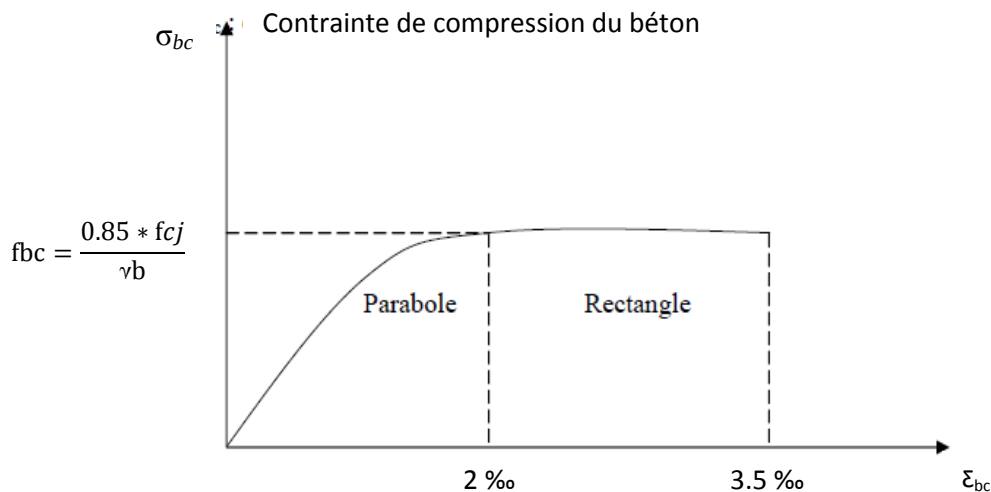


Figure I. 3 : Diagramme contraintes- déformations du béton

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

▲ 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 définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}, \text{ Avec } \begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce} \\ d : \text{hauteur utile} \end{cases}$$

▲ Etat limite de service (ELS):

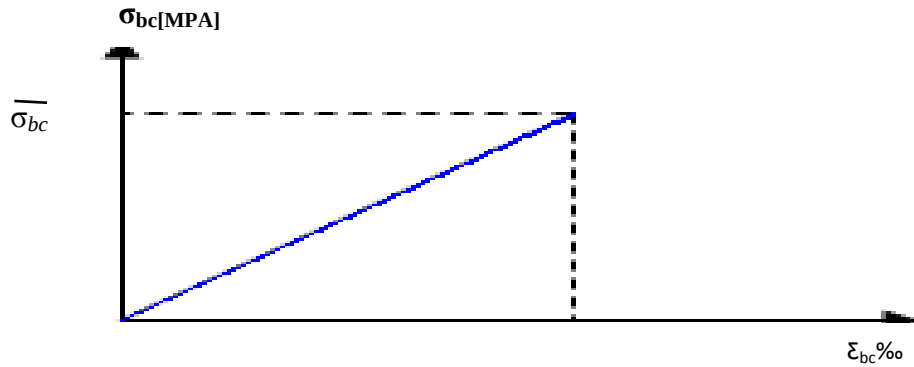


Figure I. 4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq -\sigma_{bc}$

Avec:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

▲ Module de déformation longitudinal du béton :

- Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}, \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en [MPa]}$$

$$E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}.$$

- Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = E_{ij} / 3, \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en [MPa]}.$$

$$E_{vj} = 10818,866 \text{ MPa}.$$

▲ Module de déformation transversale :

- Coefficient de poisson :

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta l / l)$$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta l / l)$: Déformation relative longitudinale.

D'après le BAEL91 (A.2.1, 3), Il est pris égale à :
$$\begin{cases} \nu = 0.2 \text{ pour ELS} \\ \nu = 0 \text{ pour ELU} \end{cases}$$

I.8.2. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

1.8.2.1. Contrainte limite :

-Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la figure (2.2).

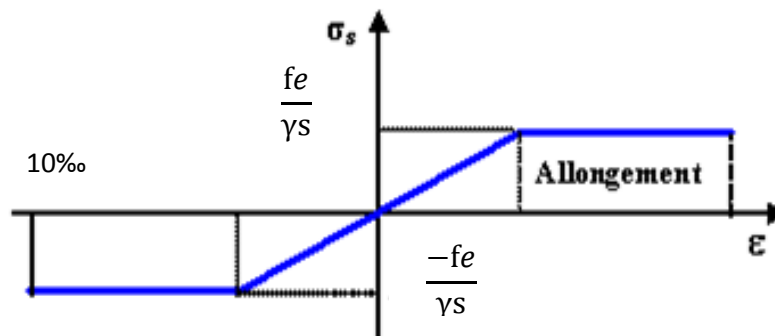


Figure I. 5: diagramme contrainte déformation d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire

-Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

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

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL). $\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s.$$

I .9 Les hypothèses de calculs :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours: $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance du béton à la traction: $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton: $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton: $E_{ij} = 32456.595$ Mpa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier:
 - ✓ longitudinales : on a choisi le : «fe.E. 400. » H.A $f_e = 400$ Mpa.
 - ✓ transversales : on a choisi le : «fe.E .235 » R.L.
 - ✓ treillis soudés (de la dalle de compression) : «fe.E 500 » H.A $f_e = 500$ Mpa.

II.1 introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version2003, C.B.A 93 et (B.A.E.L 91).

II.2 Détermination de l'épaisseur du plancher :

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 : $h \geq \frac{l}{22,5}$

RQ : pour des raisons économique on à ajouter une poutre forme L pour réduire la portée des plancher ($L < 4.75$).

l : plus grande portée dans le sens considéré

$$h \geq \frac{4,75}{22,5} = 0,21 \text{ cm} \quad h = 21 \text{ cm (16cm corps creux + 5cm dalle de compression).}$$

II.3 Descente des charges :

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

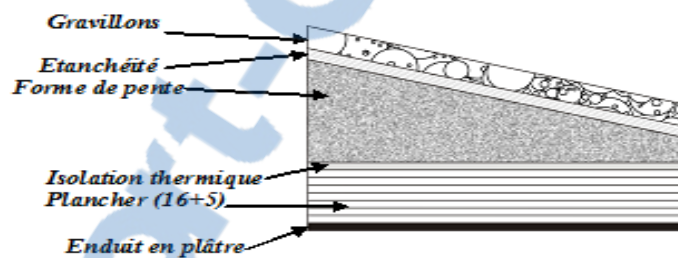


Figure II.1 Plancher type terrasse.

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

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	2200	0.1	220
Isolation thermique en liège	400	0.04	16
Dalle en corps creux (16+5)			310
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
G	663 kg/m ²		
Q	100 kg/m ²		

II.3.2 Plancher terrasse accessible :

Tableau II. 2 : Charge à la terrasse accessible due aux plancher corps creux.

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	462 kg/m ²		
Q	150 kg/m ²		

II.3.3 Plancher étage courant :

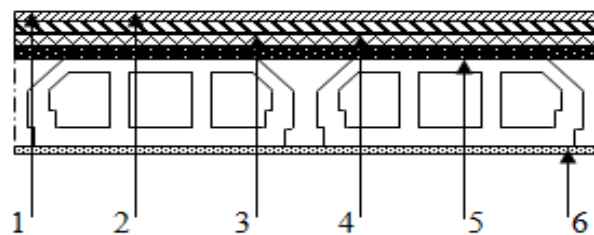


Figure II.2 Terrasse accessible

- | | |
|----------------------|---------------------------|
| 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 due aux planchers à corps creux de niveau courant.

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

❖ Surcharge d'exploitation (Q) :

Plancher RDC (usage de commerce) : $Q = 2.50 \text{ Kg/m}^2$.

II.3.4 Balcons :

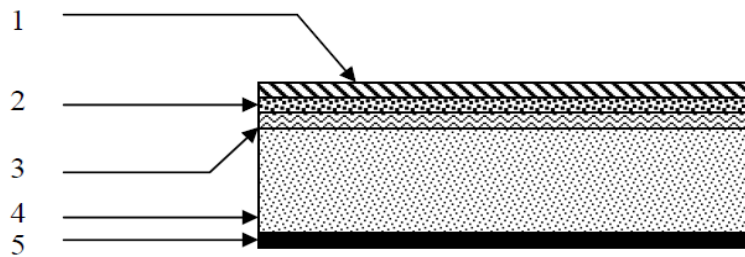


Figure II.3 balcons.

Tableau II. 4: Descente des charges des balcons.

désignation	$\rho \text{ (kg/m}^3\text{)}$	$e \text{ (m)}$	$G \text{ (kg/m}^2\text{)}$
1-Carrelage	2200	0,02	44
2-Mortier de pose	2000	0,02	40
3-Lit de sable	1900	0,02	38
4-Dalle en BA (dalle pleine)	2500	0,15	375
5-Enduit en plâtre	1000	0,02	20
G	517 kg/m²		
Q	350 kg/m²		

II.3.5 Murs :

❖ Murs extérieurs :

Tableau II. 5 : Charge permanente des murs extérieurs.

désignation	$\rho \text{ (kg/m}^3\text{)}$	$e \text{ (m)}$	$G \text{ (kg/m}^2\text{)}$
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	273 kg/m²		

❖ **Remarque :**

Les murs peuvent être avec ou sous ouvertures donc il est nécessaire d'utiliser des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

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

II.3.6 l'escalier :**a-Palier :****Tableau II. 6 :** Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.

Désignation	e (cm)	Masse volumique KN / m ³	Poids (KN / m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	18	0.36
Poids propre de palier	15	25	3.75
Enduit en plâtre	2	10	0.2
G	5.15		
Q	2.5		

b-Paillasse :**Tableau II. 7 :** Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.

Désignation	e (cm)	Masse volumique (KN / m ³)	Poids (KN / m ²)
Carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Couche de sable	2	19	0.38
Poids propre des marches	8.5	22	1.87
Poids propre de la paillasse	15	25/cos34, 215	4.53
Enduit en plâtre	2	10/cos34, 215	0.24
G	7.96		
Q	2.5		

II.3.7 Dalle pleine :

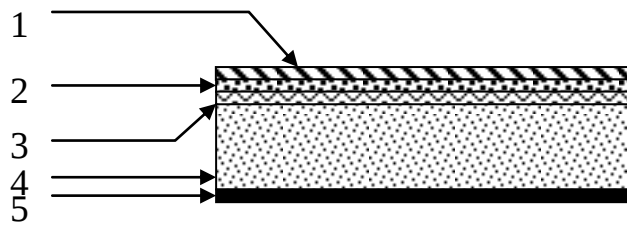


Figure II.4 une dalle pleine.

Tableau II. 8 : Prédimension de la dalle pleine

N°	Désignation	Ep (cm)	Densité (Kg/m ³)	Poids (Kg/m ²)
1	Carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	17	0,34
4	Dalle pleine	20	25	5,00
5	Enduit en plâtre	2	10	0,2
	G		6.38	
	Q		2.50	

II.3.8 L'acrotère :

❖ Type 1 (70 cm) :

$$S = \frac{0,05 \times 0,1}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 0,7).$$

$$S = 0,0775 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G = 0,0775 \times 2500 = 193,75 \text{ Kg/ml.}$$

La charge horizontale :

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

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

$W_p = 193,75 \text{ Kg/ml}$ poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8 \text{ KN}$ facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 193,75 = 62 \text{ Kg/ml}$$

$$\Rightarrow Q = 62 \text{ Kg/ml.}$$

▪ Type 2 (1,00m) :

$$S = \frac{0,05 \times 0,1}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,1 \times 1,00)$$

$$S = 0,1075 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G = 0,1075 \times 2500 = 268,75 \text{ Kg/ml.}$$

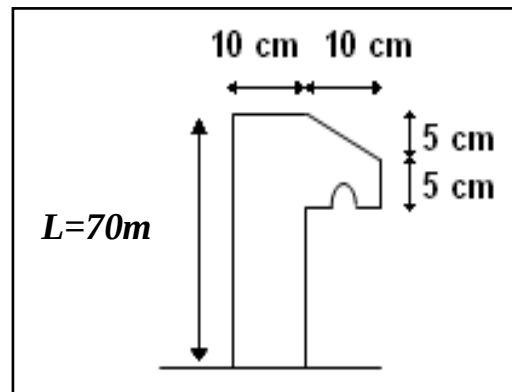


Figure II.5 Dimension de l'acrotère type1

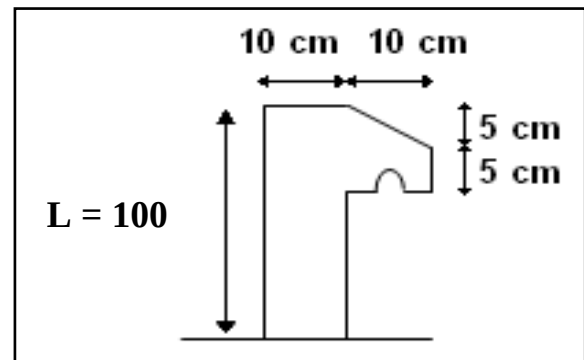


Figure II.6 Dimension de l'acrotère type 2

La charge horizontale :

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

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

$W_p = 268,75$ Kg/ml poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8$ KN facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 268,75 = 86 \text{ Kg/ml type2}$$

- $Q = 86 \text{ Kg/ml}$.

II.4 Pré dimensionnement des éléments structuraux :**II.4.1 Introduction :**

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre toutes les sollicitations suivantes :

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

Le pré dimensionnement de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91 et RPA99 version 2003.

II.4.2 Les poutres :**II.4.2.1 Les poutres principales :**

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

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

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

$$L = 6,55 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{655}{15} \leq h \leq \frac{655}{10} \\ 43.67 \leq h \leq 65.5 \end{cases} \quad \text{on prend : } h = 55 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \\ 10 \leq b \leq 25 \end{cases} \quad \text{on prend le min de R.P.A : } b = 30 \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99 version 2003 :

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 55 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ condition vérifié.
- ✓ $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,83 \leq 4$ condition vérifiée.

$$L = 6.55 \text{ m} \rightarrow P_1 (30 \times 55) \text{ cm}^2$$

$$L = 3.85 \text{ m} \rightarrow P_2 (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

II.4.2.2 Les poutres secondaires :

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculer.

D'après les règles de CBA93 on a :

$$L = 4.75 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \\ 31.67 \leq h \leq 47.5 \end{cases} \quad \text{on prend : } \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$$

$$\left\{ \frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \right.$$

$$8 \leq b \leq 20 \quad \text{on prend la min de R.P.A : } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

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

✓ $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.

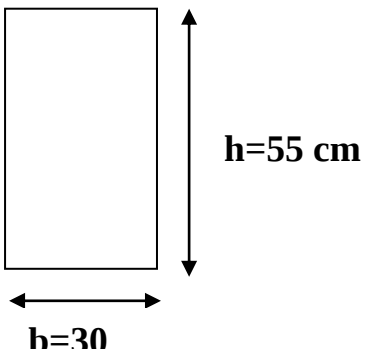
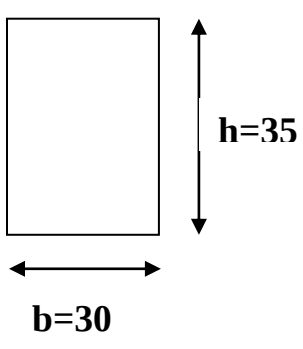
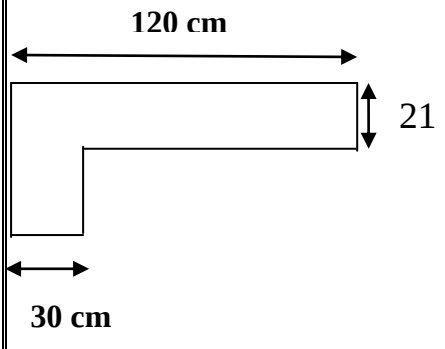
✓ $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ condition vérifié.

✓ $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1,17 \leq 4$ condition vérifiée.

$$L = 3.90 \text{ m} \rightarrow \text{Ch}_1 (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

$$L = 3.50 \text{ m} \rightarrow \text{Ch}_2 (30 \times 30) \text{ cm}^2.$$

Tableau II. 9 : Les dimensions des poutres.

Les poutres principales	Les poutres secondaires	Poutre en L
 $b=30$ $h=55 \text{ cm}$	 $b=30$ $h=35$	 120 cm 21 30 cm

▪ **Remarque :**

- On a utilisé une poutre forme L pour diminué la portée.

II.4.3 Les poteaux :

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

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

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m²) par étage.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

$$\min(a, b) \geq 25 \quad \text{Zone : 1 et 2}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad h_e : \text{hauteur d'étage}$$

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

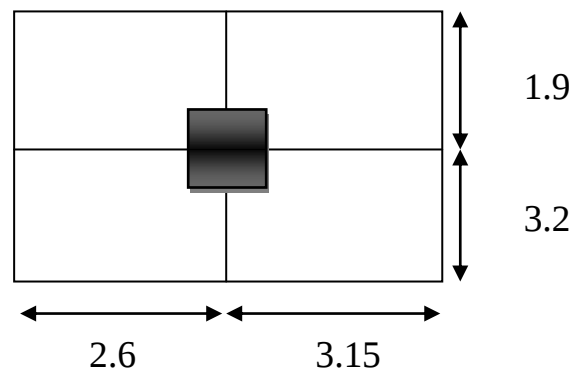


Figure II.7 Section supporté par le poteau le plus sollicité.

N_u : étant la charge verticale a l'ELU.

Avec : $N_u = P_u \times S \times n$

P_u : charge du plancher

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

S : surface supporté par le poteau le plus sollicité

$$S = 5.225 \times 5.75 = 30.04375 \text{ m}^2$$

n : nombre d'étage.

$$N_u = 1 \times 30.04375 \times 19 = 570,83125 = 5.7083 \text{ MN}$$

$$N_u = 5,7083 \text{ MN.}$$

- Section réduite :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

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

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

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

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (cas générale)}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec: } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (cas générale)}$$

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

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 5,7083}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} \Rightarrow B_r \geq 0,3663 \text{ m}^2$$

On a :

$$B_r \geq (a - 0,02)^2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{0,3663} + 0,02$$

$$\Rightarrow a \geq 0,625 \text{ m}$$

Donc on prend :

$$a = b = 65 \text{ cm} \quad \text{dont un poteau de } (65 \times 65) \text{ cm}^2$$

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

$$\min(a, b) \geq 25 \quad \Rightarrow a = 65 > 25 \quad \text{C.V}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \quad \Rightarrow a = 65 > \left(\frac{269}{20} = 13,45 \right) \quad \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \quad \Rightarrow \frac{1}{4} < \left(\frac{65}{65} = 1 \right) < 4 \quad \text{C.V}$$

▲ Vérification du poteau au flambement

On vérifie le poteau de 1^{er} sous-sol

- Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12}$$

$$= \frac{65 \times 65^3}{12}$$

$$\Rightarrow I_x = I_y = 1487552,0833 \text{ cm}^4$$

- Rayon de giration i_x, i_y :

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

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

$$A = 65 \times 65 = 4225 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = \sqrt{\frac{1487552,0833}{4225}}$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = 18,7639 \text{ cm}$$

- Calcul de l'élancement

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

Avec: $l_f = 0,7 \times l_0$ (cas générale)

$$l_0 = 2.89 \text{ m}$$

$$l_f = 2.023 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = \frac{202.3}{18,7639}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 10,78$$

Donc on a :

$$\lambda_x = \lambda_y = 10,78 < 50. \quad \text{C.V}$$

⇒ **Le flambement est vérifié**

Tableau II. 10 : Récapitulation du pré dimensionnement.

Poteaux	N étages	S (m ²)	Nu (MN)	A=B (m ²) calculé	A=b (m ²)	L ₀ (m)	$\lambda_x = \lambda_y$	Condition
1 ^{er} sous-sol	1	30,04375	5,7083125	0,6252345	0,65	2,89	10,7813	C.V
2 ^{ème} sous-sol	2	30,04375	5,407875	0,609092	0,65	2,89	10,7813	C.V
3 ^{ème} sous-sol	3	30,04375	5,1074375	0,5924945	0,65	3,01	11,2290	C.V
RDC	4	30,04375	4,807	0,5754013	0,60	5,23	21,1368	C.V
1 ^{er} étage	5	30,04375	4,5065625	0,557765	0,60	3,06	12,3672	C.V
2 ^{ème} étage	6	30,04375	4,206125	0,5395303	0,55	3,06	13,4911	C.V
3 ^{ème} étage	7	30,04375	3,9056875	0,520632	0,55	3,06	13,4911	C.V
4 ^{ème} étage	8	30,04375	3,60525	0,5009916	0,50	3,06	14,8402	C.V
5 ^{ème} étage	9	30,04375	3,3048125	0,4805144	0,50	3,06	14,8402	C.V
6 ^{ème} étage	10	30,04375	3,004375	0,4590833	0,45	3,06	16,4892	C.V
7 ^{ème} étage	11	30,04375	2,7039375	0,436551	0,45	3,06	16,4892	C.V
8 ^{ème} étage	12	30,04375	2,4035	0,412728	0,40	3,06	18,5502	C.V
9 ^{ème} étage	13	30,04375	2,1030625	0,3873634	0,40	3,06	18,5502	C.V
10 ^{ème} étage	14	30,04375	1,802625	0,3601124	0,35	3,06	21,2003	C.V
11 ^{ème} étage	15	30,04375	1,5021875	0,3304788	0,35	3,06	21,2003	C.V
12 ^{ème} étage	16	30,04375	1,20175	0,2977006	0,30	3,06	24,7338	C.V
13 ^{ème} étage	17	30,04375	0,9013125	0,2604958	0,30	3,06	24,7338	C.V
14 ^{ème} étage	18	30,04375	0,600875	0,216364	0,30	3,06	24,7338	C.V
15 ^{ème} étage	19	30,04375	0,3004375	0,1588503	0,30	3,06	24,7338	C.V

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 I : $\left\{ \begin{array}{l} - \text{nombre d'étages} \geq 4. \\ - \text{la hauteur} \geq 12 \text{ m.} \end{array} \right.$

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 :

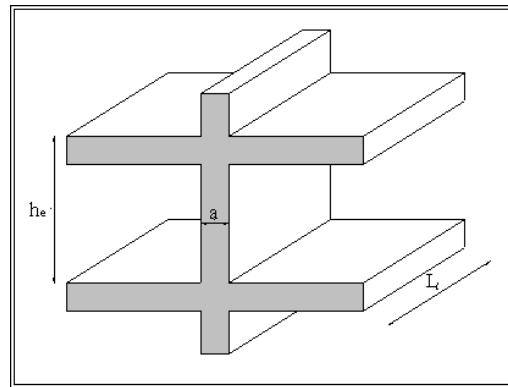


Figure II.8 Coupe de voile en élévation

Le **R.P.A 99(version 2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq h_e / 20 \end{array} \right.$$

Avec :

L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles ($a_{\min} = 15 \text{ cm}$)

h_e : hauteur libre d'étage.

On a : $\left\{ \begin{array}{ll} h_e = 3.01 \text{ m} \rightarrow a \geq 3.01/20 = 0,1505 & \text{pour les 3 sous-sols.} \\ h_e = 5.23 \text{ m} \rightarrow a \geq 5.23/20 = 0,2615 & \text{pour le RDC.} \\ h_e = 3.06 \text{ m} \rightarrow a \geq 3.06/20 = 0.153 & \text{pour les étages.} \end{array} \right.$

Donc on prend $a = 15\text{cm}$ pour tous les étages.

$a = 20 \text{ cm}$ pour les 3 sous-sols et RDC.

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.Étude du plancher:

Le plancher a corps creux est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent des hourdis creux, l'ensemble est recouvert par une dalle de répartition en béton armé d'un treillis soudé.

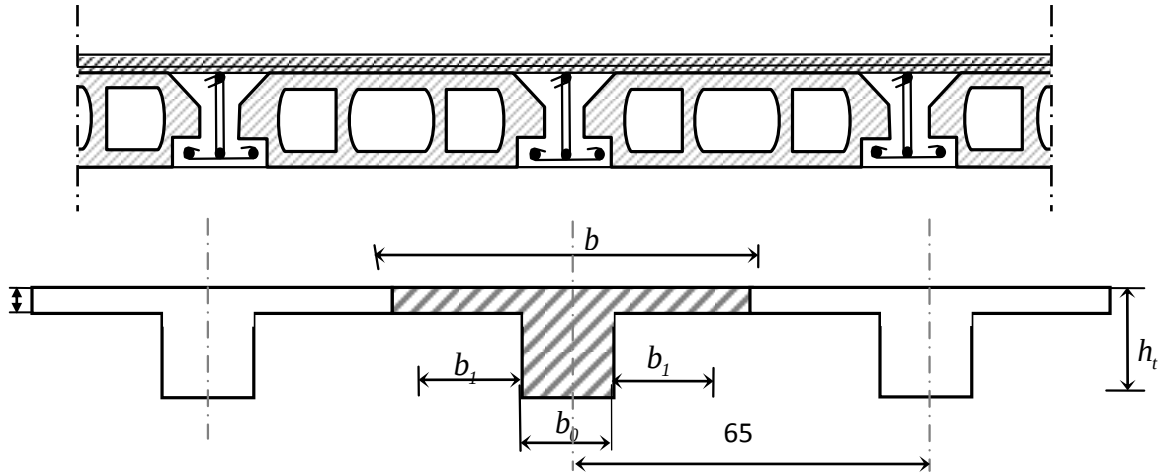


Figure III.1 plancher corps creux.

III.2.1.Les types des poutrelles :

D'après le pré dimensionnement des poutres principales et les plans de coffrages on distingue :

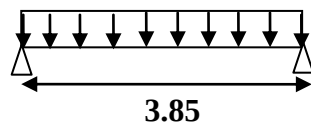
Niveau	Type
RDC	4
Etage courant et terrasse accessible	5
Terrasse inaccessible	1

Tableau III 1:les types des poutrelles.

RQ : pour des raisons économiques la position des poutrelles changes le sens.

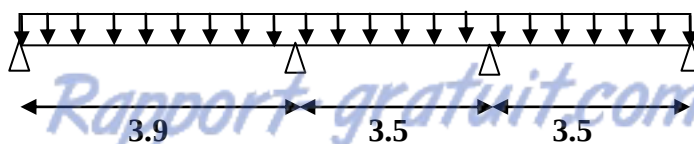
➤ Terrasse inaccessible : (unité = mètre)

Type 1 :



➤ Etage courant et terrasse accessible :

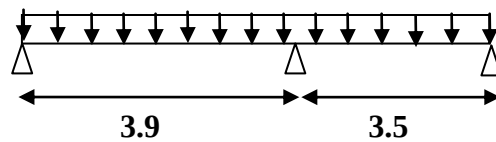
Type 1 :



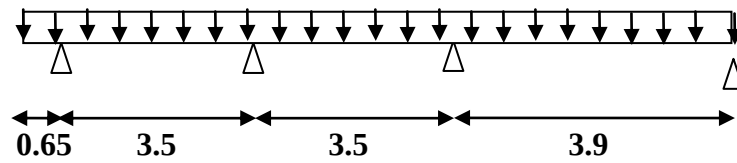
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES



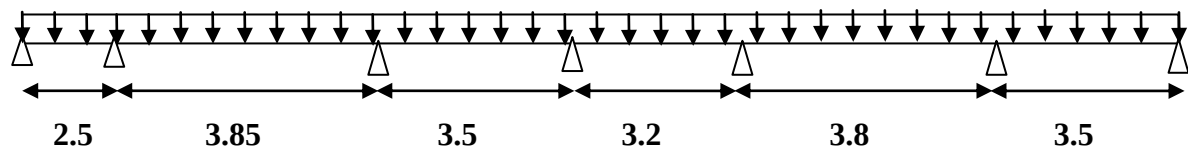
Type 2 :



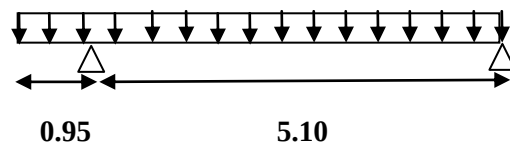
Type 3:



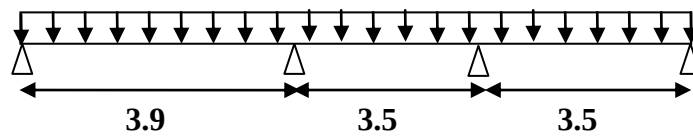
Type 4 :



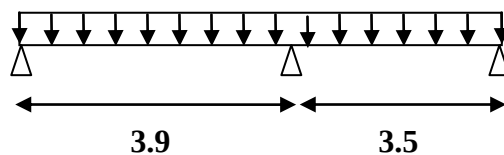
Type 5 :

➤ RDC ;

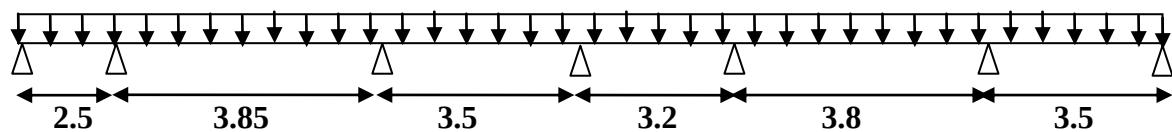
Type 1 :



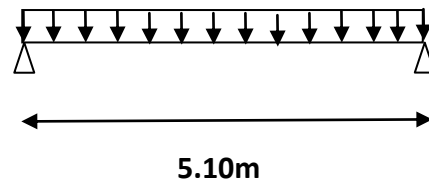
Type 2 :



Type 3 :



Type 5 :



III.2.2. Les charges des poutrelles :

Tableau III 2: Charges supporté par Les poutrelles.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	ELU (KN/m ²) (1.35G+1.5Q)*b	ELS (KN/m ²) (G+Q)*b
Terrasse inaccessible	6.63	1	0.60	6.2703	4.578
Terrasse accessible	4.62	1.5	0.60	5.0922	3.672
Etage courant	5.5	1.5	0.60	5.805	4.2
RDC	5.5	2.5	0.60	6.705	4.8

III.2.3 Détermination des efforts internes :

➤ Un exemple de calcul : RDC (type 1)

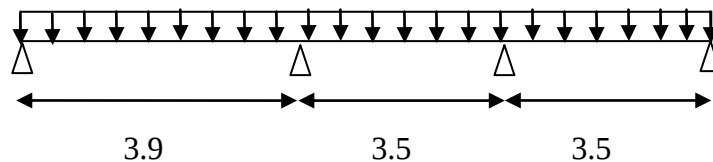


Figure III.2 Schéma statique de poutrelle RDC type 1

➤ Méthodes des trois moments ;

• ELU:

$$M_0 = M_3 = 0$$

✚ Noeud1:

$$2M_1(3.9 + 3.5) + M_2 \cdot 3.5 + 6 A_1 = 0$$

✚ Noeud2:

$$M_1 \cdot 3.5 + 2M_2(3.5 + 3.5) + 6 EI A_2 = 0$$

$$A_1 = R_1d + R_1g$$

$$A_1 = q L^3/24 + ql^3/24$$

$$A_1 = (3.9)^3 \times \frac{6.705}{24} + (3.5)^3 \times \frac{6.705}{24}$$

$$A_1 = 28.55 \text{ KN}$$

$$A_2 = R_2d + R_2g$$

$$A_2 = ql^3/24 + ql^3/24$$

$$A_2 = (3.5)^3 \times \frac{6.705}{24} + (3.5)^3 \times \frac{6.705}{24}$$

$$A_2 = 23.95 \text{ KN}$$

$$M_1 = -7.83 \text{ KN/ml}$$

$$M_2 = -9.71 \text{ KN/ml}$$

✚ Travée (0, 1):

$$\Sigma M/1 = 0$$

$$R_0 \cdot 3.9 + 9.71 - 6.705 (3.9)^2 / 2 = 0$$

$$R_0 = 10.58 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/0 = 0$$

$$R_1 \cdot 3.9 - 9.71 - 6.705 (3.9)^2 / 2 = 0$$

$$R_1 = 15.57 \text{ KN}$$

✚ Vérification :

$$\Sigma F_v = 10.58 + 15.57 - 6.705 (3.9) = 0$$

✚ Travée (1, 2):

$$\Sigma M/2 = 0$$

$$R_1 \cdot 3.5 + 9.71 - 7.83 - 6.705 (3.5)^2 / 2 = 0$$

$$R_1 = 11.19 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/1 = 0$$

$$R_2 \cdot 3.5 - 9.71 + 7.83 - 6.705 (3.5)^2 / 2 = 0$$

$$R_2 = 12.27 \text{ KN}$$

✚ Vérification :

$$\Sigma F_v = 11.19 + 12.27 - 6.705 (3.5) = 0$$

✚ Travée (2, 3) :

$$\Sigma M/3 = 0$$

$$R_2 \cdot 3.5 - 7.83 - 6.705 (3.5)^2 / 2 = 0$$

$$R_2 = 13.97 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/2 = 0$$

$$R_3 \cdot 3.5 + 7.83 - 6.705 (3.5)^2 / 2 = 0$$

$$R_3 = 9.50 \text{ KN}$$

✚ Vérification :

$$\Sigma F_v = 13.97 + 9.50 - 6.705 (3.5) = 0$$

✚ Section 1-1: $0 \leq x \leq 3.9$

$$M(x) = R_A x - q_u x^2 / 2$$

$$M(x) = 10.58 x - 6.705 x^2 / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(3.9) = -9.71 \text{ KN.m}$$

$$M'(x) = 0 \Leftrightarrow 10.58 - 6.705 x = 0 \Leftrightarrow x = 1.58 \text{ m}$$

$$M(1.58) = 8.35 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 10.58 - 6.705x$$

$$T(0) = 10.58 \text{ KN}$$

$$T(3.9) = -15.60 \text{ KN}$$

✚ Section 2-2 $0 \leq x \leq 3.5$

$$M(x) = R_A x - q_u x^2 / 2 + M_1$$

$$M(x) = 12.27x - 6.705x^2 / 2 - 9.71$$

$$M(0) = -9.71 \text{ KN.m}$$

$$M(3.5) = -7.83 \text{ KN.m}$$

$$M'(x) = 0 \Leftrightarrow 12.27 - 6.705x = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.83$$

$$M(1.83) = 1.51 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 12.27 - 6.705x$$

$$T(0) = 12.27 \text{ KN}$$

$$T(3.5) = -11.20 \text{ KN}$$

✚ Section 3-3 $0 \leq x \leq 3.5$

$$M(x) = R_A x - q_u x^2 / 2 + M_2$$

$$M(x) = 13.97x - 6.705x^2 / 2 - 7.83$$

$$M(0) = -7.83 \text{ KN.m}$$

$$M(3.5) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M'(x) = 0 \Leftrightarrow 13.97 - 6.705x = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.08 \text{ m}$$

$$M(2.08) = 6.72 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 13.97 - 6.705x$$

$$T(0) = 13.97 \text{ KN}$$

$$T(3.5) = -9.50 \text{ KN}$$

✚ ELS :

$$M_0 = M_3 = 0$$

✚ Nœud1:

$$2M_1(3.9 + 3.5) + M_2(3.5) + 6A_1 = 0$$

✚ Nœud2:

$$M_1(3.5) + 2M_2(3.5 + 3.9) + 6A_2 = 0$$

$$A_1 = R_{1d} + R_{1g}$$

$$A_1 = q L^3/24 + ql^3/24$$

$$A_1 = (3.9)^3 \times \frac{4.8}{24} + (3.5)^3 \times \frac{4.8}{24}$$

$$A_1 = 20.44 \text{ KN}$$

$$A_2 = R_2d + R_2g$$

$$A_2 = ql^3/24 + ql^3/24$$

$$A_2 = (3.5)^3 \times \frac{4.8}{24} + (3.5)^3 \times \frac{4.8}{24}$$

$$A_2 = 17.15 \text{ KN}$$

$$M_1 = -5.61 \text{ KN/ml}$$

$$M_2 = -6.95 \text{ KN/ml}$$

✚ Travée (0, 1):

$$\Sigma M/1 = 0$$

$$R_0 \cdot 3.9 + 6.95 - 4.8 (3.9)^2 / 2 = 0$$

$$R_0 = 7.57 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/0 = 0$$

$$R_1 \cdot 3.9 - 6.95 - 4.8 (3.9)^2 / 2 = 0$$

$$R_1 = 11.14 \text{ KN}$$

✚ Vérification :

$$\Sigma F_v = 7.57 + 11.14 - 4.8 (3.9) = 0$$

✚ Travée (1, 2):

$$\Sigma M/2 = 0$$

$$R_1 \cdot 3.5 + 6.95 - 5.61 - 4.8 (3.5)^2 / 2 = 0$$

$$R_1 = 8.01 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/1 = 0$$

$$R_2 \cdot 3.5 - 6.95 + 5.61 - 4.8 (3.5)^2 / 2 = 0$$

$$R_2 = 8.78 \text{ KN}$$

✚ Vérification :

$$\Sigma F_v = 8.01 + 8.78 - 4.8 (3.5) = 0$$

✚ Travée (2, 3) :

$$\Sigma M/3 = 0$$

$$R_2 \cdot 3.5 - 5.61 - 4.8 (3.5)^2 / 2 = 0$$

$$R_2 = 10 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/2 = 0$$

$$R_3 \cdot 3.5 + 5.61 - 4.8 (3.5)^2 / 2 = 0$$

$$R_3 = 6.79 \text{ KN}$$

✚ Vérification :

$$\Sigma F_v = 10 + 6.79 - 4.8 (3.5) = 0$$

✚ Section 1-1: $0 \leq x \leq 3.9$

$$M(x) = R_A x - q_s x^2 / 2$$

$$M(x) = 7.57 x - 4.8 x^2 / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(3.9) = 6.98 \text{ KN.m}$$

$$M'(x) = 0 \Leftrightarrow 7.57 - 4.8 x \Leftrightarrow x = 1.58 \text{ m}$$

$$M(1.58) = 5.96 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 7.57 - 4.8 x$$

$$T(0) = 7.57 \text{ KN}$$

$$T(3.9) = -11.15 \text{ KN}$$

✚ Section 2-2 $0 \leq x \leq 3.5$

$$M(x) = R_A x - q_s x^2 / 2 + M_1$$

$$M(x) = 8.78 x - 4.8 x^2 / 2 - 6.95$$

$$M(0) = -6.95 \text{ KN.m}$$

$$M(3.5) = -5.62 \text{ KN.m}$$

$$M(x)' = 0 \Leftrightarrow 8.78 - 4.8 x \Leftrightarrow x = 1.83 \text{ m}$$

$$M(1.83) = 1.08 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = 8.78 - 4.8 x$$

$$T(0) = 8.78 \text{ KN}$$

$$T(3.5) = -8.02 \text{ KN}$$

✚ Section 3-3 $0 \leq x \leq 3.5$

$$M(x) = R_A x - q_s x^2 / 2 + M_2$$

$$M(x) = 10x - 4.8 x^2 / 2 - 5.61$$

$$M(0) = 5.61 \text{ KN.m}$$

$$M(3.5) = 0$$

$$M(x)' = 0 \Leftrightarrow 10 - 4.8x = 0 \Leftrightarrow x = 2.08\text{m}$$

$$M(2.08) = 4.80\text{KN.m}$$

$$T(x) = 10 - 4.8x$$

$$T(0) = 10\text{ KN}$$

$$T(3.5) = -6.8\text{KN}$$

III.3 Ferrailage des poutrelles : (RDC type1)

➤ L'utilisation de logiciel SAP 2000 :

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

ELU :

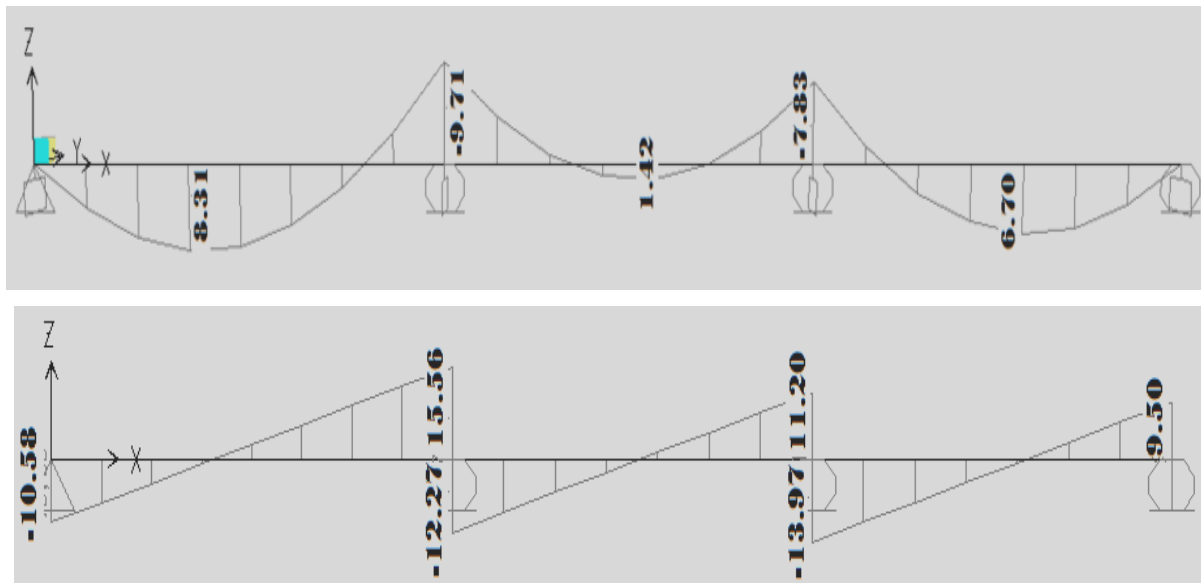


Figure III 3 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles à L'ELU

(RDC type 1).

ELS :

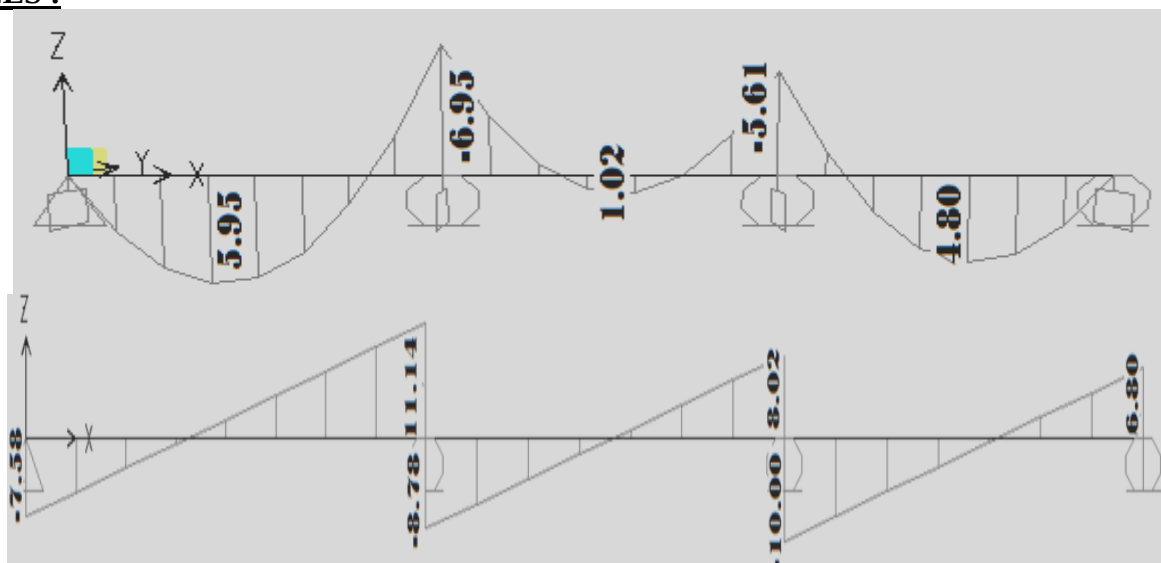


Figure III.4 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles à L'ELS

(RDC type 1).

Tableau III.2 : comparaison entre les résultats des moments.

Résultat calculé			Résultat obtenue SAP 2000	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Appuie	-7.83	-5.61	-7.83	-5.61
	-9.71	-6.95	-9.71	-6.95
Travée	+8.35	+5.96	+8.31	+5.95
	+1.51	+1.08	+1.42	+1.02
	+6.72	+4.80	+6.70	+4.80

Tableau III.3 : comparaison entre les résultats des efforts tranchants.

Résultat calculé		Résultat obtenue SAP200	
ELU	ELS	ELU	ELS
-10.58	-7.57	-10.58	-7.58
+15.60	+11.15	+15.56	+11.14
-12.27	-8.78	-12.27	-8.78
+11.20	+8.02	+11.20	+8.02
-13.97	-10	-13.97	-10
+9.50	+6.8	+9.50	+6.80

III.3 .1 Armatures longitudinales : (flexion simple)• **ELU :**✚ **En travée :**

$$M_{\max} = 8.35 \text{ KN.m} = 0,00835 \text{ MN.m}$$

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

$$\text{Avec: } b = 0,6 \text{ m, } h_0 = 0,05 \text{ m, } h = 0,21 \text{ m}$$

$$d = 0,9 h = 0,189 \text{ m, } f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$M_t = 0,6 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right) = 0,0697 \text{ MN.m}$$

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

$$\mu_u = \frac{M_{\max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,00835}{(0,6) \cdot (0,189)^2 \cdot (14,17)} = 0,027$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R),$$

$$\text{Avec : } \alpha_R = \varepsilon_{bc} \cdot (\varepsilon_{bc} + \varepsilon_e)^{-1} = 3,5 \cdot \left(3,5 + \frac{3,5}{200000 \times 1,15} \right)$$

$$\alpha_R = 0,668,$$

$$\mu_R = 0,392$$

$$\Rightarrow \mu_u < \mu_R$$

=> Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,034 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,186m \end{cases}$$

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

$$A_{st} = \frac{0,00835}{400.(0,186)/1,15} = 1,29m^2.$$

On prend $A_{st} = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \text{Max}\left(\frac{b.h}{1000}; \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{st} \geq \text{Max}(1.26, 1.37)$$

$$\rightarrow A_{st} \geq 1.37 \text{ cm}^2 \rightarrow \underline{1.57 \geq 1.37 \text{ cm}^2 \text{ C.V}}$$

▲ **En appui :**

$$M_{\max} = 9.71 \text{ KN.m} = 0,00971 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{0,00971}{(0.12).(0.189)^2.(14.17)} = 0,159.$$

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,22 \\ Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,17m \end{cases}$$

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

$$A_{st} = 1.64 \text{ cm}^2.$$

⇒ On prend : $A_{st} = 1T10 + 1T12 = 1.92 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \text{Max}\left(\frac{b.h}{1000}; \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow A_{st} \geq 1.37 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \underline{1.92 \geq 1.37 \text{ cm}^2 (CV)}$$

- **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**

$$M_u = 8.35 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 5.96 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1.40$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0.034 < 0.40 \quad \text{C.V}$$

▲ **-En appuis :**

$$M_u = 9.71 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 6.95 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1.40$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{appui} = 0.22 < 0.40 \quad \text{C.V}$$

III.3 .2 Armature transversale :

• **Vérification au cisaillement**

Fissuration peu nuisible

$\tau_u = V_u / b_0 d$ avec :

$$b_0 = 0.12 \text{ m}, \quad d = 0.189 \text{ m}, \quad V_u = 15.60 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.687 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

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

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\begin{aligned} \phi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10}\right) && \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}, 1.2, \frac{12}{10}\right) \\ &&& \Rightarrow \phi_t \leq \min(0.6, 1.2, 1.2) \\ &&& \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm} \end{aligned}$$

• **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

- Zone nodale

$$\begin{aligned} S_t &\leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_{\min}, 30 \text{ cm}\right) && \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{21}{4}, 12 \times 1.2, 30\right) \\ &&& \Rightarrow S_t = 5 \text{ cm} \end{aligned}$$

-



- Zone courante

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

$$\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

• **Vérification au glissement :**

En appui :

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

$$-16.17 < 0 \quad \text{C.V}$$

• **Vérification de la flèche :**

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

$$L = 4.75 \text{ m} \Rightarrow f_{\text{admissible}} = 0.95 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b * h^3}{12} + 15 * A_{st} * \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0.6 * 0.21^3}{12} + 15 * 1.57 * 10^{-4} * \left(\frac{0.21}{2} - 0.021 \right)^2$$

$$I_0 = 4,7966 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\circ \quad \lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\varphi * (2 + 3 * \frac{b_0}{b})} \text{ Avec } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 * d} = \frac{1.57 * 10^{-4}}{0.12 * 0.189} \Rightarrow \varphi = 0,00692 \Rightarrow \lambda_i = 5.84$$

$$\circ \quad \mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \varphi * \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 0.686$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu} I_{fi} = 1,0539 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

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

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i * I_{fi}} = 0.00185 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Donc } f = \frac{L^2}{10} * \frac{1}{\gamma} \Rightarrow f = 0.0042 \text{ m} < f_{\text{admissible}} = 0.0095 \text{ m} \quad \text{c.v}$$

• **L'encrage des barres :**

Ls : Longueur de scellement.

φ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence ».

τ_s : contrainte d'adhérence.

$$\tau_s = 0.6 \varphi_s^2 f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa.}$$

Alors Ls $\Rightarrow$ Ls = 56,43 cm. On prend Ls = 57 cm. 835.2400.416

On adopte un crochet à ($\theta = 90^\circ$) avec $\alpha = 1.87$ et $\beta = 2,19$

$$L = L_2 + R + \text{et } L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta. R \quad 2\varphi$$

$$\Rightarrow L_2 = 57 - (16.10. \alpha) - \beta (5.5.1, 6). \Rightarrow L_2 = 4.63 \text{ cm.}$$

$$L = 46,3 + 5.50.16 + \frac{1}{2}16 \Rightarrow L = 14,2 \text{ cm.}$$

III.3 .3 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 5mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser : ϕ

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

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_1 \geq \frac{4.L}{f_e} \cdot \text{Avec} \quad \begin{cases} f_e = 500MPa. \\ L = 60 \text{ cm.} \end{cases}$$

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

Pour les armatures parallèles aux nervures :

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

Donc : On adopte un treillis soude de 5 espacement $(15*15) cm^2$.

RQ : les résultats suivants sont obtenus par le SAP2000 « les appuis semi-encastrement ».

Tableau III.4 Récapitulatif des moments des poutrelles à L'ELU

<i>Plancher</i>	M_{appui} [KN.m]	$M_{travée}$ [KN.m]	T_{appui} [KN]
T.inaccessible 1	-2.324	+11.62	-12.07
T.accessible 1	-7.37	+6.31	-11.82
T.accessible 2	-8.77	+5,79	-12.18
T.accessible 3	-5.37	+4.53	-11.84
T.accessible 4	-7.21	+4.55	-10.97
T.accessible 5	-2.30	+15.37	-13.44
Etage courant 1	-8.41	+7.19	-13.48
Etage courant 2	-10	+6.60	-13.88
Etage courant 3	-8.48	+7.17	-11.65
Etage courant 4	-8.22	+5.19	-12.51
Etage courant 5	-2.62	+17.53	-15.32
RDC type 1	-9.71	+8.35	-15.60
RDC type 2	-11.85	+7.62	-16.04
RDC type 3	-6.79	+5.99	-14.45
RDC type 5	4.324	+21.62	17.10

Tableau III.4.Récapitulatif du ferrailage des poutrelles (type 1, 2, 3,4)

	A_{st} calculé		A_{st} choisie	
	travée	appui	Travée	appui
RDC	1.29	2.03	2T10=1.57	2T12=2.26
Etage courant	1.11	1,67	2T10=1.57	1T12+1T10=1.92
Terrasse accessible	0.942	1,45	2T10=1.57	2T10=1.57
Terrasse inaccessible	1.81	0.35	1T12+1T10=1.92	2T10=1.57

Tableau III.5. : Récapitulatif du ferrailage des poutrelles (type 5).

	A_{st} calculé (cm)		A_{st} choisie (cm)	
	Travée	appui	Travée	appui
RDC	3.42	0.68	2T12+1T14=3.80	2T10=1.57
Etage courant	2.75	0.4	3T12=3.39	2T10=1.57
Terrasse accessible	2.40	0.35	2T10+1T12=2.70	2T10=1.57

IV.1. Etude du plancher dalle pleine :

IV.1.1. Calcul des Moments : (Sous-sol)

➤ Dalle portant dans 2 Sens :

$$0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1 \Rightarrow 0,4 < \frac{6,3}{6,55} < 1$$

$$0,4 < 0,96 < 1 \dots\dots C.V$$

• Conditions de flèches :

$$h \geq \frac{l_x}{40} \Rightarrow h \geq \frac{6,3}{40} = 0,1575 \text{ m}$$

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

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

• Les moments dus aux charges réparties :

✓ E.L.U :

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 ; \quad \mu_x = 0,0401$$

$$P_{E.L.U} = 1,35 \times 6,38 + 1,5 \times 2,5 \Rightarrow P_{E.L.U} = 12,363 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 0,0401 \times 12,363 \times 6,3^2$$

$$M_x = 19,676 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x ; \quad \mu_y = 0,9092$$

$$M_y = 0,9092 \times 19,676$$

$$M_y = 17,89 \text{ KN.m}$$

✓ E.L.S :

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 ; \quad \mu_x = 0,0474$$

$$P_{E.L.S} = 8,88 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = 16,71 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x ; \quad \mu_y = 0,9385$$

$$M_y = 15,68 \text{ KN.m}$$

• Le moment total appliqué sur la dalle :

❖ Pour M_x :

✓ E.L.U :

$$M_t = 0,8 M_x \text{ avec } M_x = 19,676 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t = 15,74 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 M_x \Rightarrow M_a = 5,90 \text{ KN.m}$$

• Condition de B.A.E.L :

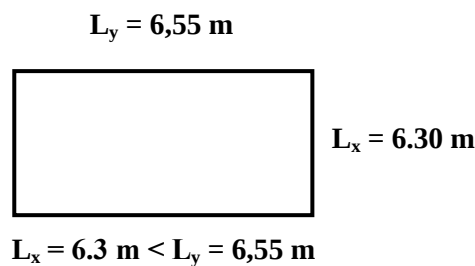
$$M_d = 0,5 M_x = 9,838 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,3 M_x = 5,90 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 23,609 \text{ KN.m} \geq 1,25 \cdot M_x = 24,595 \text{ KN.m} \dots\dots\dots C.N.V$$

$$\Rightarrow M_t = 0,85 M_x = 16,725 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 24,594 \text{ KN.m} = 1,25 \cdot M_x = 24,595 \text{ KN.m} \dots\dots\dots C.V$$



✓ **E.L.S :**

$$M_t = 0,8 M_x \text{ avec } M_x = 16.71 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t = 13.368 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 M_x \Rightarrow M_a = 5.013 \text{ KN.m}$$

• **Condition de B.A.E.L :**

$$M_d = 0,5 M_x = 8.355 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,3 M_x = 5.013 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 20.052 \text{ KN.m} \geq 1,25 \cdot M_x = 20.8875 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{C. N. V}$$

$$\Rightarrow M_t = 0,85 M_x = 14.2035 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_G + M_d}{2} = 20.8875 \text{ KN.m} = 1,25 \cdot M_x = 20.8875 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

IV.1.2. Calcul des Ferrailages :

On adoptera le même ferrailage suivant les deux directions

$$M_{travée} = 16.725 \text{ KN.m} ; M_{appui} = 5.90 \text{ KN.m}$$

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

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

Tableau IV.1 Ferrailage de la dalle.

Section	$M_u(\text{KN.m})$	M	A	Z (cm)	A_{smin}	A_s (cm ² /ml)	$A_{adopté/ml}$
Travée	16.725	0.0364	0.0463	0.1767	2.17	2,72	5T10=3,93
Appuis	5.90	0.0128	0.0161	0.1788	2.17	0,95	4T10=3.14

➤ **Vérification à L'E.L.S :**

On doit vérifier la condition suivant : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

• **En travée**

$$M_u = 16.725 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 14,2035 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,18$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,18 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,34 < 0,367 \quad \text{C.V}$$

- En appui

$$M_u = 5.90 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 5.013 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,18$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,18-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,34 < 0,367 \quad \text{C.V}$$

IV.2. Etude des Balcons :

IV.2.1. Introduction :

La dalle pleine est encastree dans la poutre, elle est assimilée à une console, le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, L'épaisseur des dalles pleines dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

L'épaisseur résulte des conditions:

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique $e \geq 12 \text{ cm}$
- Sécurité en matière d'incendie ($e = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu)

Donc on prend **$e = 15 \text{ cm}$** .

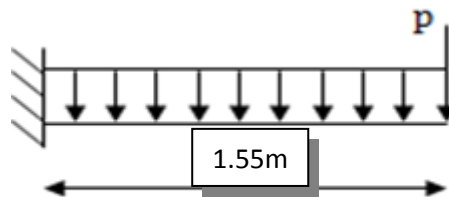


Figure IV.1. Schéma statique du balcon.

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

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

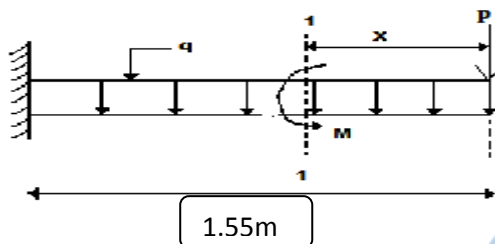
La charge des murs (force concentrée) $P = 1,38 \times 1,10 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 1,518 \text{ KN}$

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

IV.2.2. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :



• ELU :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1,55\text{m}$

$$M(x) = -P_u x - Q_u \frac{x^2}{2} = -2.05x - 12.23 \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.55) = -17.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -P_u - Q_u x = -2.05 - 12.23 x \rightarrow \begin{cases} T(0) = -2.05 \text{ KN} \\ T(1.55) = -21 \text{ KN} \end{cases}$$

• ELS :

$$M(x) = -P_s x - Q_s \frac{x^2}{2} = -1.518 x - 8.67 \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.55) = -12.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -P_s - Q_s x = -1.518 - 8.67 x \rightarrow \begin{cases} T(0) = -1.518 \text{ KN} \\ T(1.55) = -14.956 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.2.3. Détermination du ferrailage

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

• ELU :

➤ Armature longitudinale :

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

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

Tableau IV.2. Ferrailage du balcon

$M_u(\text{KN.m})$	M	A	Z (m)	$A_{s\min}$	A_s (cm ² /ml)	$A_{\text{adopté/ml}}$
17.87	0.069	0.0894	0.130	1.63	3.95	7T12=7.92

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

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

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

D'où : $A_{\text{choisi}} = 3.95 < 7.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{C.N.V}$

Choix : $A_{st} = 7T12 = 7.92 \text{ cm}^2$.

➤ **Armature de répartition :**

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

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

• **ELS :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

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

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

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

➤ **moment d'inertie :**

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

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

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

➤ **Calcul des contraintes :**

Béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{12.78 \times 10^{-3} \times 0.046}{1.265 \times 10^{-4}} = 4.65 \text{ Mpa}$$

Acier :

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

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{12.78 \times 10^{-3} (0.135 - 0.046)}{1.265 \times 10^{-4}} = 134.87 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

Béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{C28} = 0.6 \times 25$$

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

Acier

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1.6$$

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

Donc :

$$\sigma_{bc} = 4.65 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 134.87 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$T_{\max} = 21 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{21 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,155 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale}).$$

$$\overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Donc on a : } \tau_u = 0,155 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,55} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,097 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,20}{400}$$

$$\Rightarrow 0,0058 \leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

⇒ Donc le calcul de la flèche n'est pas utile.

IV.3. L'acrotère :

IV.3.1 Introduction :

L'acrotère est placé sur la terrasse pour la sécurité total contre toutes chutes Il se calcul comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse et soumise à son poids propre "G" et une surcharge due à une main courante estimée à 100 Kg / ml.

IV.3.2 Le rôle de l'acrotère :

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes.

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml

IV.3.3 Etude de L'acrotère :

• Poids propre de l'acrotère :

$G = 1.9375 \text{ KN/ml}$.

$Q = 0,62 \text{ KN/ml}$.

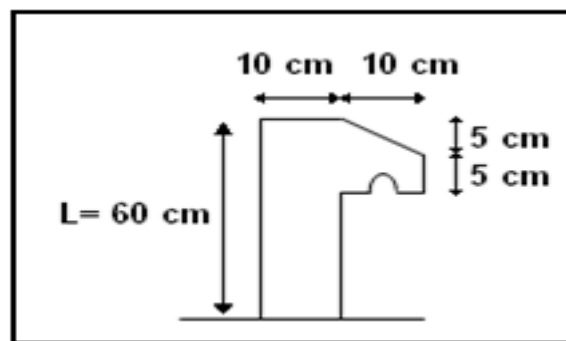


Figure IV.2. Schéma de l'acrotère Type 1

• Combinaisons d'action :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

E.L.U :

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q \text{ avec } M_G = 0$$

$$M_u = 1,5 \times (Q \times L) \rightarrow M_u = 1,5 \times 0,62 \times 0,7 = 0,651 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1,35 G \rightarrow N_u = 1,35 \times 1,9375$$

$$N_u = 2,6156 \text{ KN.}$$

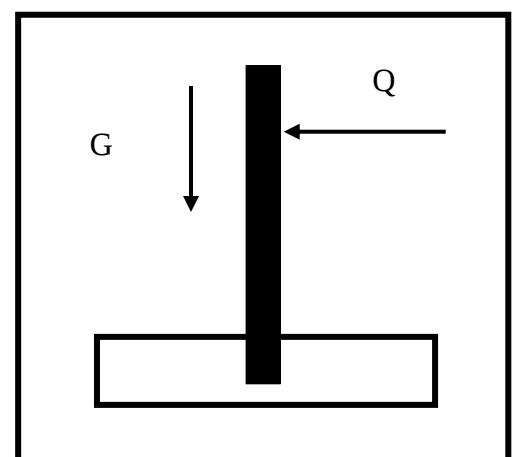


Figure IV.3. Schéma Statique Type 1

E.L.S :

$$M_s = M_G + M_Q \text{ avec } M_G = 0$$

$$M_s = (Q \times L) \rightarrow M_s = 0,62 \times 0,7 = 0,434 \text{ KN.m}$$

$$N_s = G \rightarrow N_s = 1,9375 \text{ KN.}$$

• Calcul de l'excentricité :

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

$$e = \frac{M_u}{N_u} \rightarrow e = \frac{0,651}{2,6156} \rightarrow e = 0,2133 \text{ m}$$

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

$$e > 1,67 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée, par ce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

• Détermination du ferrailage :**E.L.U :**

$$d = 0,9 h \rightarrow d = 0,09 \text{ m.}$$

$$d' = 0,1 - 0,09 \rightarrow d' = 0,01 \text{ m.}$$

Si la section est partiellement comprimée :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

• Moment de flexion fictif (Ma) :

$$M_a = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_a = 0,651 + 2,6156 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$M_a = 68,11 \cdot 10^{-5} \text{ MN.m}$$

• Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{68,11 \cdot 10^{-5}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,17}$$

$$\rightarrow \mu = 0,006$$

On a $\mu < \mu_r$.

$$0,006 < 0,186$$

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

$$\text{Alors : } A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right)$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \text{ avec } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 7,525 \cdot 10^{-3} \rightarrow Z = 0,0897 \text{ m.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ Mpa.}$$

Alors :

$$A_{st} = 0,1 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st \min} \geq 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,087 \text{ cm}^2.$$

Donc on prend : $A_{st} > 1,087 \text{ cm}^2$

$$A_{st} = 4 \text{ T } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

• Vérification des contraintes :

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\text{Avec } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot y}{S}$$

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s (d-y)}{S}$$

$$\sigma_{sc} = \eta \cdot \frac{N_s (d-d')}{S}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$M_s = 0,434 \text{ KN.m} ; \quad N_s = 1,9375 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} \rightarrow e = \frac{0,434}{1,9375} \rightarrow e = 0,224 \text{ m.}$$

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

$$p = -0,0656 \text{ m}^2$$

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

$$q = 0,00549 \text{ m}^3.$$

• **Méthode des itérations successives :**

On a :

$$e_1 = \frac{e_1 - q}{p} \dots \dots \dots (1) \quad \text{où} \quad e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q} \dots \dots \dots (2)$$

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

0,30	←	$e_1 = 0,50 \text{ m}$
0,24	←	0,30
0,22	←	0,24
0,20	←	0,22
0,196	←	0,20
0,194	←	0,196
0,193	←	0,194
0,192	←	0,193
0,192	←	0,192

On prend la valeur de : $e_1 = 19,2 \text{ cm}$

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

$$X = \frac{h}{2} + 0,166 - 0,192 \rightarrow X = 1,8 \text{ cm}$$

$$S = \frac{b X^2}{2} - n \times A_{st}(d - X)$$

$$S = \frac{1 \times 0,018^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,09 - 0,018)$$

$$S = 0,000055 \text{ m}^3.$$

• **Calcul des contraintes :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times X}{S}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{193,75 \times 10^{-5} \times 0,018}{55 \times 10^{-6}} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,63 \text{ Mpa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{N_s(d - X)}{S}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{193,75 \times 10^{-5}(0,09 - 0,018)}{55 \times 10^{-6}} \rightarrow \sigma_{st} = 38,78 \text{ Mpa.}$$

- **Calcul des contraintes admissibles :**

Béton :

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

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

Acier :

L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé ou noyée en eau de pluie donc la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

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

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

- **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 0,63 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 38,78 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

Pour les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0,502 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend : } A_r = 4 \text{ } \varnothing 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{L'espacement : } S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm.}$$

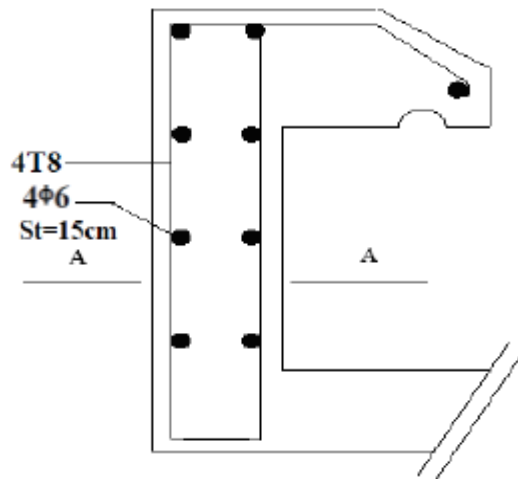


Figure IV.4.Ferrailage de l'acrotère Type 1

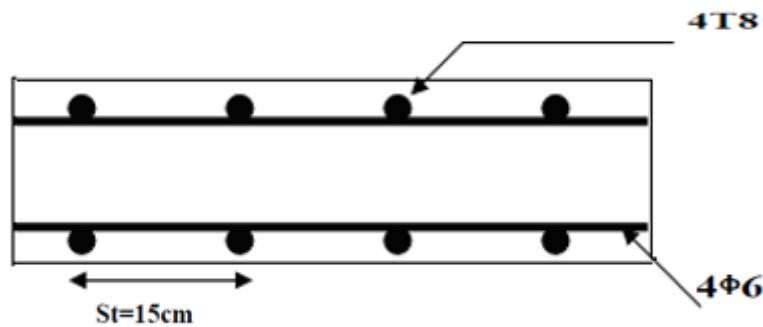


Figure IV.5.Coupe AA de l'acrotère type 1.

IV.3.4 Etude de L'acrotère Terrasse accessible :

- **Introduction :**

L'acrotère est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

L'acrotère est soumis à :

- un effort normal dû à son poids propre.
- une surcharge P appliquée horizontalement.

Cette surcharge engendre un moment de flexion qui prend une valeur maximale au niveau du plancher terrasse.

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G = WP = [(0.1 \times 1) + \frac{1}{2}(0.1+0.05) \times 0.1] \times 1 \times 2500$$

$$G = WP = 2,6875 \text{ kg/ml}$$

• **Evaluation de la charge horizontale :**

$$PH = F_p = 4 \times A \times CP \times WP \quad (\text{Selon RPA 99})$$

A : coefficient d'accélération de zone

CP : facteur de force horizontale

$$PH = F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2,6875$$

$$PH = F_p = 1.29 \text{ KN/ml}$$

3-1/ Calcul des sollicitations :

E.L.U :

$$M_u = 1.5 \times PH \times h = 1.5 \times 1.29 \times 1$$

$$M_u = 1.935 \text{ KN/ml}$$

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2,6875$$

$$N_u = 3.628 \text{ KN/ml}$$

E.L.S:

$$\begin{cases} d = 0.09 \text{ m} \\ d' = 0.01 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_u = PH \cdot h = 1.29 \times 1$$

$$M_u = 1.29 \text{ KN/ml}$$

$$N_u = G$$

$$N_u = 2.6875 \text{ KN/ml}$$

3-2/ Centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} \Rightarrow e = \frac{1.29}{2.6875} = 0.48 \text{ m}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.1 = 0.09 \text{ m}$$

$$d' = 0.1 - 0.09 = 0.01 \text{ m}$$

d : c'est la distance séparent la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d' : c'est la distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendu.

• Détermination des ferraillages :

➔ ferraillage principal :

E.L.U :

$$M_a = N_u \times e_a$$

$$e_a = e + [(h/2) - d'] = 48 + [(10/2) - 1] = 52 \text{ cm}$$

$$M_a = 3,628 \times 0.48 = 1,7414 \text{ KN.m}$$

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

γ_b : coefficient de sécurité

$$\gamma_b = 1.15$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.15} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,7414 \times 10^{-5}}{1 \times 0.09^2 \times 14.17}$$

$$\mu = 15,17 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu = 15,17 \times 10^{-3} \text{ MN.m} < 0.187 \text{ MN.m}$$

Pivot A : donc les aciers comprimés n'est pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 15,17 \times 10^{-3}})$$

$$\alpha = 0.019$$

$$z = 0.09 (1 - 0.4 \times 0.019)$$

$$z = 0.09 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{1,7414 \times 10^{-5}}{348 \times 0.019}$$

$$A_{st} = 0.45 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

$$M_a = N_s \times e_a$$

$$e_a = e + [(h/2) - d'] = 48 + [(10/2) - 1] = 52 \text{ cm}$$

$$M_a = 2,6875 \times 0,52 = 1,3975 \text{ KN.m}$$

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

γ_b : coefficient de sécurité

$$\gamma_b = 1,15$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,52 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,3975 \times 10^{-5}}{1 \times 0,09^2 \times 18,52}$$

$$\mu = 12,17 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu = 12,17 \times 10^{-3} \text{ MN.m} < 0,187 \text{ MN.m}$$

Pivot A donc les aciers comprimés n'est pas nécessaires.

$$\alpha = 0,019$$

$$z = 0,09 \text{ m}$$

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

$$\overline{\sigma_{st}} = \min (2 / 3 f_{te} ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min (266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa})$$

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

$$A_{st} = \frac{1,3975 \times 10^{-5}}{201,63 \times 0,09}$$

$$A_{st} = 0,77 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{st} = 2,012 \text{ cm}^2$ = on prend 4T8 $e = 15 \text{ cm}$

• Armature de répétition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1,13 \text{ cm}^2 = \text{on prend 4T6} \quad e = 15 \text{ cm}$$

- Vérification à l : E.L.S :

→ Les armatures transversales :

Selon RPA version 2003

$$\phi \leq \min (h / 35 ; \phi_{1\min} ; b / 10)$$

$$\phi \leq \min (1, 3,5) \text{ cm}$$

Avec : $\phi_{t \min}$: diamètre min des armatures longitudinal

$$\text{Donc } \phi_t \leq 1 \text{ cm}$$

On adopte ϕ_8

• Calcul de l'espacement de cadre :

D'après le RPA 99 version 2003 :

On adopte : $St = 5 \text{ cm}$ (zone nodale)

$St = 10 \text{ cm}$ (zone courante)

IV.4. Étude d'escaliers :

IV.4.1.Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite des marches horizontales (et paliers) Permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Un escalier est déterminé par sa hauteur son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

Ils sont soumis à des forces diverses (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux Différents accès, personnes ...), l'escalier est calculer à la flexion simple

Dans notre construction on distingue :

- 1-Escaliers à deux volées.
- 2-Escaliers balancés

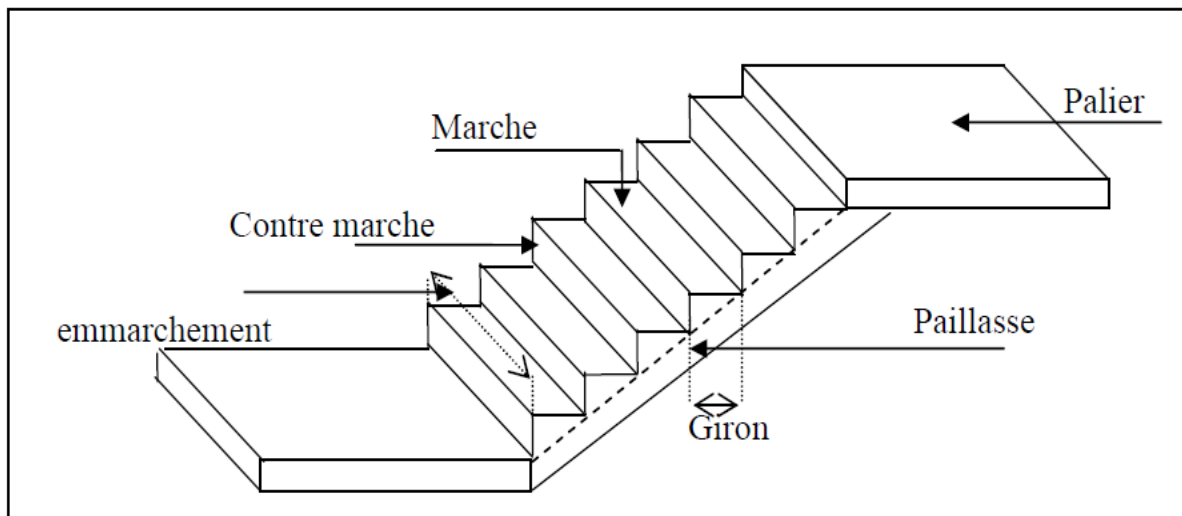


Figure IV.6. Schéma d'un escalier

IV.4.2. Dimensions des escaliers :

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

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

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.

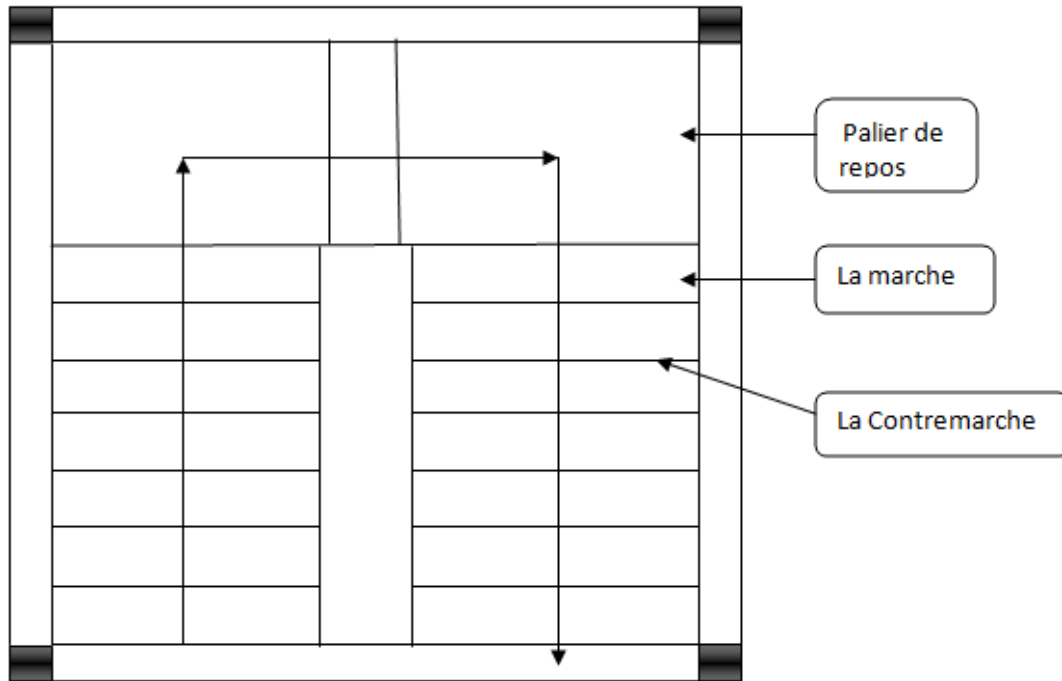
n: nombre de contre marches.

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

On trouve : h=17 cm g=30 cm

- **Type d'escalier** : on à 2 forme d'escalier avec 4 types sont :

- ✓ Escalier circulaire :
 - { Sous-sol 1 et 2.
 - { Sous-sol 3.
 - { RDC.
- ✓ Escalier avec deux volées et paliers de repos : entre les étages courant.



➤ **Nombre de contremarches:**

H= 3.06 m (étage courant et sous-sol 3).

H =5.23 m (RDC).

H=2,89 m (sous-sols 1 et 2)

$$n_1 = H/h \Rightarrow n_1 = 1.53/0.17 \Rightarrow n_1 = 9$$

$$n_2 = 2.615/0.17 \Rightarrow n_2 = 15.38 \Rightarrow n_2 = 16$$

$$n_3 = 1.445/0.17 \Rightarrow n_3 = 8.5 \Rightarrow n_3 = 9$$

➤ **L'inclinaison de la paillasse (étage courant et les sous-sols) :**

✓ $H = n \times h = 8 \times 0.17 = 1.36\text{m}$

$$L = (n-1) \cdot g = 7 \times 0.30 = 2.1\text{m}$$

$$\text{tg } \alpha = 1.36/2.1 = 0.6476 \Rightarrow \alpha = \underline{\underline{32.93^\circ}}$$

$$\Rightarrow \text{Cos } \alpha = 0.8342.$$

➤ **L'inclinaison de la paillasse (RDC) : H=5.23m**

$$H = n \times h = 16 \times 0.17 = 2.72\text{m}$$

$$L = (n-1) \cdot g = 15 \times 0.30 = 4.5\text{m}$$

$$\text{tg } \alpha = 2.72/4.5 = 0.604 \Rightarrow \alpha = \underline{\underline{31.13^\circ}}$$

$$\Rightarrow \text{Cos } \alpha = 0.8560.$$

- **L'épaisseur du palier intermédiaire:**

Généralement, il est utilisé pour un changement de direction :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{2.1}{30} \leq e \leq \frac{2.1}{20}$$

$$0.07 \leq e \leq 0.105.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{2.7}{30} \leq e \leq \frac{2.7}{20}$$

$$0.09 \leq e \leq 0.135.$$

Alors on prend $e=15$ cm.

Combinaisons d'action :

$$\text{Palier : } \begin{cases} G=5.15 \\ Q=2.5 \end{cases} \quad \text{paillasse : } \begin{cases} G=7.96 \\ Q=2.5 \end{cases}$$

Combinaisons d'action	La paillasse (KN /m ²)	palais (KN /m ²)
ELU =1.35G+1.5Q	14.496	10.7025
ELS=G+Q	10.46	7.65

Tableau IV.3.combinaison d'action

IV.4.3. Le type d'escalier :

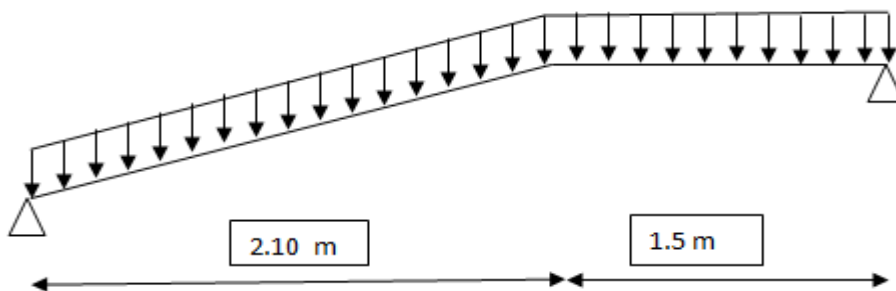


Figure IV.7.Schéma statique d'escalier.

➤ **ELU :**

- **Type 1 :**

$$R_A + R_B = 46.495 \text{ KN}$$

$$R_A = 24.83 \text{ KN}$$

$$R_B = 21.30 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A x - 14.496(x^2/2) \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.1) = 20.179 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 14.496x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 24.83 \text{ KN} \\ T(2.1) = -5.6116 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max}(1.71) = 21.26 \text{ KN.m.}$$

$$M(x) = 21.30x - 10.7025(x^2/2) \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.5) = 19.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -21.30 + 10.7025x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -21.30 \text{ KN} \\ T(1.5) = -5.25 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **ELS :**

$$R_A + R_B = 33.441 \text{ KN}$$

$$R_A = 17.95 \text{ KN}$$

$$R_B = 15.49 \text{ KN}$$

$$M(x) = 17.95x - 10.46(x^2/2) \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.1) = 14.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = 17.95 - 10.46x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 17.95 \text{ KN} \\ T(x) = -4.016 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max}(1.72) = 15.40 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 15.49x - 7.65(x^2/2) \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.5) = 14.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -15.49 + 7.65x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -15.49 \text{ KN} \\ T(1.5) = -4.015 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage :**

$$h = 0.15 \quad b = 1 \quad d = 0.135$$

Travée :

$$M_{ut} = 0.85 * M_u = 0.85 * 21.26 = 18.071 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0.5 * M_u = 0.5 * 20.179$$

$$= 10.09 \text{ KN.m}$$

$$U_u = 0.07$$

$$U_u < U_t \Rightarrow \underline{\underline{0.07 < 0.392 \quad \text{C.V.}}}$$

Tableau IV.4.Ferrailage d'escalier

Section	$M_u(KN.m)$	μ	α	Z (cm)	$A_s \text{ min}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{\text{adopté/ml}}$
Travée	18.071	0.07	0.091	0.130	1.63	3.99	5T12=5.65
Appuis	10.09	0.039	0.0497	0.132	1.63	2.20	3T12=3.39

➤ **Armature de répartition :**

-En travée : $A_{\text{répartition}} = A_{\text{adopté}} / 4 = 5.65 / 4 = 1.41 \text{ cm}^2$; on adopte : 3T₁₀=2.36cm²

-Sur appui : $A_{\text{répartition}} = A_{\text{adopté}} / 4 = 3.39 / 4 = 0.85 \text{ cm}^2$; on adopte : 2 T₁₀=1.57cm²

RPA :

$$A_{\min} = 0.5\% . b . h = 5 * 0.001 * 100 * 15 = 7.5 \text{ cm}^2.$$

$$5T12 + 3T12 = 8T12 = 9.03 \text{ C.V.}$$

ELS :

➤ **En travée :**

$$M_u = 18.071 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 13.09 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1.38$$

$$\alpha_{\text{travée}} \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{\text{travée}} = 0.091 < 0.44 \quad \text{C.V}$$

➤ **En appui :**

$$M_u = 10.09 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 7.315 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1.38$$

$$\alpha_{\text{appui}} \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{\text{appui}} = 0.0486 < 0.44 \quad \text{C.V}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.184 \text{ MPA} \Rightarrow \tau_u = 0.184 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

Tableau IV.5.Ferraillage final d'escalier

	Armature longitudinale		Armature de répartition	
	Calculée (cm ²)	Choisie (cm ²)	Calculée (cm ²)	Choisie (cm ²)
En travée	3.99	5T 12=5.65	1.41	3 T 10 =2.36
En appui	2.2	3T 12=3.39	0.85	2T 10 =1.57

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} * \frac{M_s}{M_u} \Rightarrow \underline{0.91 > 0.0625 \text{ C.V}}$$

IV.4.4.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.

- Selon le CBA 93

-La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}, \text{ avec } L=3.85\text{m} \Rightarrow \frac{385}{15} \leq h \leq \frac{385}{10} \Rightarrow 25.67 \leq h \leq 38.5 \text{ cm}$$

On prend h=35cm

-La largeur b de la poutre palière doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5 \text{ cm, on prend } b=30\text{cm}$$

- Selon le RPA99/ version 2003

$$h \geq 30 : \text{ vérifiée , } h=35 \text{ (CV)}$$

$$b \geq 20 : \text{ vérifiée , } b=30 \text{ (CV)}$$

$$h/b = 35/30 = 1.17 < 4 \text{ (CV)}$$

Donc on choisit une section de la poutre palière ($b \times h = 30 \times 35$) cm².

b) Evaluation des charges :

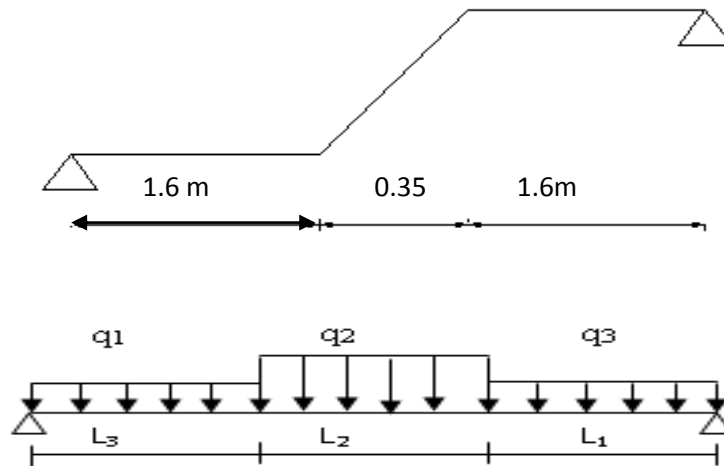


Figure IV.8. Schéma statique de la poutre palière

Dans notre cas on a une poutre brisée, alors on aura 2 types de charge permanente :

- La partie horizontale :

$$G_{1pp} = Qu2 = 1.35G1 + T_{u\max}.$$

$$Qu1 = (0.3 \cdot 0.35 \cdot 25) + (0.15 \cdot 25) \cdot (3.06 - (0.17 \cdot 8) - 0.4)$$

$$G_{1pp} = Qu2 = 7.5 \text{ KN/ml}$$

- La partie incliné :

$$G_{2pp} = (0.35 \cdot 0.3 \cdot 25) / (\cos 41.42) + (3.75 \cdot 1.3)$$

$$G_{2pp} = 8.38 \text{ Kn/ml}$$

La charge d'exploitation $Q=0$

- Réaction des escalier :

$$T_u = R_B / (L/2)$$

$$T_{u.\max} = 24.83 / (3.85/2) = 12.90 \text{ KN}$$

$$T_{s.\max} = 17.95 / (3.85/2) = 9.32$$

- Calcule des effort interne :

$$Qu1 = 1.35 \cdot (7.5) + 12.90$$

$$Qu1 = 23.025$$

ELS:

$$Qs1 = 16.82$$

$$Qu2 = 24.213$$

$$Qs2 = 17.7.$$

Après avoir utiliser SAP2000 on a obtenue les résultat suivant :

ELU :

$M_{max}=36.25 \text{ KN.m}$

ELS :

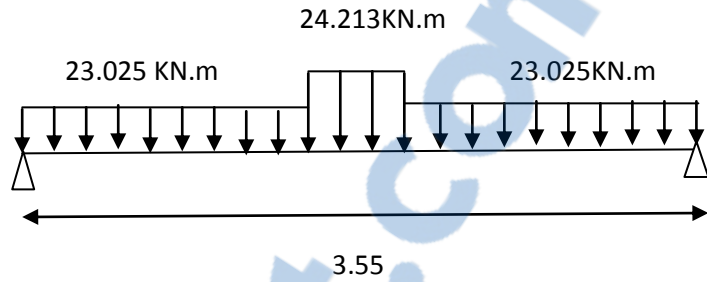
$M_{max}=26.49 \text{ KN.m}$

ELU :

$T_{max}=41.08$

ELS :

$T_{max}=30.01$



• **Calcule ferraillage :**

$h=0.35$, $b=0.3$ $d=0.315$ $f_c28=25$ $f_t28=2.1$ $f_{bc}=14.17$

ELU:

Section	$M_u(\text{KN.m})$	μ	α	Z (cm)	$A_s \text{ min}$	$A_s (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{adopté/ml}}$
Travée	30.8125	0.073	0.095	0.303	1.14	2.92	3T12=3.39
Appuie	18.25	0.043	0.055	0.308	1.14	1.70	3T10=2.36

Tableau IV.6.Ferraillage de la poutre palier

➤ **Armature de répartition :**

-En travée : $A_{\text{répartition}} = A_{\text{adopté}}/4 = 3.39/4 = 0.85 \text{ cm}^2$; on adopte : $3T_{10}=2.36 \text{ cm}^2$

-Sur appui : $A_{\text{répartition}} = A_{\text{adopté}}/4 = 2.36/4 = 0.59 \text{ cm}^2$; on adopte : $2 T_{10}=1.57 \text{ cm}^2$

RPA :

$A_{min}=0.5\%.b.h = 5*0.001*30*35=5.25 \text{ cm}^2$.

$3T_{12}+3T_{10}=5.75 \text{ C.V.}$

ELS :

➤ **En travée**

$M_u = 30.8125 \text{ KN.m}$

$M_s = 22.5165 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1.37$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0.095 < 0.435 \quad \text{C.V}$$

➤ En appui

$$M_u = 18.125 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 13.245 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,37$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,055 < 0,435 \quad \text{C.V}$$

➤ Vérification au cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.435 \text{ MPA} \Rightarrow \tau_u = 0.435 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \text{C.V}$$

• Calcul des armatures transversales

$$\begin{aligned} \phi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10}\right) & \Rightarrow \phi_t &\leq \min\left(\frac{35}{35}, 1,2, \frac{30}{10}\right) \\ & & \Rightarrow \phi_t &\leq \min(1.00, 1,2, 3) \\ & & \Rightarrow \phi_t &= 8 \text{ mm} \end{aligned}$$

• Calcul d'espacement des cadres

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

- Zone nodale

$$\begin{aligned} S_t &\leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_{\min}, 30 \text{ cm}\right) & \Rightarrow S_t &\leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,2, 30\right) \\ & & \Rightarrow S_t &= 7 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Zone courante

$$\begin{aligned} S_t &\leq \frac{h}{2} & \Rightarrow S_t &\leq \frac{35}{2} \\ & & \Rightarrow S_t &= 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

➤ Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{385} = 0,0909 \geq 0,0625 \dots \text{CV} \\ \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0909 \geq 0,085 \dots \text{CV} \\ \frac{A}{b.d} &\leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.03}{30 \times 40.5} = 0,0074 \leq 0,01 \dots \text{CV} \end{aligned} \right.$$

⇒ Donc le calcul de la flèche n'est pas utile.

IV.5.L'ascenseur :

IV.5.1.Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant. Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

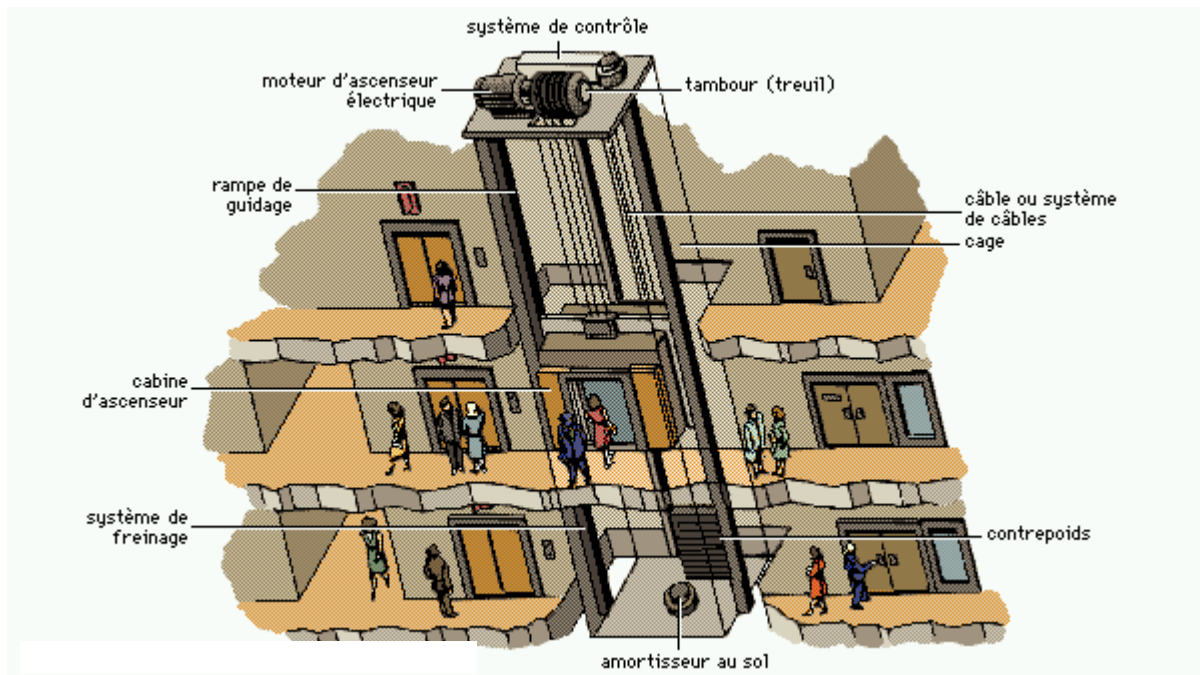


Figure. IV.9. Ascenseur

IV.5.2.Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants 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 :

- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine
- P_p : le poids de contre poids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'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.

Ses dimensions selon (NFP82-22)

- Largeur : 1,4 m
- profondeur : 1,4 m
- hauteur : 2,2 m
- la largeur de passage libre : 0,8m
- la hauteur de passage libre : 2,00m
- la hauteur de la course : 28,4m

La surface latérale $S = (1,40.2, 2).2 + (1,4.2, 2) = 9,24 \text{ m}^2$

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0 = 15 \text{ cm}$

a) Le poids mort :

Tableau IV.7. Le poids mort

Poids de la cabine: $S = 14,85 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 9,24 \times 1,4 = 148,8 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = 3,9 \times 3,85 = 15,015 \text{ m}^2$	$M2 = 110.15.015 = 1651,65 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 4,41 = 88,2 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $S = 0,2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

-Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 2360,65 \text{ kg}$

-le contre poids : $P_p = P_m + Q/2 = 2360,65 + \frac{675}{2} = 2698,15 \text{ kg}$

b) calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble)

Est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons

Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 550 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On a : $C_r = C_s.M \dots \dots (1)$

Avec C_s : coefficient de sécurité du câble

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe

$$M = Q + P_m + M_g \dots \dots \dots (2)$$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g \ll Q + P_m$) $\Rightarrow M = Q + P$

$$\text{Donc } C_r = C_s, M = C_s \cdot (Q + P) = 12(675 + 2360,65) = 36427,8 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être dévisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$$\Rightarrow C_r = \frac{36427,8}{0,85} = 42856,235 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec m : type de mouflage (2brins, 3brins, ...)

n : nombre des câble

Pour un câble de $d = 12,22 \text{ mm}$ et $m = 3$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{42856,235}{8152 \times 3} = 1,75 \text{ Soit } n = 2 \text{ câbles.}$$

Le nombre de câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

- Le poids des câbles (M_g) :

$$M_g = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble $m = 0,512 \text{ Kg/m}$

L : longueur du câble = $62,91 \text{ m}$

n : nombre des câbles = 2.

$$M_g = m \times n \times L = 0,512 \times 2 \times 62,91 = 64,42 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 2360,65 + 64,42 = 3100,07 \text{ kg}$$

Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 3 \times 2 \times 0,85 = 41575,2 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = C_r / M = \frac{42856,235}{3100,07} = 13,82 > 12 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul de la charge permanente total G:

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

- La charge permanente totale : $G = 2360,65 + 2698,15 + 1200 + 64,42 = 6323,22 \text{ kg}$
- la surcharge : $Q = 675 \text{ kg}$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9548,847 \text{ kg}$$

IV.5.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes) .

La charge totale ultime : $q_u = 9548.847 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{9548.847}{4} = 2387.21 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_0 \leq 0.045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

- Épaisseur de la dalle h_0

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{3.85}{3.9} = 0.99 \Rightarrow 0.4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$$

$$\text{Donc la dalle est portante dans 2 sens : } h_0 = \frac{l_x}{40} \Rightarrow h_0 = \frac{3.85}{40} \Rightarrow h_0 \geq 0.925 \text{ m}$$

On prend $h_0 = 15 \text{ cm}$

-Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen μ_c

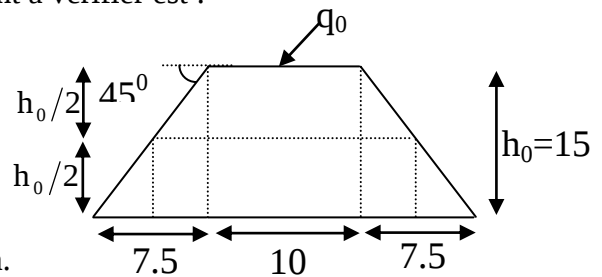
$$\mu_c = 2 \cdot (U \times V) \Rightarrow \begin{cases} U = a + h_0 + 1.5h_r = 10 + 15 + 1.5 \times 5 = 32.5 \text{ cm} \\ V = b + h_0 + 1.5h_r = 10 + 15 + 1.5 \times 5 = 32.5 \text{ cm} \end{cases}$$

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

$$q_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow q_u \leq 0.045 \times 1.3 \times 0.15 \times \frac{25000}{1.5} \Rightarrow q_u \leq 14625$$

$$\Rightarrow 14625 \geq 2387.21 \text{ kg} \rightarrow \text{CV}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.



IV.5.4. Evaluation des moments :

✚ Les moments dus aux charges concentrées

En absence d'une fiche technique concernant les deux moteurs mécanique des deux ascenseurs, on a supposé que chaque moteur a une dimension de (130*120) cm² posée sur 4 appuis de 10 cm de chaque côté.

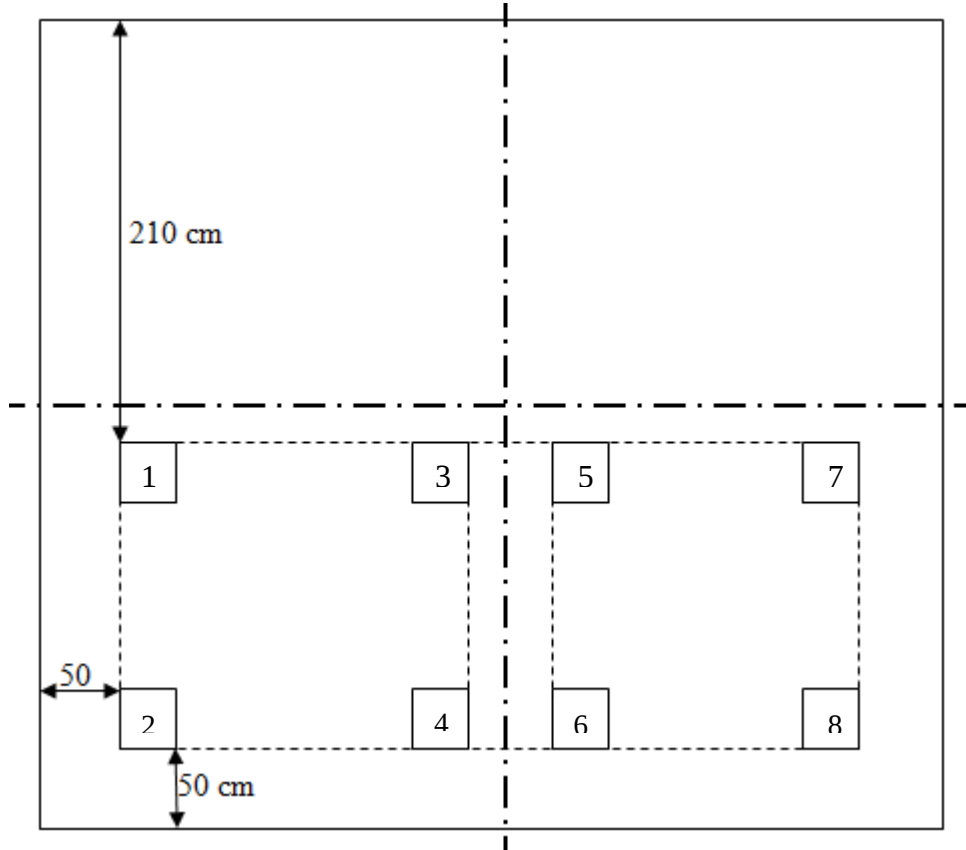
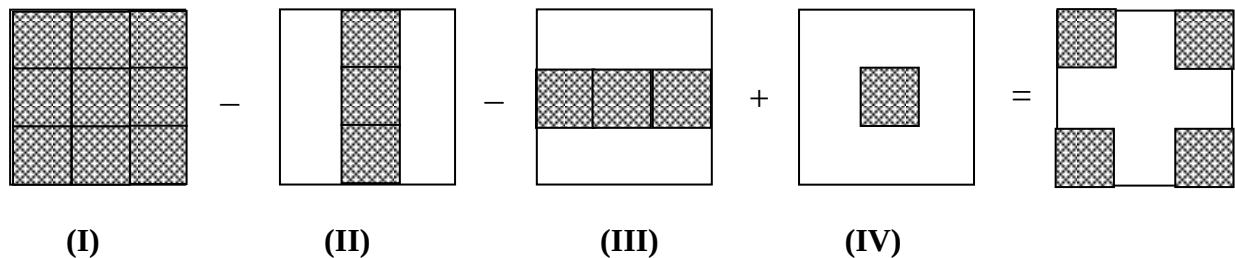


Figure. IV.10. le positionnement des moteurs d'ascenseur.

- Un exemple de calcul :
Rectangle 1 (la méthode de Pigeaud)

Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

$$(I) \Rightarrow \begin{cases} U_0 = 0.45 + 0.15 + 1.5 \times 0.05 = 0.675m \\ V_0 = 2.9 + 0.15 + 1.5 \times 0.05 = 3.125m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{U_0}{l_x} = \frac{0.675}{3.85} = 0.18 \\ \frac{V_0}{l_y} = \frac{3.125}{3.9} = 0.80 \end{cases}$$

$$(II) \Rightarrow \begin{cases} U_0 = 0.45 + 0.15 + 1.5 \times 0.05 = 0.675m \\ V_0 = 2.7 + 0.15 + 1.5 \times 0.05 = 2.925m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{U_0}{l_x} = \frac{0.675}{3.85} = 0.18 \\ \frac{V_0}{l_y} = \frac{2.925}{3.9} = 0.75 \end{cases}$$

$$(III) \Rightarrow \begin{cases} U_0 = 0.25 + 0.15 + 1.5 \times 0.05 = 0.475m \\ V_0 = 2.9 + 0.15 + 1.5 \times 0.05 = 3.125m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{U_0}{l_x} = \frac{0.475}{3.85} = 0.12 \\ \frac{V_0}{l_y} = \frac{3.125}{3.9} = 0.80 \end{cases}$$

$$(IV) \Rightarrow \begin{cases} U_0 = 0.25 + 0.15 + 1.5 \times 0.05 = 0.475m \\ V_0 = 2.7 + 0.15 + 1.5 \times 0.05 = 2.925m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{U_0}{l_x} = \frac{0.475}{3.85} = 0.12 \\ \frac{V_0}{l_y} = \frac{2.925}{3.9} = 0.75 \end{cases}$$

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) \times P \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0, ELU \\ \nu = 0.2, ELS \end{cases}$$

$$\text{Avec : } P = \frac{Q}{A} \cdot U.V \Rightarrow \begin{cases} ELU : P_u = 2387.21 \times U.V \\ ELS : P_s = 1749.55 \times U.V \end{cases} [KN]$$

Les moments suivant les deux directions :

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

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

Avec ν : coefficient de Poisson

À L'E L U ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P' \cdot S$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} P = \frac{q_0}{s} \cdot U.V = 2387.21 \cdot U.V \text{ KN} \\ \nu = 0 \dots \dots \dots ELU. \\ \nu = 0.2 \dots \dots \dots ELS. \end{cases}$$

$$M_1 \text{ et } M_2 \text{ à partir d'Abaque n°2 parce que } \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.85}{3.9} = 0.99 .$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x=3.9m$; $L_y=3.85m$.

Tableau IV.8. Les moments isostatiques des rectangles à L'ELU (KN.m)

		U	V	U_0/l_x	V_0/l_y	M_1	M_2	M_x	M_y
1	I	0,45	2,9	0.18	0.8	0,11	0,073	342,683	227,417
	II	0,45	2,7	0.18	0.75	0,106	0,077	307,448	223,335
	III	0,25	2,9	0.12	0.8	0,102	0,074	176,534	128,073
	IV	0,25	2,7	0.12	0.75	0,094	0,078	151,468	125,686
2	I	2,85	2,9	0.79	0.8	0,055	0,054	1085,165	1065,435
	II	2,85	2,7	0.79	0.75	0,058	0,056	1065,435	1028,696
	III	2,65	2,9	0.71	0.8	0,06	0,058	1100,742	1064,051
	IV	2,65	2,7	0.71	0.75	0,062	0,061	1058,990	1041,909
3	I	0,45	0,7	0.18	0.24	0,162	0,15	121,8193	112,795
	II	0,45	0,5	0.18	0.19	0,17	0,16	91,310	85,939
	III	0,25	0,7	0.12	0.24	0,19	0,15	79,374	62,664
	IV	0,25	0,5	0.12	0.19	0,2	0,169	59,680	50,429
4	I	2,85	0,7	0.79	0.24	0,076	0,072	361,94	342,898
	II	2,85	0,5	0.79	0.19	0,074	0,078	251,731	265,338
	III	2,65	0,7	0.71	0.24	0,079	0,077	349,833	340,977
	IV	2,65	0,5	0.71	0.19	0,082	0,078	259,370	246,718
5	I	0,45	0,7	0.18	0.24	0,162	0,15	121,819	112,795
	II	0,45	0,5	0.18	0.19	0,17	0,16	91,310	85,939
	III	0,25	0,7	0.12	0.24	0,19	0,15	79,374	62,664
	IV	0,25	0,5	0.12	0.19	0,2	0,169	59,680	50,429
6	I	2,85	0,7	0.79	0.24	0,076	0,074	361,948	352,423
	II	2,85	0,5	0.79	0.19	0,074	0,078	251,731	265,338
	III	2,65	0,7	0.71	0.24	0,079	0,08	349,833	354,261
	IV	2,65	0,5	0.71	0.19	0,082	0,078	259,370	246,718
7	I	0,45	2,9	0.18	0.8	0,11	0,073	342,683	227,417
	II	0,45	2,7	0.18	0.75	0,106	0,077	307,448	223,335
	III	0,25	2,9	0.12	0.8	0,102	0,074	176,534	128,073
	IV	0,25	2,7	0.12	0.75	0,094	0,078	151,468	125,686
8	I	2,85	2,9	0.79	0.8	0,055	0,054	1085,165	1065,435
	II	2,85	2,7	0.79	0.75	0,058	0,056	1065,435	1028,696
	III	2,65	2,9	0.71	0.8	0,06	0,058	1100,742	1064,051
	IV	2,65	2,7	0.71	0.75	0,062	0,061	1058,990	1041,909

$$M_x = \frac{M_{x1} + M_{x2} + M_{x3} + M_{x4} + M_{x5} + M_{x6} + M_{x7} + M_{x8}}{8} = 4.679 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 3.55 \text{ kN.m.}$$

Tableau IV.9. Les moments isostatiques des rectangles à L'ELS (KN.m).

		U	V	U ₀ /lx	V ₀ /ly	M ₁	M ₂	M _x	M _y
1	I	0,45	2,9	0.18	0.8	0,11	0,073	251,147	166,670
	II	0,45	2,7	0.18	0.75	0,106	0,077	225,324	163,679
	III	0,25	2,9	0.12	0.8	0,102	0,074	129,379	93,863
	IV	0,25	2,7	0.12	0.75	0,094	0,078	111,008	92,113
2	I	2,85	2,9	0.79	0.8	0,055	0,054	795,301	780,841
	II	2,85	2,7	0.79	0.75	0,058	0,056	780,841	753,916
	III	2,65	2,9	0.71	0.8	0,06	0,058	806,717	779,826
	IV	2,65	2,7	0.71	0.75	0,062	0,061	776,117	763,599
3	I	0,45	0,7	0.18	0.24	0,162	0,15	89,279	82,666
	II	0,45	0,5	0.18	0.19	0,17	0,16	66,920	62,983
	III	0,25	0,7	0.12	0.24	0,19	0,15	58,172	45,925
	IV	0,25	0,5	0.12	0.19	0,2	0,169	43,738	36,959
4	I	2,85	0,7	0.79	0.24	0,076	0,072	265,266	251,305
	II	2,85	0,5	0.79	0.19	0,074	0,078	184,490	194,462
	III	2,65	0,7	0.71	0.24	0,079	0,077	256,387	249,896
	IV	2,65	0,5	0.71	0.19	0,082	0,078	190,088	180,815
5	I	0,45	0,7	0.18	0.24	0,162	0,15	89,279	82,666
	II	0,45	0,5	0.18	0.19	0,17	0,16	66,920	62,983
	III	0,25	0,7	0.12	0.24	0,19	0,15	58,172	45,925
	IV	0,25	0,5	0.12	0.19	0,2	0,169	43,738	36,959
6	I	2,85	0,7	0.79	0.24	0,076	0,074	265,266	258,286
	II	2,85	0,5	0.79	0.19	0,074	0,078	184,490	194,462
	III	2,65	0,7	0.71	0.24	0,079	0,08	256,387	259,633
	IV	2,65	0,5	0.71	0.19	0,082	0,078	190,088	194,462
7	I	0,45	2,9	0.18	0.8	0,11	0,073	251,147	166,670
	II	0,45	2,7	0.18	0.75	0,106	0,077	225,324	163,679
	III	0,25	2,9	0.12	0.8	0,102	0,074	129,379	93,863
	IV	0,25	2,7	0.12	0.75	0,094	0,078	111,008	92,113
8	I	2,85	2,9	0.79	0.8	0,055	0,054	795,301	780,841
	II	2,85	2,7	0.79	0.75	0,058	0,056	780,841	753,916
	III	2,65	2,9	0.71	0.8	0,06	0,058	806,717	779,826
	IV	2,65	2,7	0.71	0.75	0,062	0,061	776,117	763,599

$$M_x = \frac{M_{x1} + M_{x2} + M_{x3} + M_{x4} + M_{x5} + M_{x6} + M_{x7} + M_{x8}}{8} = 3.58 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 2.605 \text{ kN.m.}$$

Moments dues aux charges réparties (poids propre):**Chargement :**

$$L_x = 3,85 \text{ m}$$

$$L_y = 3.9 \text{ m} \quad h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$- \text{ poids propre : } G = 0,15 \times 25 + 3,53 = 7,28 \text{ KN/m}$$

$$- \text{ charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ Kg /m}$$

$$\text{Charge ultime: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 11,328 \text{ kg/m}$$

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

✓ **Chargement**

$$G = 7,28 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\text{La méthode BAEL : } \Rightarrow \begin{cases} M''_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M''_y = \mu_y \cdot M''_x \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,85}{3,9} = 0,99$$

ELU

$$\rho = 0,99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0376 \\ \mu_y = 0,9771 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M''_x = 6,31 \text{ KN.m} \\ M''_y = 6,17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS

$$\rho = 0,99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0449 \\ \mu_y = 0,9847 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M''_x = 5,51 \text{ KN.m} \\ M''_y = 5,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ **Le moment total appliqué à la dalle**

ELU

$$M_x = M'_x + M''_x = 4,679 + 6,31 = 10,989 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M'_y + M''_y = 3,55 + 6,17 = 9,72 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_x = M'_x + M''_x = 3,58 + 5,51 = 9,09 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M'_y + M''_y = 2,605 + 5,42 = 8,025 \text{ KN.m}$$

IV.5.5. Calcul du ferrailage de la dalle :

On adoptera le même ferrailage suivant les deux directions

$$M_{travée} = 0,8M = 8,791 \text{ KN.m} ; M_{appui} = 0,3M = 3,296 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \cdot \sigma_s}, \text{ avec } Z = d (1 - 0,4\alpha), \quad \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \text{ et } \mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$A_{min} = (0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau IV.10. 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	8.791	0.034	0.043	0.132	1.63	1.92	4T10=3.14
Appuis	3.296	0.013	0.016	0.134	1.63	0.71	4T10=3.14

IV.5.6. Vérification a l'ELS :

On doit vérifier la condition suivant : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{C28}}{100}$, Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

• En travée :

$$M_u = 8.791 KN.m$$

$$M_s = 7.25((KN.m$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,21$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,21-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,016 < 0,355 \quad C.V$$

:

• En appui :

$$M_u = 3.296 KN.m$$

$$M_s = 2.727 KN.m$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,21$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,21-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,043 < 0,355 \quad C.V$$

IV.5.7 vérifications au cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,20 \times f_{C28}}{\gamma_b}, 5Mpa\right) = 3.33MPa$$

$$V_u = \frac{Q_u \cdot}{2} = \frac{(95.488 \times 2) + (25 \times 0.15 \times 3.85 \times 3.9)}{2} = 123.64KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.916MPa \Rightarrow \tau_u = 0.916MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \quad C.V.$$

V.1 Introduction :

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoquée par la rupture et changement de vitesse des roches en dessous. Pendant le tremblement de terre, le mouvement de terrain se produit au hasard dans tous les sens rayonnant d'un point dans la croûte terrestre, appelée l'épicentre. Il cause des vibrations des structures et induit des forces d'inertie sur elles.

V.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de la caractéristique dynamique propre de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pour quoi 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 Shell qui négligent les efforts membranaires.

Figure V.1.Modèle 3D de la structure



V.4 Méthodes de calculs :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

V.4.1 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

V.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.5 Combinaison d'action :

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

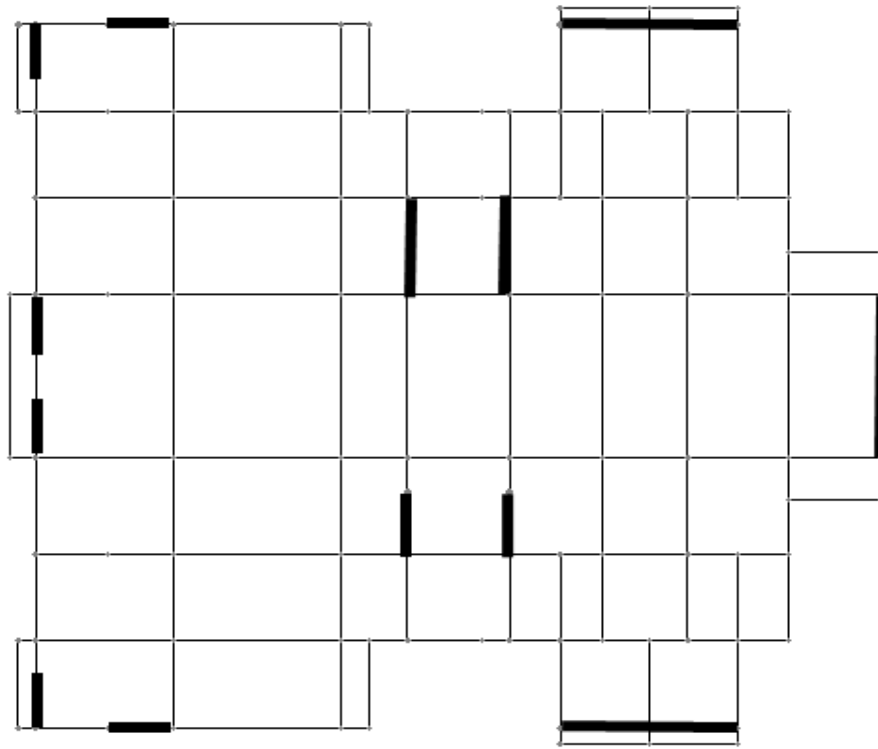
Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

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

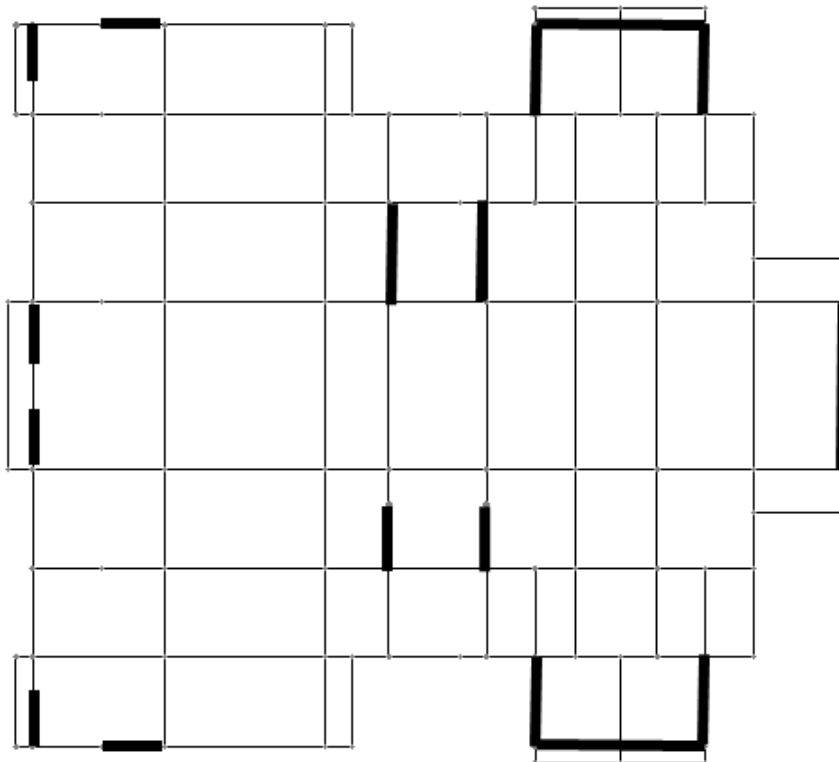
V.7 Analyse du modèle :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte portique -voile. Le choix de la position des voiles doit satisfaire un certain nombre de condition :

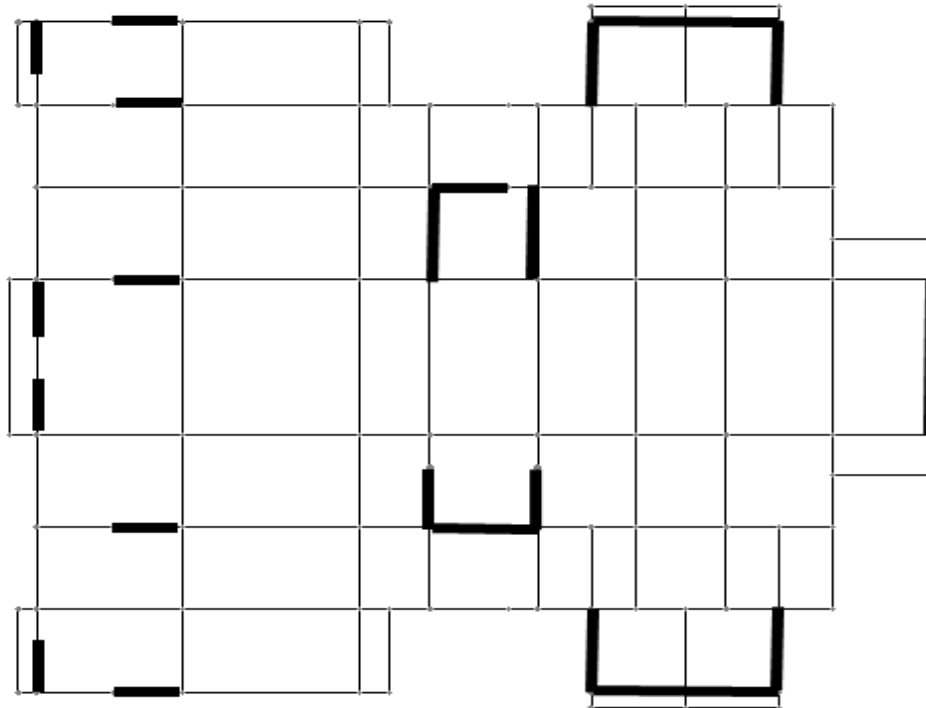
- Satisfaire les conditions d'architectures.
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure..



$T=2.43$ sec



$T=1.86$



T=1.63 sec

Figure V.2.La disposition des voiles

V.8 Méthode statique équivalente :

V. 8.1 Détermination des coefficients :

La formule de la force sismique totale à la base est donnée par le **RPA99** :

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

- 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) :

$$\begin{cases} \text{Grouped d'usage(1B)} \\ \text{Zone I} \end{cases} \Rightarrow A = 0.10 \quad (\text{Tableau (4-1) RPA99})$$

-Coefficient de comportement (R) :

La valeur de R est donnée par [Tableau (4-1) RPA99V2003] en fonction du système de contreventement :

D'après l'article (4.b de RPA 99V2003) pour **R = 4** il faut que les voiles :

- ⇒ Reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales
- ⇒ Reprennent la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \frac{P_{globale}}{P_{voiles}} = 35,20 > 20\% & \dots\dots\dots \text{CNV} \\ \frac{V_{global}}{V_{voiles}} = 46,30 < 100\% & \dots\dots\dots \text{CNV} \end{cases}$$

Donc le choix de R n'est pas valable, on prend **R = 5** (un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles).

-Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

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

η : facteur d'amortissement.

T : période fondamentale.

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie de site.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.8819$$

⇒ Site 3 (site meuble) : $T_2 = 0.5 S$

- **Estimation empirique de la période fondamentale**

Dans notre cas, la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99V2003

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

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

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 RPA99/version2003.

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

➤ **Dans le sens X :**

$$H_N = 59.92 \text{ m}$$

$$D = 31.85 \text{ m}$$

$$C_T = 0.05$$

$$T = \min (1.076 \text{ s}, 0.955 \text{ s})$$

$$\text{Donc : } T_X = 0.955 \text{ sec}$$

$$\text{On a : } T_2(S_3) = 0.5 \text{ s}$$

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

$$D = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Donc : } D_X = 1.43$$

➤ **Dans le sens Y :**

$$H_N = 59.92 \text{ m}$$

$$D = 28.35 \text{ m}$$

$$C_T = 0.05$$

$$T = \min (1.076, 1.0128 \text{ s})$$

$$\text{Donc : } T_Y = 1.0128 \text{ sec}$$

$$T_2(S_3) = 0.5 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$$

$$D = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Donc : } D_Y = 1.38$$

-Facteur qualité (Q) :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q, \quad p_q : \text{valeur de pénalité}$$

Tableau V.1.Pénalité correspondante au critère

	Q : X	Q : Y
Condition minimale des files porteuses	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

Notre structure est importante, on suppose que les matériaux utilisés sont contrôlé, et il est très probable qu'il doit y avoir un contrôle de la qualité de l'exécution des travaux.

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

V.8.2période et participation massique :

MODE	PERIODE	U _x	U _y	TYPE
1	1.631734	0%	56%	Translation
2	1.372033	59%	0%	Translation
3	1.121984	0%	0%	Rotation
4	0.442278	0%	13%	/
5	0.379855	16%	0%	/
6	0.285953	0%	1%	/
7	0.204708	0%	5%	/
8	0.181467	1%	0%	/
9	0.164406	0%	0%	/
10	0.159496	0%	0%	/
11	0.150329	0%	0%	/
12	0.148778	0%	0%	/

Tableau V.2Périodes et pourcentage de participation massique

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>Niveaux</i>	<i>Poids [T]</i>	<i>Niveaux</i>	<i>Poids [T]</i>	<i>Niveaux</i>	<i>Poids [T]</i>
S-SOL 1	1474.221	3	801	9	771
S-SOL 2	1475.667	4	796	10	767
S-SOL 3	1061.391	5	790	11	762
RDC	929.314	6	786	12	756
1	809.757	7	780	13	755
2	806	8	777	14	755
				15	717

Le poids total de la structure : $W = \sum W_i = 16569.35$ tonne.

V.8.4 Détermination de l'effort tranchant :

L'effort tranchant pour $R = 5$

$$V_x = \frac{0.10 \times 1.43 \times 1.05}{5} \times 16567 \Rightarrow V_x = 4975.07 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.10 \times 1.38 \times 1.05}{5} \times 16567 \Rightarrow V_y = 4801.11 \text{ KN}$$

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 RPA99V2003) :

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

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

Tableau V.4 Les forces sismiques de chaque niveau. Pour R=5

Niveaux	F_x [KN]	F_y [KN]	Niveaux	F_x [KN]	F_y [KN]
S-SOL 1	45.54	43.62	6	291.35	279.06
S-SOL 2	102.26	97.95	7	314.50	301.23
S-SOL 3	115.57	110.70	8	337.33	323.09
RDC	160.37	153.60	9	359.93	344.75
1	165.40	158.42	10	381.92	365.80
2	192.32	184.20	11	403.82	386.78
3	218.15	208.94	12	425.17	407.23
4	243.08	232.82	13	450.81	431.79
5	267.78	256.48	14	476.45	456.35
			15	868.49	855.90

V.9. Méthode d'analyse spectrale modale :

V.9.1. Spectre de réponse :

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

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

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 /s

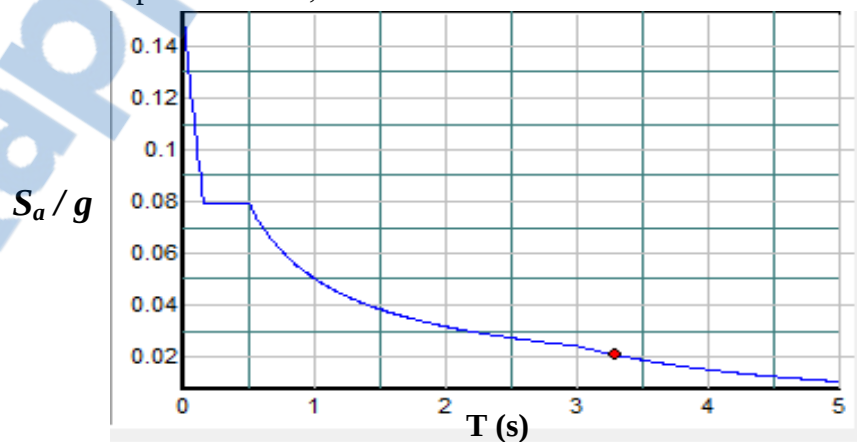


Figure IV.6. La courbe de spectre de réponse

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

R=5	V statique(KN)		V dynamique(KN)	
L'effort tranchant à la base	Vx	Vy	Vx	Vy
	4975.07	4801.11	4664.401	3894.514

E_x (dynamique) = 4664.401 KN

E_x (statique)] 0,8 = $4975.07 \times 0,8 = 3980,056$ KN

E_y (dynamique) = 3894,514 KN.

E_y (statique)] 0,8 = $4801,11 \times 0,8 = 3840,888$ KN.

$\Rightarrow 4664,401 > 3980,056$ C.V

$\Rightarrow 3894,514 > 3840,888$ C.V

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

« V_t dynamique $> 80\%$ V_t statique » **est vérifiée.**

VI.1 Introduction :

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

Pour la détermination des efforts internes et par conséquent le ferrailage des éléments structuraux.

On utilise un logiciel numérique de calcul (SAP2000), pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion déviée.

VI.2 Les poteaux :

VI.2.1 Combinaisons spécifiques de calcul :

Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91

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

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99

$$\begin{array}{l} 0,8 \times G \pm E \\ G+Q \pm E \end{array}$$

VI.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :

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

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \dots\dots\dots \text{RPA 99V2003, P50, §7.4.3}$$

Avec :

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

B_c : Section de poteau.

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

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour les combinaisons sismiques (G+Q- Ey) est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VI 1 : Vérification des poteaux sous sollicitations normales

Poteaux	N _d [KN]	B _c [cm ²]	F _{c28} [MPa]	v ≤ 0.3	Observation
P1	3436,55	70x70	25	0,28	C.V
P2	2944,05	65x65	25	0,28	C.V
P3	2495,005	60x60	25	0,27	C.V
P4	2116.001	55x55	25	0,28	C.V
P5	1751.729	50x50	25	0,28	C.V
P6	1404.058	45x45	25	0,28	C.V
P7	1072.087	40x40	25	0,27	C.V
P8	753.837	35x35	25	0,24	C.V
P9	445.078	30x30	25	0,20	C.V

VI .2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

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

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

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

$$\tau_u = V / bd$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{RPA 99V2003, P51, §7.4.3.2}$$

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

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots \dots \dots \text{RPA 99V2003, P71, §7.4.2.2}$$

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

$$L_f = 0,7 \times l_0$$

$$L_f (\text{Sous-sol 1 ; 2}) = 2,023 \text{ m}$$

$$L_f (\text{Sous-sol 3}) = 2,103 \text{ m.}$$

Lf (RDC)= 3,661 m.

Lf (étage courant)=2.142 m.

Tableau VI 2 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteaux	V (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Observation
Sous-sol 1 (70x70) cm ²	20,290	0,046	2,89	0,04	1	C.V
Sous-sol 2 (70x70) cm ²	32,967	0,075	2,89	0,04	1	C.V
Sous-sol 3 (65x65) cm ²	51,728	0,136	3,26	0,04	1	C.V
RDC (65x65) cm ²	26,866	0,071	5,63	0,075	1,87	C.V
1 ^{ier} étage (60x60) cm ²	43,442	0,134	3,57	0,04	1	C.V
2 ^{ème} étages (60x60) cm ²	45,902	0,142	3,57	0,04	1	C.V
3 ^{ème} étages (55x55) cm ²	39,146	0,144	3,89	0,04	1	C.V
4 ^{ème} étages (55x55) cm ²	45,418	0,167	3,89	0,04	1	C.V
5 ^{ème} étages (50x50) cm ²	37,056	0,165	4,284	0,04	1	C.V
6 ^{ème} étages (50x50) cm ²	43,707	0,194	4,284	0,04	1	C.V
7 ^{ème} étages (45x45) cm ²	34,519	0,189	4,76	0,04	1	C.V
8 ^{ème} étages (45x45) cm ²	41,183	0,226	4,76	0,04	1	C.V
9 ^{ème} étages (40x40) cm ²	31,190	0,217	5,35	0,075	1,87	C.V
10 ^{ème} étages (40x40) cm ²	37,390	0,260	5,35	0,075	1,87	C.V
11 ^{ème} étages (35x35) cm ²	26,59	0,241	6,12	0,075	1,87	C.V
12 ^{ème} étages (35x35) cm ²	31,766	0,288	6,12	0,075	1,87	C.V
13 ^{ème} étages (30x30) cm ²	20,688	0,255	7,14	0,075	1,87	C.V
14 ^{ème} étages (30x30) cm ²	21,88	0,270	7,14	0,075	1,87	C.V
15 ^{ème} étages (30x30) cm ²	26,24	0,324	7,14	0,075	1,87	C.V

VI.2.4 Calcul du ferrailage longitudinal :

D'après le RPA 99 (article 7.5.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera de 0.7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).

- Le moment max suivant la combinaison : $G+Q+1.2E$.
- On va prendre un seul type de poteau et on fait le calcul en flexion composée et les autres sont calculés par le SAP 2000.
- Soit le poteau de Sous-sol 1 (70 x70) :

Tableau VI 3. Sollicitation poteaux suivant la combinaison sollicitée de plus.

Poteau	M(KN.M)	N(K.N)	V(K.N)
70 x 70	72.83	3466,77	20,29

$$N = 3466,77 \text{ KN.}$$

$$M = 72,83 \text{ KN.m}$$

$$b = 0,70 \text{ m} ; d = 0,9, h = 0,63 \text{ m} ; d' = 0,1, h = 0,07 \text{ m.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{72,83 \times 10^{-3}}{3466,77 \times 10^{-3}} \Rightarrow e = 0,021 \text{ m.}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 2,1 + 35 - 7 \Rightarrow e_a = 30,1 \text{ cm.}$$

- Moment fictive (M_a) :

$$M_a = N \times e_a = 3466,77 \times 10^{-3} \times 0,301 \rightarrow M_a = 1,04 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow N_u (d-d') - M_a = -0,902 \dots\dots\dots (1)$$

$$\Rightarrow \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}\right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 1,01 \dots\dots\dots (2)$$

$$\Rightarrow -0,902 < 1,01$$

$$\rightarrow N (d - d') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}\right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \rightarrow C' \text{ est vérifié.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. $A_{sc} = 0$.

- Moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,04}{0,70 \times (0,63)^2 \times 14,17} = 0,26$$

$$\Rightarrow \mu = 0,26 < 0,392 \dots\dots\dots \text{S.S.A}$$

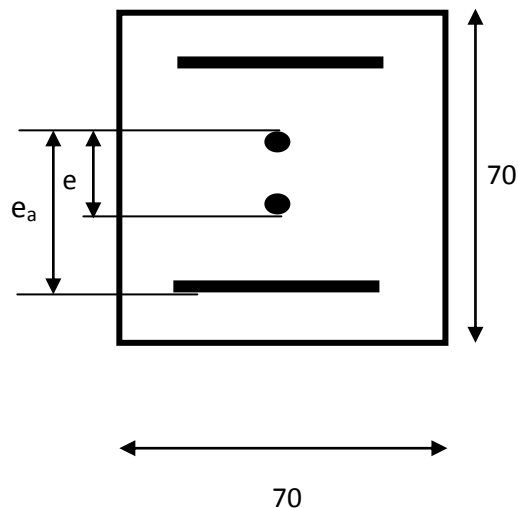
$$\alpha = 0,38 ; Z = 0,61 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{Z} - N \right] d' \text{ où } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{Cas accidentel}).$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{1}{400} \left[\frac{1,04}{0,38} - 3466,77 \times 10^{-3} \right] = -18,24 \text{ cm}^2.$$

Le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

Donc on va ferrailer avec A_{min} (RPA 99 V2003).



➤ Les résultats du ferrailage longitudinal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI 4 : Ferrailage des poteaux

Etage	Section (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²) Zone courante	A _{cal} (cm ²) SAP	Ferrailage longitudinal	Choix
					Section (cm ²)	
Sous-sol 1	(70x70)	34,3	147	14,70	37,70	12T20
Sous-sol 2	(70x70)	34,3	147	14,70	37,70	12T20
Sous-sol 3	(65x65)	29,57	126,75	12,675	31,42	10T20
RDC	(65x65)	29,57	126,75	12,675	31,42	10T20
1 ^{ier} étage	(60x60)	25,20	108	10,80	29,15	10T20
2 ^{ème} étages	(60x60)	25,20	108	10,80	29,15	10T20
3 ^{ème} étages	(55x55)	21,175	90,75	9,075	24,13	8T20
4 ^{ème} étages	(55x55)	21,175	90,75	9,075	24,13	8T20
5 ^{ème} étages	(50x50)	17,50	75	7,5	18,48	8T20
6 ^{ème} étages	(50x50)	17,50	75	7,5	18,48	8T20
7 ^{ème} étages	(45x45)	14,175	60,75	6,075	18,48	8T20
8 ^{ème} étages	(45x45)	14,175	60,75	6,075	18,48	8T20
9 ^{ème} étages	(40x40)	11,20	48	4,8	13,57	8T16
10 ^{ème} étages	(40x40)	11,20	48	4,8	13,57	8T16
11 ^{ème} étages	(35x35)	8,58	36,75	8,402	12,30	8T14
12 ^{ème} étages	(35x35)	8,58	36,75	8,402	12,30	8T14
13 ^{ème} étages	(30x30)	6,3	27	9,917	6,78	6T12
14 ^{ème} étages	(30x30)	6,3	27	9,917	6,78	6T12
15 ^{ème} étages	(30x30)	6,3	27	9,917	6,78	6T12

VI.2.5 Calcul du ferrailage transversal (RPA2003) :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h₁ : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale .

ρ_a :coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

ρ_a=2.5 Sil 'élancement géométrique λ_g ≥5.

ρ_a=3.75 Si l'élancement géométrique λ_g <5.

$f_e=400$ Mpa.

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right) \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

Avec Φ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

t : espacement des armatures transversales :

$t \leq \text{Min}(10\Phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodale (zone I).

$t' \leq 15\Phi$ en zone courante.

donc:

$$\begin{cases} t \leq \text{Min}(12; 15\text{cm}) \\ t' \leq 18\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} t = 10 \text{ cm} \\ t' = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I).....**RPA99**

$\Phi = 2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$,alors on adopte: $L_r = 80\text{cm}$.

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$,alors on adopte: $L_r = 65\text{cm}$.

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$,alors on adopte: $L_r = 60\text{cm}$.

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$,alors on adopte: $L_r = 50\text{cm}$.

- La Longueur des zones nodales :

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right)\text{cm} \dots\dots\dots \text{RPA99 V2003.}$$

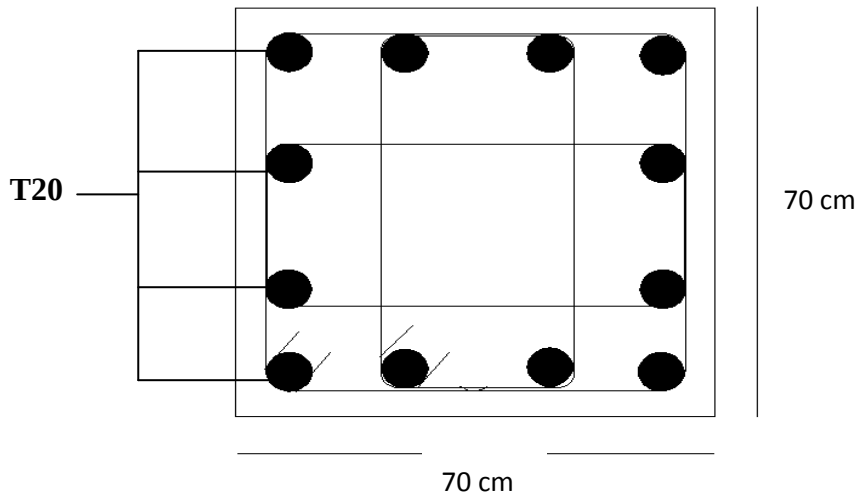
- Les résultats du ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI 5.La section des armatures transversal des poteaux

Etage	h(cm)	V _u (KN)	λ_g	ρ_a	f _c (Mpa)	t(cm)	t'(cm)	A _{calculer} (cm ²)
Sous-sol 1	70	20,290	2,89	3,75	235	10	15	0,462
Sous-sol 2	70	32,967	2,89	3,75	235	10	15	0,752
Sous-sol 3	65	51,728	3,26	3,75	235	10	15	1,180
RDC	65	26,866	5,63	2,5	235	10	15	0,408
1 ^{er} étage	60	43,442	3,57	3,75	235	10	15	0,990
2 ^{ème} étages	60	45,902	3,57	3,75	235	10	15	1,046
3 ^{ème} étages	55	39,146	3,89	3,75	235	10	15	0,892
4 ^{ème} étages	55	45,418	3,89	3,75	235	10	15	1,035
5 ^{ème} étages	50	37,056	4,284	3,75	235	10	15	0,844
6 ^{ème} étages	50	43,707	4,284	3,75	235	10	15	0,996
7 ^{ème} étages	45	34,519	4,76	3,75	235	10	15	0,787
8 ^{ème} étages	45	41,183	4,76	3,75	235	10	15	0,938
9 ^{ème} étages	40	31,190	5,35	2,5	235	10	15	0,485
10 ^{ème} étages	40	37,390	5,35	2,5	235	10	15	0,568
11 ^{ème} étages	35	26,59	6,12	2,5	235	10	15	0,404
12 ^{ème} étages	35	31,766	6,12	2,5	235	10	15	0,483
13 ^{ème} étages	30	20,688	7,14	2,5	235	10	15	0,314
14 ^{ème} étages	30	21,88	7,14	2,5	235	10	15	0,333
15 ^{ème} étages	30	26,24	7,14	2,5	235	10	15	0,399

Tableau VI 6.Ferrailage transversale des poteaux

Niveau	$\Phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1)$		Espace de Ferrailage transversal	
	$\Phi_l \leq$	choix	t(cm) zone nodale	t'(cm) zone courante
Les 3 Sous-sol ;RDC ;1,2,3,4,5 ^{ème} Etage	1,6	$\Phi 10$	10	15
6 ^{ème}11 ^{ème} étages	1,280	$\Phi 10$	10	15
12 ^{ème}15 ^{ème} étages	0,857	$\Phi 8$	10	15

Figure VI. 1.Ferraillage des poteaux de Sous-sol 1 (70x70)

VI.3 Les poutres :

VI.3.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les travées et les appuis des poutres sont sollicités défavorablement par :

- selon BAEL 91 :
E.L.U. : $1,35 G + 1,5 Q$
- selon le R.P.A 99 : $G+Q \pm E$
 $0.8G \pm E$

VI.3.2 Recommandation du RPA99 :

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

VI.3.3 Exemple d'étude de la poutre principale

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale intermédiaire située au plancher haut du RDC.

a-Calcul des armatures longitudinales

Tableau VI 7 : Sollicitation de la poutre principale

Section (cm ²)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _{st} (KN.m)	M _{sa} (KN.m)
30x55	83,77	-162,25	59,356	-115,22

1- Ferrailage en travée

- ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{83,77 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,495)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,0804$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0804})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,105.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,495 \times (1 - 0,4 \times 0,105)$$

$$\Rightarrow Z = 0,47$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{83,77 \times 10^{-3}}{0,47 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 5,12 \text{ cm}^2$$

▲ Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,65 \text{ cm}^2; 1,79 \text{ cm}^2)$$

Donc $5,12 > 1,79 \text{ cm}^2$ C.V

- ELS :

-Le moment maximum en travée $M_{\text{max}} = 59,356 \text{ KN.m}$.

$$\text{Il faut vérifier que } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{83,77}{59,356} = 1,41$$

$$\Rightarrow \frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,105 < 0,455 \text{ C.V}$$

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

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

2- Armatures minimales :

$A_{min}=0.5\%(b \cdot h) \dots \dots \dots \text{RPA99 V2003 page 52.}$

$$\Rightarrow A_{min}=0.005 \cdot 30 \cdot 55 = 8.25 \text{ cm}^2.$$

3- Armatures maximales :

Selon **RPA99 V2003**, page 73 :

- ▲ $A_{max} = 4\% (b \cdot h) \dots \dots \dots (\text{zone courante}).$
- ▲ $A_{max} = 6\% (b \cdot h) \dots \dots \dots (\text{zone de recouvrement}).$
- ▲ $A_{max} = 4\% (30 \cdot 55) = 66 \text{ cm}^2.$
- ▲ $A_{max} = 6\% (30 \cdot 55) = 99 \text{ cm}^2.$

4- Choix des Armatures :

Le choix des armatures en travée : « $A_{st} \Rightarrow 3T16$ » de section **6,03 cm²**.

b- Ferrailage en appui :**- ELU :**

$$\bullet \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{162,25 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,495)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,155.$$

$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,155})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,212$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,495 \times (1 - 0,4 \times 0,212)$$

$$\Rightarrow Z = 0,453$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{162,25 \times 10^{-3}}{0,453 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 10,29 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,65 \text{ cm}^2; 1,79 \text{ cm}^2)$$

Donc : $10,29 \text{ cm}^2 > 1,46 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{C.V}$

- ELS :

$$M_{Amax} = 115,22 \text{ kN.m.}$$

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{162,25}{114,22} = 1,42$$

$$\Rightarrow \frac{1,42 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,212 < 0,46 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

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

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

1- Armatures minimales :

$$A_{min} = 0.5\% (b \cdot h) \Rightarrow A_{min} = 0.005 \cdot 30 \cdot 55 = 8.25 \text{ cm}^2.$$

2-Choix des Armatures

Le choix des armatures en appui : « $A_{st} \Rightarrow 3T16 + 3T14$ » de section **10,65** cm².

c-L'espaceement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 page 53:

$$s_t \leq \min (h / 4, 12 \phi \text{ l min ; } 30 \text{ cm}) \Rightarrow \text{zone nodale}$$

$$s_t \leq h / 2 \Rightarrow \text{zone courant}$$

ϕ : le diamètre minimale des armatures longitudinale de la poutre considérée.

Tableau VI 8 : L'espaceement des armatures transversales

Poutre principale	$s_t \leq$ calculé (zone nodale)	s_t choisie (zone nodale)	$s_t \leq$ calculé (zone courant)	s_t choisie (zone courant)
(30x55)	13,75	10	27.5	20
(30x50)	12,5	10	25	20
(30x45)	11,25	10	22,5	20
(30x40)	10	10	20	20
(30x35)	8,75	7	17.5	15

d-Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min (h / 35, b / 10, \phi / \text{min})$$

on prend $\phi_t = \phi_{10}$

Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I).....RPA99

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}, \text{ alors on adopte: } L_r = 65 \text{ cm}.$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}, \text{ alors on adopte: } L_r = 60 \text{ cm}.$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}, \text{ alors on adopte: } L_r = 50 \text{ cm}.$$

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$$l' = 2 \times 55 = 110 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{« RPA99 V2003, page 49, fig 7.2 »}$$

Tableau VI 9 : Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre principale

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)
travée	5,12	3T14 + 3T12 = 8,01
appuis	10,29	3T14 + 3T16 = 10,65

VI.3.4 Exemple d'étude de la poutre secondaire :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire intermédiaire située au plancher du RDC.

a-Calcul des armatures longitudinales :

Tableau VI 10 : Sollicitation de la poutre secondaire

Section (cm ²)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _{St} (KN.m)	M _{sa} (KN.m)
30x35	5,48	12,41	3,9	8,85

1- Ferrailage en travée :

- ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,48 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,315)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,012.$$

$$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow \text{donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,015.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,015)$$

$$\Rightarrow Z = 0,313.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{5,48 \times 10^{-3}}{0,313 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 0,503 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,05 \text{ cm}^2; 1,14 \text{ cm}^2)$$

$$0,313 < 1,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

- ELS :

Le moment maximum en travée $M_{tmax}=3,9 \text{ KN.m.}$

$$\text{Il faut vérifier que } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{5,48}{3,9} = 1,41$$

$$\Rightarrow \frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,015 < 0,455 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

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

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

- Armatures minimales :Selon **RPA99 V2003**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) \dots\dots\dots \text{RPA99 V2003; page 52}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2.$$

- Armatures maximales :Selon **RPA99 V2003**, page 73 :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) \dots\dots\dots (\text{zone courante}).$$

$$A_{\max} = 6\% (b \times h) \dots\dots\dots (\text{zone de recouvrement}).$$

$$A_{\min} = 4\% (30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2 (\text{Zone courante}).$$

$$A_{\max} = 6\% (30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2 (\text{Zone recouvrement}).$$

- Choix des ArmaturesLe choix des armatures en travée: « $A_{st} \Rightarrow 3T12$ » de section **3,39 cm²**.**2- Ferrailage en appui :****- ELU :**

$$\bullet \mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12,41 \times 10^{-3}}{0,30 \times (0,315)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,0294.$$

$$\Rightarrow \mu_u < 0,392 \Rightarrow \text{donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0294})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,037.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,037)$$

$$\Rightarrow Z = 0,310$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{12,41 \times 10^{-3}}{0,310 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 1,15 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{st} \geq \max(1,05 \text{ cm}^2; 1,141 \text{ cm}^2)$$

$$1,15 > 1,141 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- ELS :

$$M_{A\max} = 8,85 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Il faut vérifier que } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} :$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{12,41}{8,85} = 1,402$$

$$\Rightarrow \frac{1,402 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,451$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,037 < 0,451 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

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

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

- Armatures minimales

$$A_{min} = 0.5\% (b \cdot h) \Rightarrow A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2.$$

- Choix des Armatures

Le choix des armatures en appui: « $A_{st} \Rightarrow 3T12$ » avec des chapeaux de section **4,62 cm²**.

3-L'espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99 page 53:

$$s_t \leq \min (h / 4, 12 \phi \text{ l min ; } 30\text{cm}) \Rightarrow \text{zone nodale}$$

$$s_t \leq h / 2 \Rightarrow \text{zone courante}$$

ϕ : le diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre considérée.

Tableau VI 11 : L'espacement des armatures transversales

Poutre secondaire	$s_t \leq$ calculé (zone nodale)	s_t choisie (zone nodale)	$s_t \leq$ calculé (zone courante)	s_t choisie (zone courante)
(30x30)	7,5	7	15	15
(30x35)	8,75	7	17,5	15

4-Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min (h / 35, b / 10, \phi / \text{min})$$

On prend $\phi_t = \phi_8$

Recouvrement

La longueur minimale de recouvrement des armatures est de 40Φ (zone I).....RPA99

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}, \text{ alors on adopte: } L_r = 60\text{cm}.$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}, \text{ alors on adopte: } L_r = 50\text{cm}.$$

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont :

$$l' = 2 \times h = 80 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{« RPA99 V2003, page 49, fig 7.2 »}$$

Tableau VI 12 : Récapitulatif des résultats de ferrailage de la poutre secondaire

	Ferrailage calculé (cm ²)	Ferrailage choisi (cm ²)
travée	0,503	3T12= 3,39
appuis	1.15	3T14 = 4,62

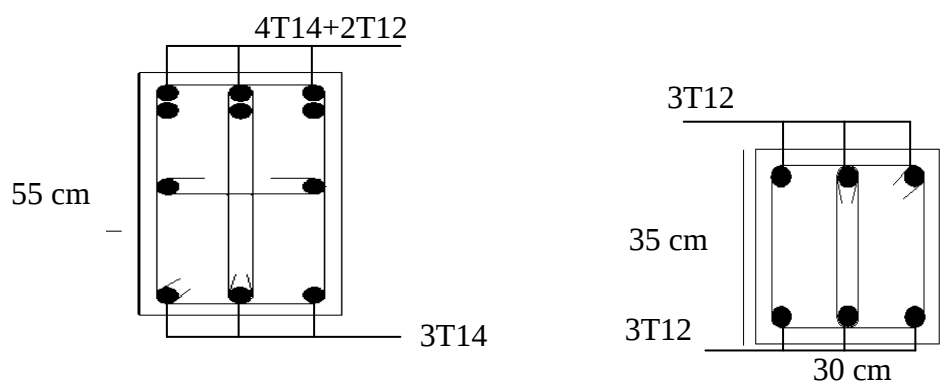


Figure VI. 2 Ferrailage des poutres et des chainages

Tableau VI 13 : Ferrailage de poutre principale (30x55) L=6,30 m

Poutres	niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		$A_{\min}$ cm ²	Travée		Appui		ϕ mm	s_t (zone nodale)	s_t (zone courant)
			A_{cal} cm ²	choix	A_{cal} cm ²	Choix			
P-P (30X55)	Sous-sol 1	8,25	5,394	3T14+2T12	7,47	4T14+2T12	8	10	20
	Sous-sol 2	8,25	5,420	3T14+2T12	7,40	4T14+2T12	8	10	20
	Sous-sol 3	8,25	6,810	3T14+2T12	10,29	3T16+3T14	8	10	20
	RDC	8,25	4,436	3T14	6,636	4T14+2T12	8	10	20
	1 ^{er} étage	8,25	4,417	3T14	6,425	4T14+2T12	8	10	20
	2 ^{ème} étages	8,25	4,518	3T14	6,421	4T14+2T12	8	10	20
	3 ^{ème} étages	8,25	4,518	3T14	6,238	4T14+2T12	8	10	20
	4 ^{ème} étages	8,25	4,614	3T14	6,090	4T14+2T12	8	10	20
	5 ^{ème} étages	8,25	4,739	3T14	6,090	4T14+2T12	8	10	20
	6 ^{ème} étages	8,25	4,875	3T14	5,987	4T14+2T12	8	10	20
	7 ^{ème} étages	8,25	5,088	3T14+2T12	6,078	4T14+2T12	8	10	20
	8 ^{ème} étages	8,25	5,145	3T14+2T12	5,800	4T14+2T12	8	10	20
	9 ^{ème} étages	8,25	5,420	3T14+2T12	5,548	4T14+2T12	8	10	20
	10 ^{ème} étages	8,25	5,249	3T14+2T12	5,165	4T14+2T12	8	10	20
	11 ^{ème} étages	8,25	5,469	3T14+2T12	5,076	4T14+2T12	8	10	20
	12 ^{ème} étages	8,25	5,754	3T14+2T12	5,040	4T14+2T12	8	10	20
	13 ^{ème} étages	8,25	5,772	3T14+2T12	4,893	4T14+2T12	8	10	20
	14 ^{ème} étages	8,25	5,774	3T14+2T12	4,793	4T14+2T12	8	10	20
	15 ^{ème} étages	8,25	6,246	3T14+2T12	5,057	4T14+2T12	8	10	20

Tableau VI 14 : Ferrailage de poutre principale (30x55) L= 6,55 m

Poutres	niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A _{min} cm ²	Travée		Appui		φmm	S _t (zone nodale)	S _t (zone courant)
			A _{cal} cm ²	choix	A _{cal} cm ²	Choix			
P-P (30X55)	Sous-Sol 1	8,25	7,865	3T14+3T12	10,39	6T16	8	10	20
	Sous-Sol 2	8,25	7,83	3T14+3T12	10,81	6T16	8	10	20
	Sous-Sol 3	8,25	11,953	6T16	16,09	8T16	8	10	20
	RDC	8,25	7,57	3T14+3T12	12,843	6T16+2T12	8	10	20
	1 ^{er} étage	8,25	7,52	3T14+3T12	13,182	6T16+2T12	8	10	20
	2 ^{ème} étages	8,25	7,563	3T14+3T12	13,400	6T16+2T12	8	10	20
	3 ^{ème} étages	8,25	7,65	3T14+3T12	13,669	6T16+2T12	8	10	20
	4 ^{ème} étages	8,25	7,72	3T14+3T12	13,890	6T16+2T12	8	10	20
	5 ^{ème} étages	8,25	7,81	3T14+3T12	14,152	6T16+2T12	8	10	20
	6 ^{ème} étages	8,25	7,918	3T14+3T12	14,368	6T16+2T12	8	10	20
	7 ^{ème} étages	8,25	8,101	6T14	14,580	6T16+3T12	8	10	20
	8 ^{ème} étages	8,25	8,28	6T14	14,750	6T16+3T12	8	10	20
	9 ^{ème} étages	8,25	8,54	6T14	14,880	6T16+3T12	8	10	20
	10 ^{ème} étages	8,25	8,786	6T14	15,01	6T16+3T12	8	10	20
	11 ^{ème} étages	8,25	9,143	6T14	15,02	6T16+3T12	8	10	20
	12 ^{ème} étages	8,25	9,46	3T16+3T14	15,04	6T16+3T12	8	10	20
	13 ^{ème} étages	8,25	9,925	3T16+3T14	14,86	6T16+3T12	8	10	20
	14 ^{ème} étages	8,25	9,79	3T16+3T14	15,519	6T16+3T12	8	10	20
	15 ^{ème} étages	8,25	10,95	3T16+3T14	13,338	6T16+3T12	8	10	20

Tableau VI 15 : Ferrailage de poutre principale (30x45)

Poutres	niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A _{min} cm ²	Travée		Appui		φmm	S _t (zone nodale)	S _t (zone courant)
			A _{cal} cm ²	Choix	A _{cal} cm ²	Choix			
P-P (30X45)	Sous-Sol 1	6.75	4,58	3T14	6,578	3T14+3T12	8	10	20
	Sous-Sol 2	6.75	4,612	3T14	7,26	3T14+3T12	8	10	20
	Sous-Sol 3	6.75	2,96	3T14	5,796	3T14+3T12	8	10	20
	RDC	6.75	2,006	3T14	5,303	3T14+3T12	8	10	20
	1 ^{er} étage	6.75	1,913	3T14	5,720	3T14+3T12	8	10	20
	2 ^{ème} étages	6.75	1,952	3T14	6,095	3T14+3T12	8	10	20
	3 ^{ème} étages	6.75	2,13	3T14	6,533	3T14+3T12	8	10	20
	4 ^{ème} étages	6.75	2,28	3T14	6,869	3T14+3T12	8	10	20
	5 ^{ème} étages	6.75	2,496	3T14	7,296	3T14+3T12	8	10	20
	6 ^{ème} étages	6.75	2,638	3T14	7,795	3T14+3T12	8	10	20
	7 ^{ème} étages	6.75	2,843	3T14	7,966	3T14+3T12	8	10	20
	8 ^{ème} étages	6.75	2,957	3T14	8,165	3T14+3T12	8	10	20
	9 ^{ème} étages	6.75	3,13	3T14	8,43	3T14+3T12	8	10	20
	10 ^{ème} étages	6.75	3,208	3T14	8,461	3T14+3T12	8	10	20
	11 ^{ème} étages	6.75	3,334	3T14	8,547	3T14+3T12	8	10	20
	12 ^{ème} étages	6.75	3,335	3T14	8,302	3T14+3T12	8	10	20
	13 ^{ème} étages	6.75	3,442	3T14	8,652	3T14+3T12	8	10	20
	14 ^{ème} étages	6.75	3,614	3T14	9,229	3T14+3T12	8	10	20
	15 ^{ème} étages	6.75	3,29	3T14	7,146	3T14+3T12	8	10	20

Tableau VI 16 : Ferrailage de poutre secondaire (30x35).

Poutres	niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A _{min} cm ²	Travée		Appui		φmm	S _t (zone nodale)	S _t (zone courant)
			A _{cal} cm ²	choix	A _{cal} cm ²	Choix			
CH (30X35)	Sous-Sol 1	5,25	2,615	3T12	3,21	3T12	8	7	15
	Sous-Sol 2	5,25	2,629	3T12	3,05	3T12	8	7	15
	Sous-Sol 3	5,25	1,463	3T12	1,463	3T12	8	7	15
	RDC	5,25	1,463	3T12	1,463	3T12	8	7	15
	1 ^{er} étage	5,25	1,463	3T12	1,463	3T12	8	7	15
	2 ^{ème} étages	5,25	1,463	3T12	1,565	3T12	8	7	15
	3 ^{ème} étages	5,25	1,463	3T12	1,75	3T12	8	7	15
	4 ^{ème} étages	5,25	1,463	3T12	2,093	3T12	8	7	15
	5 ^{ème} étages	5,25	1,463	3T12	2,390	3T12	8	7	15
	6 ^{ème} étages	5,25	1,463	3T12	2,85	3T12	8	7	15
	7 ^{ème} étages	5,25	1,463	3T12	3,3	3T12	8	7	15
	8 ^{ème} étages	5,25	1,463	3T12	3,937	2T14+1T12	8	7	15
	9 ^{ème} étages	5,25	1,463	3T12	4,587	5T12	8	7	15
	10 ^{ème} étages	5,25	1,59	3T12	5,37	5T12	8	7	15
	11 ^{ème} étages	5,25	1,74	3T12	6,24	6T12	8	7	15
	12 ^{ème} étages	5,25	1,92	3T12	7,197	3T14+3T12	8	7	15
	13 ^{ème} étages	5,25	2,068	3T12	5,75	6T12	8	7	15
	14 ^{ème} étages	5,25	2,23	3T12	6,518	6T12	8	7	15
	15 ^{ème} étages	5,25	1,983	3T12	6,04	6T12	8	7	15

Tableau VI 17 : Ferrailage de poutre secondaire (30x30)

Poutres	niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A _{min} cm ²	Travée		Appui		φmm	S _t (zone nodale)	S _t (zone courant)
			A _{cal} cm ²	choix	A _{cal} cm ²	Choix			
CH (30X30)	Sous-Sol 1	4,5	2,158	3T12	3,142	4T12	8	7	15
	Sous-Sol 2	4,5	2,181	3T12	3,347	4T12	8	7	15
	Sous-Sol 3	4,5	1,238	3T12	1,238	4T12	8	7	15
	RDC	4,5	1,238	3T12	1,238	4T12	8	7	15
	1 ^{er} étage	4,5	1,238	3T12	1,238	4T12	8	7	15
	2 ^{ème} étages	4,5	1,238	3T12	1,238	4T12	8	7	15
	3 ^{ème} étages	4,5	1,238	3T12	1,547	4T12	8	7	15
	4 ^{ème} étages	4,5	1,238	3T12	1,764	4T12	8	7	15
	5 ^{ème} étages	4,5	1,238	3T12	1,990	4T12	8	7	15
	6 ^{ème} étages	4,5	1,238	3T12	2,272	4T12	8	7	15
	7 ^{ème} étages	4,5	1,238	3T12	2,550	4T12	8	7	15
	8 ^{ème} étages	4,5	1,238	3T12	2,900	4T12	8	7	15
	9 ^{ème} étages	4,5	1,325	3T12	3,255	4T12	8	7	15
	10 ^{ème} étages	4,5	1,50	3T12	3,679	4T12	8	7	15
	11 ^{ème} étages	4,5	1,657	3T12	4,088	4T12	8	7	15
	12 ^{ème} étages	4,5	1,869	3T12	4,584	5T12	8	7	15
	13 ^{ème} étages	4,5	1,987	3T12	4,874	5T12	8	7	15
	14 ^{ème} étages	4,5	2,074	3T12	5,152	5T12	8	7	15
	15 ^{ème} étages	4,5	2,176	3T12	5,325	5T12	8	7	15

VI.3.4.Poutre (section L) :

VI.3.4.1.Introduction :

Les dalles d'un bâtiment sont supportées par des poutres en béton armé.

Dans notre cas on a des grandes portées dans les deux sens (6,55 ; 6,30) donc on a pas le même épaisseur du plancher corps creux dans le même étage (16+5 ; 20+5 ; 20+9)

On a fait une poutre de forme L pour :

- ⤴ Diminuer l'épaisseur du plancher jusqu'à 16+5.
- ⤴ C'est une solution technique-économique.
- ⤴ Diminuer le poids propre d'étage.

Le calcul des poutres en L est basé sur les mêmes hypothèses que le calcul des poutres rectangulaires.

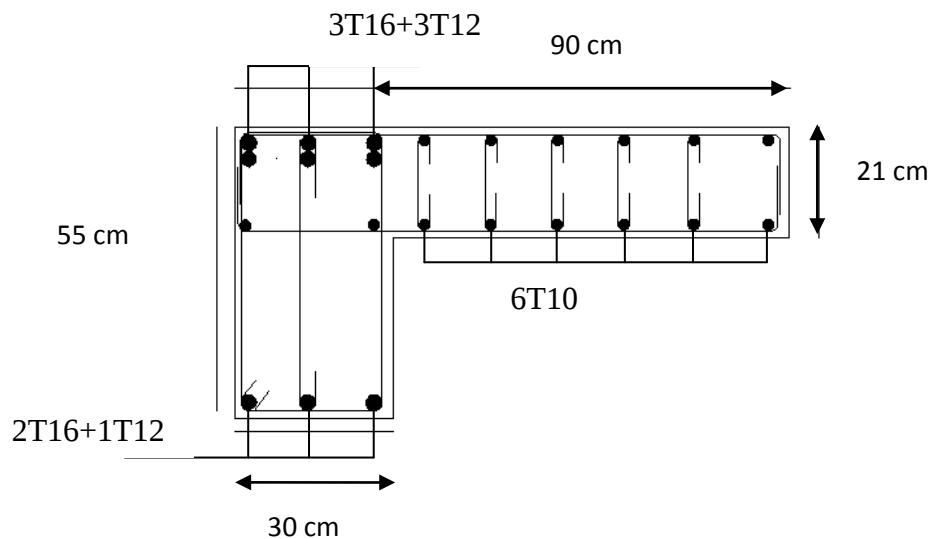


Figure VI. 3. Ferrailage de poutres L

Tableau VI 18 : Ferrailage de poutre L

Poutres	niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		A _{min} cm ²	Travée		Appui		φmm	S _t (zone nodale)	S _t (zone courant)
			A _{cal} cm ²	Choix	A _{cal} cm ²	Choix			
	RDC	8,25	2,363	3T14	4,565	6T12	8	10	20
	1 ^{er} étage	8,25	2,363	3T14	4,373	6T12	8	10	20
	2 ^{ème} étages	8,25	2,363	3T14	4,638	6T12	8	10	20
	3 ^{ème} étages	8,25	2,363	3T14	4,733	6T12	8	10	20
	4 ^{ème} étages	8,25	2,363	3T14	5,082	6T12	8	10	20
	5 ^{ème} étages	8,25	2,421	3T14	5,132	6T12	8	10	20
	6 ^{ème} étages	8,25	2,604	3T14	5,378	6T12	8	10	20
	7 ^{ème} étages	8,25	2,861	3T14	5,680	6T12	8	10	20
	8 ^{ème} étages	8,25	3,631	3T14	6,085	6T12	8	10	20
	9 ^{ème} étages	8,25	3,723	3T14	5,508	6T12	8	10	20
	10 ^{ème} étages	8,25	4,172	3T14	6,755	6T12	8	10	20
	11 ^{ème} étages	8,25	4,223	3T14	7,083	3T16+3T12	8	10	20
	12 ^{ème} étages	8,25	4,662	3T14	7,703	3T16+3T12	8	10	20
	13 ^{ème} étages	8,25	4,733	2T16+1T14	7,674	3T16+3T12	8	10	20
	14 ^{ème} étages	8,25	4,776	2T16+1T14	8,103	3T16+3T12	8	10	20
	15 ^{ème} étages	8,25	5,432	2T16+1T14	7,569	3T16+3T12	8	10	20

VI.4 Les voiles :

VI.4.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

VI.4.2 Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION). Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher). L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

VI.4.3 Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

- Pour centrage minimum d'armatures verticales et horizontales :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0.15%.
 - ✓ En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales : $S < \min(15a; 30 \text{ cm})$.

VI.4.4. Vérification des contraintes tangentielles :

Le calcul se fait en flexion composée d'une bande de section (0,2x1ml).

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{ctd} \text{ : l'article 7.7.2 RPA 99}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

On vérifie avec l'effort tranchant maximum calculé avec l'ELU et l'ELA

Tableau VI 19 : Vérification de la contrainte

	$v_{\max}(\text{MN/ml})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	observation
Voile 20 cm	0,0201	0,112	5	CV

VI.4.5 Détermination des sollicitations :

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (F) et un moment de flexion (M), tirés à partir des fichiers résultats du Sap2000.

Combinaisons :

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

$$\text{ELA : } \begin{cases} G+Q\pm 1,2E_x \\ G+Q\pm 1,2E_y \end{cases}$$

Tableau VI 20 : Sollicitations dans les voiles

combinaisons	F11(KN)	M11(KN.m)	F22(KN)	M22(KN.m)
1,35 G + 1,5 Q	235	12,8	376	4,5
G+Q±1,2Ex G+Q±1,2Ey	216	8.8	271.50	7,2

VI.4.6 Détermination du ferrailage :

Le ferrailage se calcul de la même manière que les poteaux en flexion composée d'une bande de section de 0,25x1ml. Il est fait par le logiciel « SOCOTEC »

Espacement :

Ferrailage vertical : $S_t \leq \min (15e ; 30 ; 15)$

Ferrailage horizontal : $S_t \leq \min (15e ; 30)$

Tableau VI 21 : Ferrailage des voiles

ferrailage		Min RPA		A _{st} calculé (cm ² /ml)	A _{st} choisi (cm ² /ml)		St (cm)
VOILE 20 cm	Vertical(Av)	0,007(b.h)	14 cm ² /ml	10,87	15,40	10T14	15
	horizontal(Ah)	A _V /4	3,5 cm ² /ml	2,58	7,9	10T10	20
VOILE 15 cm	Vertical(Av)	0,007(b.h)	10,5 cm ² /ml	6,27	11,30	10T12	15
	horizontal(Ah)	A _V /4	2,625 cm ² /ml	1,58	7,9	10T10	20

VI.4.7.Les linteaux :

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastrées à leurs extrémités.

Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

a. Ferrailage :

$$b=20\text{cm} \quad h=100 \text{ cm},$$

- Vérification des contraintes tangentielle :

$$M = 2.91 \text{ KN.m} \dots\dots T=8,74 \text{ KN/m}.$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d} \quad \tau_b = 0,048 \text{ MPA} \leq 0.06 f_{c28} = 1,5 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple.

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion A_l
- Des aciers transversaux

$$A_l \geq \frac{M}{z \times f_e}$$

On prend alors comme section A_l la section minimale imposée par le **RPA**:

$$\text{-Min RPA} = 0,0015bh = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Le choix : « $A_l \Rightarrow 4\text{T12}$ » de section **4,52** cm²/m

VII.1 Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, poutres murs, voiles) cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire de d'autres organes (cas des semelles sur pieux) .

- La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques du sol.
- D'après le rapport géotechnique, la Contrainte admissible de sol « $\bar{\sigma}_{sol} = 1.5bars$ ».

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...).

Il est donc nécessaire d'adapter le type de fondation et la structure à 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 Pré dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature .Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

VII.3.1. 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 $l_{\max} = 6.55m$

$$\text{D'où } h_d \geq \frac{655}{20} \Rightarrow h_d \geq 32.75cm$$

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

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

$$\text{D'où } h_n \geq \frac{655}{10} \Rightarrow h_n \geq 65.5cm$$

1ere proposition :

$$\begin{cases} h_d = 40cm \\ h_n = 70cm \end{cases} \Rightarrow \text{Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.}$$

Donc on augmente les valeurs de h_d , h_n .

2ème proposition :

$$\begin{cases} h_d = 80cm \\ h_n = 70cm \end{cases} \Rightarrow \text{Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.}$$

3me proposition :

$$\begin{cases} h_d = 80cm \\ h_n = 120cm \end{cases} \Rightarrow \text{Ces valeurs vérifient la contrainte du sol.}$$

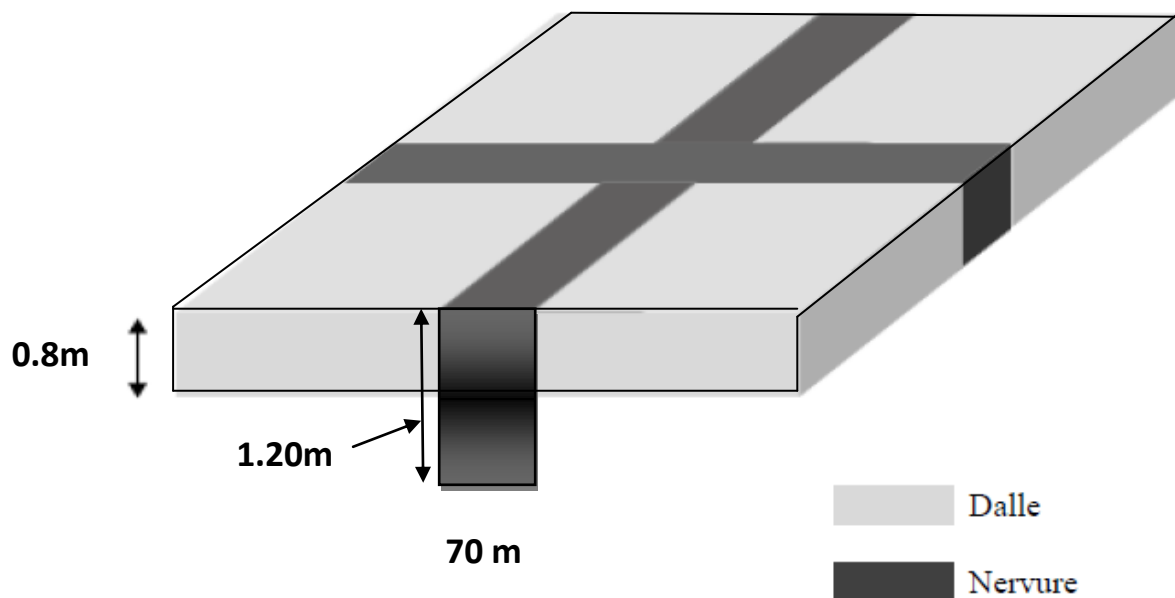


Figure VII.1 Dimensionnement du radier.

VII.3.2 Débordement (D) :

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

On adopte : $D = 1.00m$

VII.4.Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol « $\bar{\sigma}_{sol} = 1.5bars$ ». la condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

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

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r} ;$$

Avec :

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

$$\Rightarrow Z_{\max} = 4.8 \times 10^{-3} m.$$

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

$$\Rightarrow K = 3.1 kg/cm^3 \text{ (Tableau du module de réaction du sol)}$$

F_z : Réaction totale de la structure à l'ELS obtenu par le **SAP2000**

$$\Rightarrow F_z = 142997.23KN$$

S_r : Surface du radier.

$$\Rightarrow S_r = 966.1975m^2$$

Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = Z_{\max} \times K = 4.8 \times 10^{-3} \times 310 = 1.488bar$$

$$\Rightarrow \sigma_{b1} = 1.488bar \leq \bar{\sigma}_{sol} = 1.5bar \dots\dots\dots CV$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r} = \frac{142997.23 \times 10^{-2}}{966.1975} = 1.48bar$$

$$\Rightarrow \sigma_{b2} = 1.48bar \leq \bar{\sigma}_{sol} = 1.5bar \dots\dots\dots CV$$

VII.5. Les différentes sollicitations :

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

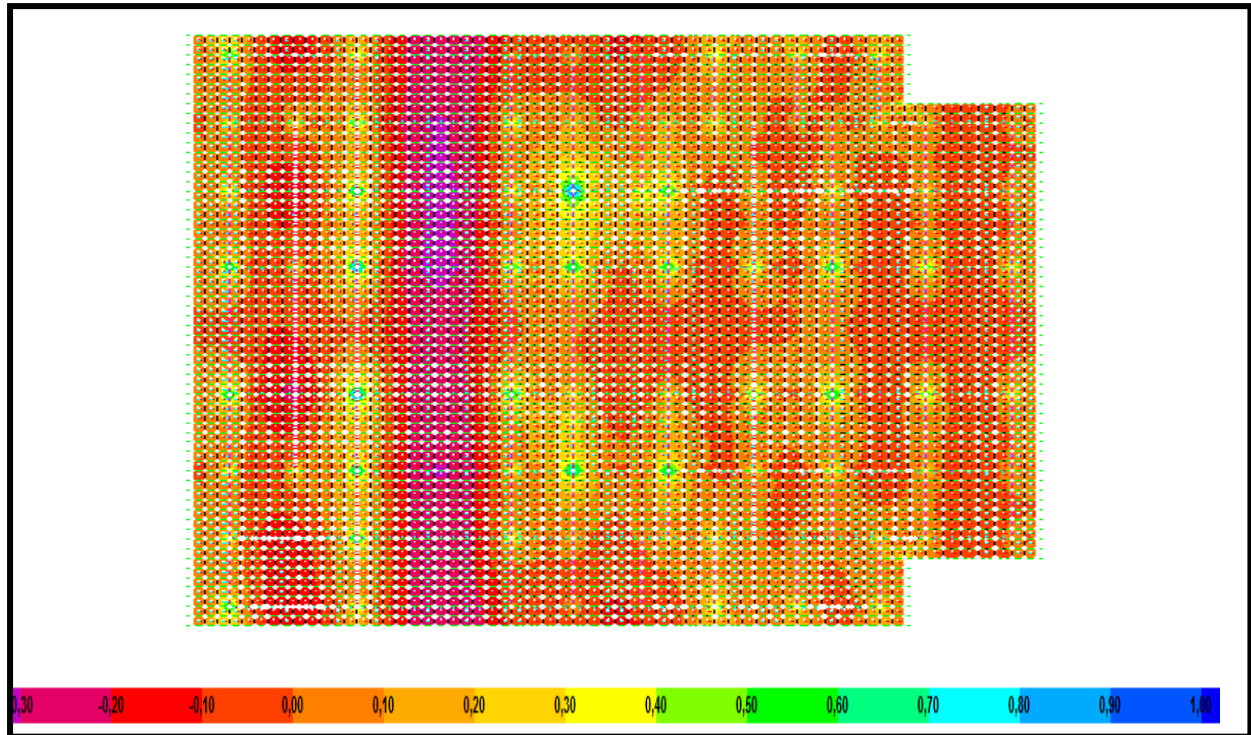


Figure VII.2 Diagramme du moment M_{11} .

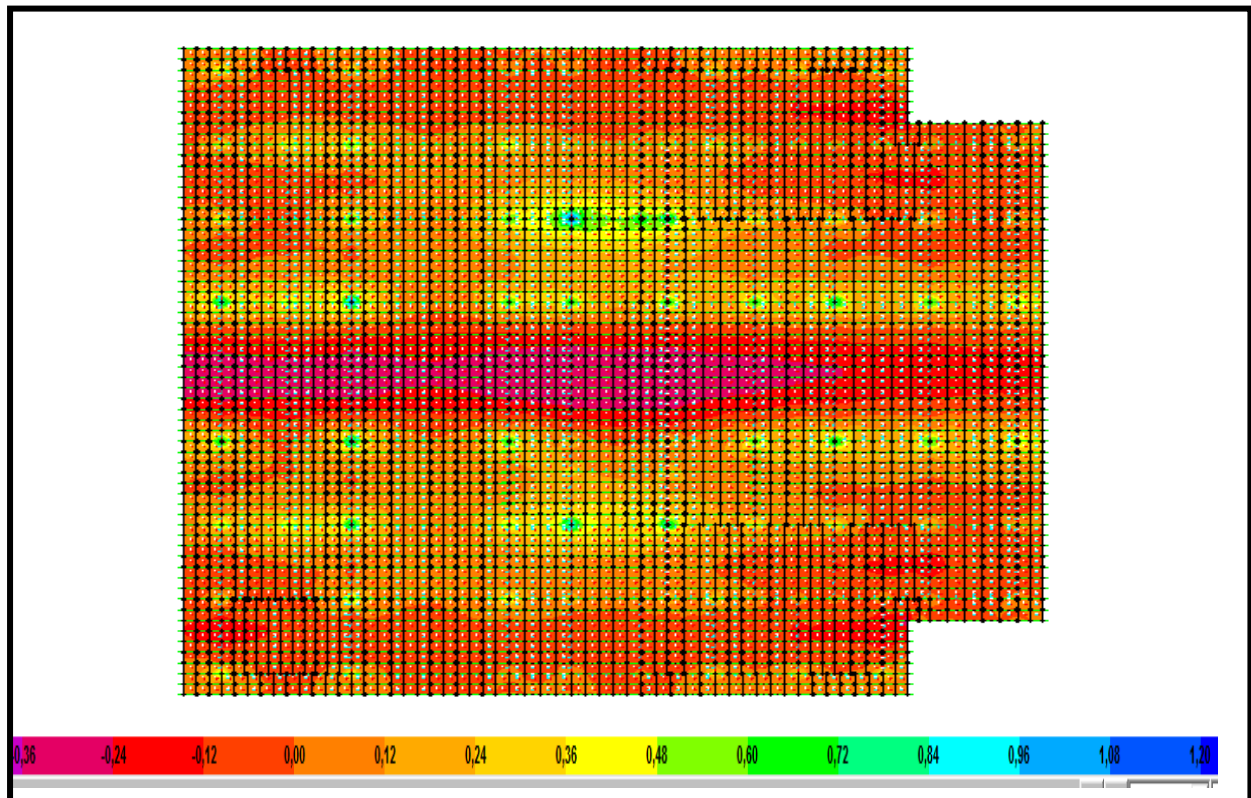


Figure VII.3 Diagramme du moment M_{22} .

VII.6. Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de $(80 \times 1.00) \text{ m}^2$ et en deux directions, l'une suivant XX', et l'autre suivant YY'.

○ **En travée :**

➤ Ferrailage suivant Lx :

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{374.190 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72^2 \times 14.17} = 0.051$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.065$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.065) = 0.701 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{374.190 \times 10^{-3}}{0.701 \times 347.82} = 15.35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : $A_s = 8\text{T}16 = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Ferrailage suivant Ly :

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{467.165 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72^2 \times 14.17} = 0.0635$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.082$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.72 \times (1 - 0.4 \times 0.082) = 0.7 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{467.165 \times 10^{-3}}{0.7 \times 347.82} = 19.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : $A_s = 10\text{T}16 = 20.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s \geq 8.694 \text{ cm}^2$$

Donc $20.11 \geq 8.694 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ C.V

 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 l_x :

$$M_u = 374.190 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 270.546 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,38$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,065 < 0,44 \quad \text{C.V}$$

➤ Suivant l_y :

$$M_u = 467.165 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 338.454 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,38$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,082 < 0,44 \quad \text{C.V}$$

○ **En appui :**

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

$$A_{sx} = 24.54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{Le choix : } A_{sx} = 8\text{T}16 + 8\text{T}12 \text{ de section } 25.11 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_{sy} = 27.83 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{Le choix : } A_{sy} = 10\text{T}16 + 10\text{T}12 \text{ de section } 31.42 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

○ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{1463.04 \times 10^{-3}}{1 \times 0.72} = 2.032 \text{ MPA}$$

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

$$\text{Alors } \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{C.V}$$

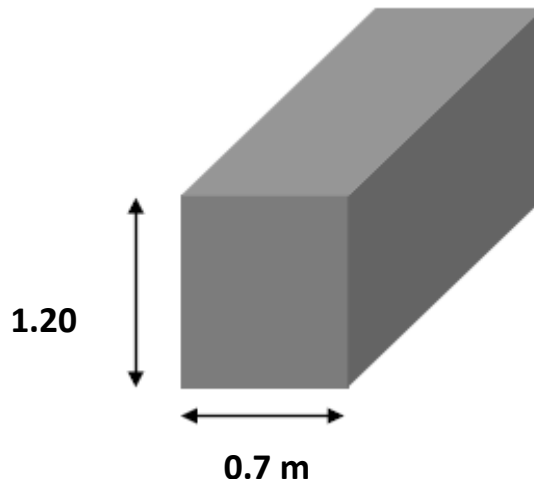
• **Calcul de l'espacement**

• D'après le (BAEL 91) : $S_t \leq \text{Min} (0.9 \cdot d ; 40) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (64.8 ; 40) \text{ cm}$

$$S_t = 40 \text{ cm}.$$

VII.7. Calcul de ferrailage de la nervure :

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



Suivante :

Figure VII.4. Dimension de la nervure

VII.7.1 Ferrailage longitudinal :

○ En travée ;

➤ Suivant L_x :

Le moment maximum en appui : $M_{a\max} = 394.161 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{394.161 \times 10^{-3}}{0.7 \times 1.08^2 \times 14.17} = 0.034$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.043$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.08 \times (1 - 0.4 \times 0.043) = 1.06 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{394.161 \times 10^{-3}}{1.06 \times 347.82} = 10.68 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_s = 4\text{T}14 + 4\text{T}12 = 10.68 \text{ cm}^2$

➤ Suivant L_y :

Le moment maximum en travée : $M_{t\max} = 371.566 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{371.566 \times 10^{-3}}{0.7 \times 1.08^2 \times 14.17} = 0.032$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.041$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.08 \times (1 - 0.4 \times 0.041) = 1.06m$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{371.566 \times 10^{-3}}{1.06 \times 347.82} = 10.08 cm^2$$

Le choix : $A_s = 4T14+4T12 = 10.68 cm^2$

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s \geq \max(8.4; 9.13) cm^2$$

Donc $10.68 \geq 9.13 cm^2 \Rightarrow$ C.V

○ **En appui :**

Le moment maximum en appui : $M_{a\max} = 398.977 KN.m$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{398.977 \times 10^{-3}}{0.7 \times 1.08^2 \times 14.17} = 0.034$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.044$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 1.08 \times (1 - 0.4 \times 0.038) = 1.06m$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{398.977 \times 10^{-3}}{1.06 \times 347.82} = 10.82 cm^2$$

Le choix : $A_s = 8T14 = 12.32 cm^2$.

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s \geq \max(8.4; 9.13) cm^2$$

Donc $12.32 \geq 9.13 cm^2 \Rightarrow$ C.V

VII.7.2 Vérification a l'ELS :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{C28}}{100}$; Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

En travée :

➤ Suivant l_x :

$$M_u = 394.161 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 285.022 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,38$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,0378 < 0,44 \quad \text{C.V}$$

➤ Suivant l_y :

$$M_u = 371.566 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 268.4437 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,38$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,036 < 0,44 \quad \text{C.V}$$

○ **En appui :**

$$M_u = 398.977 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 287.366 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,39$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,038 < 0,445 \quad \text{C.V}$$

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

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{1153.22 \times 10^{-3}}{0.7 \times 1.08} = 1.53 \text{ MPA}$$

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

$$\text{Alors } \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Calcul du diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{\min}, \frac{b}{10}\right) \quad \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{120}{35}, 1,2, \frac{70}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(3.43, 1,2, 7)$$

$$\Rightarrow \phi_t = 10mm$$

Alors on adopte un choix de : $\phi 10$

➤ **Calcul de l'espacement :**

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

- Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_{\min}, 30cm\right) \quad \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{120}{4}, 12 \times 1,2, 30\right)$$

$$\Rightarrow S_t \leq 14.4cm$$

- Zone courante

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow S'_t \leq \frac{120}{2}$$

$$\Rightarrow S'_t \leq 60cm$$

On adopte un choix : $\begin{cases} S_t = 14cm \\ S'_t = 20cm \end{cases}$

VIII.1 Introduction :

La conception et la réalisation d'un projet de construction exigent une masse énorme de travaux de natures diverses et compliquées, faisant intervenir un grand nombre de participants, donc il est nécessaire de mettre en place des plannings qui assurent le succès du projet. Les avantages sont les suivants :

- Le planning par ces prévisions sérieuses, reste un excellent instrument de navigation qui permet d'éviter les conflits.
- Il définit la meilleure façon d'atteindre les objectifs ainsi le but final du projet.
- La planification est un outil de prise de décision et un pont de communication entre les différents acteurs du projet.
- Il permet de bien gérer les délais d'exécution et de mettre en cohérence les besoins en matériels, matériaux et la main d'œuvre nécessaire pour l'exécution du projet.
- Il permet au maître d'ouvrage d'assurer le suivi financier au fur et mesure de l'avancement des travaux.

VIII.2 Projet :

Un projet est défini comme une action unique non récurrente et spécifique. Il est aussi défini par la complexité de ses tâches qui demande et exige des connaissances particulières et nécessite comme ressources certain nombre de groupe ou d'équipe, avec une organisation appropriée.

Un projet a des facteurs principaux qui sont : la performance, le cout et le temps, le respect de ces facteurs permet d'assurer une bonne qualité du produit réalisé.

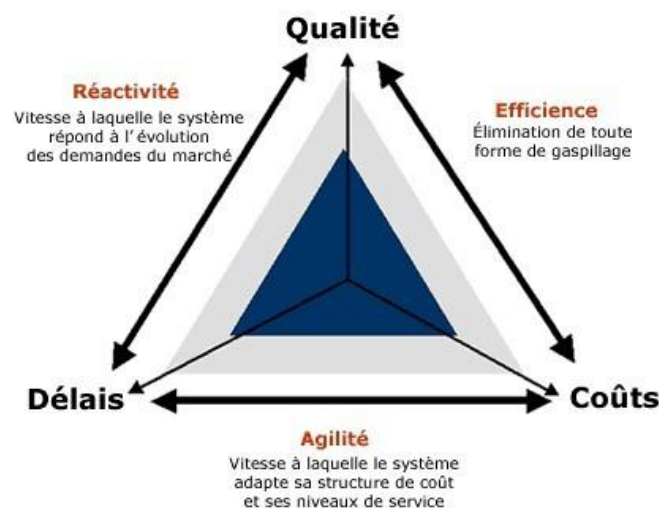


Figure VIII.1 Facteur principal d'un projet

Ainsi la bonne compréhension des besoins du client permet de nous donner une perspective générale sur la jonction des facteurs principaux d'un projet.

L'ensemble des caractéristiques de notre projet est établi dans le chapitre (I.2) présentation de l'ouvrage.

VIII.2.1 Cycle de vie d'un projet :

Le cycle de vie d'un projet commence par une idée ensuite la conception et le planning suivi par la phase d'exécution du projet et la fin la clôture et l'occupation (exploitation) du projet.

Dans notre présente étude, nous sommes positionnés dans la phase intermédiaire de définition et planification, ensuite nous avons entamés une étude de management et d'économie.

VIII.3 Objectifs à atteindre :

Pour les besoins inhérents au présent PFE (Projet de Fin d'Etude), nous sommes fixés uniquement comme objectifs, de définir le délai et le cout. Afin d'atteindre ces objectifs, nous avons plusieurs outils a utiliser :

- Préparation du WBS (**W**orks **B**reakdown **S**tructures) du projet.
- Identification de nos ressources.
- Identifier les taches.

Pour les besoins de notre étude nous avons choisi le MS Project 2010 comme outil de travail.

VIII.3.1 MS Project :

MS Project est un outil informatique qui permet de planifier et suivre un projet. Il permet de gérer les taches, les ressources, les charges de travail, les couts, et les calendriers...

VIII.3.2 Création d'un projet sur MS Project :

Les étapes de création et la gestion d'un projet sont :

1. Définir le calendrier global.
2. Définir les ressources.
3. Définir les tâches.
4. Organiser l'enchaînement des tâches.
5. Attribuer les ressources aux tâches.
6. Démarrer le projet [Outils – Suivi – Mettre à jour le projet].
7. Informer les acteurs.
8. Introduire les états d'avancement.
9. Corriger les dérives éventuelles et mettre à jour le projet.
10. Clôturer le projet.

VIII.3.3 Taches, jalons et livrables :

❖ Une tâche

Une tâche est une action à mener pour aboutir à un résultat .A chaque tâche définie, il faut associer :

- Un objectif précis et mesurable.
- Des ressources humaines, matérielles et financières adaptées.
- Une charge de travail exprimée en nombre de journée, et des travailleurs.
- Une durée ainsi qu'une date de début et une date de fin.

Les taches sont reliées par des relations d'antériorité, pour montrer dans quel ordre elles doivent être exécutées à savoir :

- ✓ **Liaison Fin-Début** : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité avale ne commence.
- ✓ **Liaison Fin-Fin** : L'activité amont doit s'achever avant que l'activité avale ne finisse.
- ✓ **Liaison Début-Début** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité avale ne commence.
- ✓ **Liaison Début-Fin** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité avale ne finisse.

❖ **Un jalon :**

Les jalons d'un projet se définissent comme suit :

- Des événements clé d'un projet, montrant une certaine progression du projet.
- Des dates importantes de réalisation d'un projet.
- Une réalisation concrète (production de livrables)

Dans le cadre du planning, les jalons limitent le début et la fin de chaque phase et servent de point de synchronisation. Sur les diagrammes de GANTT, les jalons sont représentés par des losanges.

❖ **Un livrable**

Un livrable est tout résultat, document, mesurable, tangible ou vérifiable, qui résulte de l'achèvement d'une partie de projet ou du projet.

VIII.4 Ordonnancement et planification :

C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonnancer les tâches du projet, à estimer leurs charges et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation. Les objectifs du planning sont les suivants :

- Déterminer si les objectifs sont réalisés ou dépassés.
- Suivre et communiquer l'avancement du projet.

VIII.4.1 Le WBS (Works Breakdown Structures):

WBS est un mode de découpage qui organise et définit la totalité du contenu d'un projet. Elle se présente sous forme d'organigramme dont le premier niveau est le projet entier, dans les niveaux suivants le projet est découpé de façon hiérarchique.

Les éléments du deuxième niveau sont souvent les livrables. Les éléments qui se trouvent au niveau inférieur de la WBS sont appelés lors de travaux et correspondent à des résultats livrables du projet. Ce découpage simplifie le projet, mais aussi affecte à chaque lot de travaux un responsable, un code unique.

Cela permet d'améliorer la précision des estimations de coût, de délais et de ressources. Bien qu'il existe de nombreuses façons d'organiser le plan de travail, une pratique courante est le WBS [2].

VIII.4.2 Le diagramme de GANTT :

Le diagramme de GANTT est la technique et représentation graphique permettant de renseigner et situer dans le temps les phases, activités, tâches et ressources du projet. Il peut être aussi utilisé pour surveiller l'avancement d'un projet [3,4].

En ligne, on liste les tâches et en colonne les jours, semaines ou mois. Les tâches sont représentées par des barres dont la longueur est proportionnelle à la durée estimée.

Le diagramme de GANTT de notre propre projet est présenté dans l'annexe C.

VIII.5 Définition des ressources :

VIII.5.1 Les ressources humaines :

Dans notre projet on a huit groupes :

- **Groupe ingénieur** : qui s'occupe de tout ce qui est suivi et contrôle.
- **Groupe coffreur** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche coffrage dans le projet.
- **Groupe ferrailleur** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche ferrailage dans le projet.
- **Groupe maçons** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche maçonnerie.
- **Groupe électriciens** : qui s'occupe tout ce qui est tâche d'électricité dans le projet.
- **Groupe de plomberie** : qui s'occupe tous ce qui est tâche plomberie dans le projet.
- **Groupe de menuiserie** : qui s'occupe tout ce qui est tâche menuiserie dans le projet.
- **Groupe de peinture** : qui s'occupe tout ce qui est tâche peinture dans le projet.

VIII.5.2 Les ressources matérielles :

On distingue deux types de ressources matérielles :

➤ **Engins :**

Les ressources matérielles type engins affecté à notre projet sont :

- Tracteur pour eau
- Pelle hydraulique
- Camion 10 tonnes
- Grue
- Pompe à injection du béton
- Compacteur
- Chargeur

RQ : Tous ces engins sont loués avec leurs manœuvres.

➤ **Matériaux :**

Quelques ressources matérielles type produit affecté à notre projet sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1 les ressources matérielles (Matériaux) du projet

Fer pour ferrailage	Faïence
Béton	Gains d'électricité
Bois pour coffrage	Carrelage granito
Remblai	Plinthe en terre cuite
Brique	Cadre portes et fenêtres
Enduit en ciment	Projecteurs électriques
Zingue	Dalle de sol
Hourdis	Panneau d'affichage
Treillis soudés	Lampe et douille
Tuile	Fils d'électricité
Tube en béton pour l'eau usée	Feuille de polystyrène
Boîtes d'interrupteurs	Gravillon roulé

VIII.6 Etude économique :

L'estimation du cout des tâches se fait en introduisant deux paramètres, la durée et le cout de la tâche aux ressources utilisées pour réaliser cette tâche.

Après l'introduction de toutes les informations (les tâche avec leur durée et cout estimé avec les ressources) sur logiciel MS Project 2010 on obtient les résultats suivants :

Tableau VIII.2 le cout et le délai de notre projet

	Le coût	La durée
Radier	7920366.33	30
Sous .sol	3973363.50	52
R.D.C	3878888.00	55
Etage 1	3712392.51	51
Etage 2	3615181.00	49
Terrasse accessible	582681.45	27

- La durée du projet est de 759 jours de travail.
- Le début du projet est prévu le : 15/2/2013
- La fin du projet est prévu le : 26/05/2015
- Le cout brut du projet est de : 88681713.64DA.
- Le montant TVA (17%) : 15075891.3188 DA.
- Le montant Totale (TTC) : 103757604.9588DA.

VIII.7 La courbe financière :

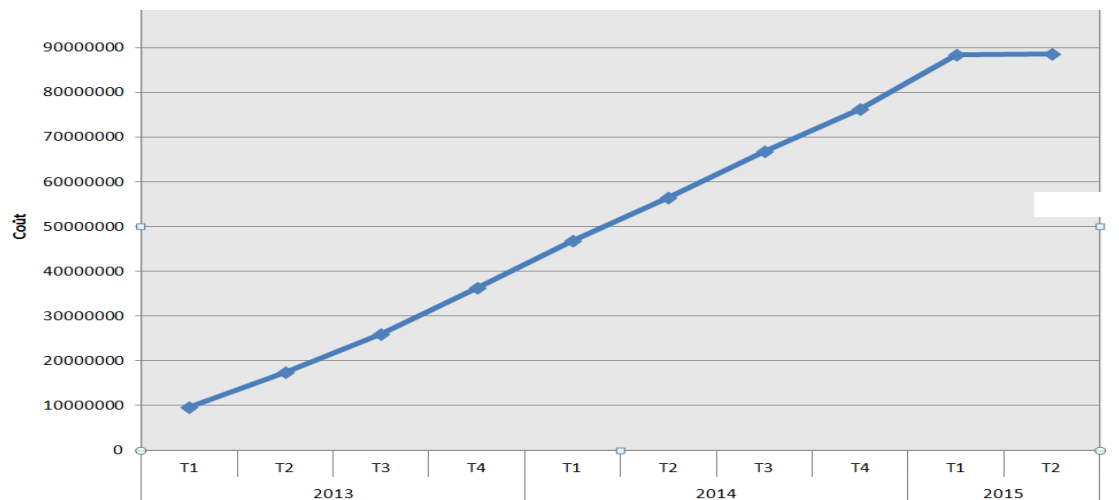


Figure VIII.2 la courbe financière (courbe en S)

VIII.8 Les Solution technique et économique utilisé :

VIII.8 .1 Les poutres :

Dans notre étude on à pas choisir la même dimension des poutres principale et secondaire dans le même étage pour diminué le volume du béton et l'acier qui implique un cout réduit.

Exemple : comparaison entre le volume des poutres avec voile et sans.

Tableau VIII.3 Comparaison entre poutre avec et sans voiles

	Volume du BA (m³)
Les poutres sans voiles	80.5
Les poutres avec voiles	33.7
La différence	46.8

Pour les poutres avec des voiles on peut choisie une section de (30*20), car le voile il a la possibilité de travaillé comme une poutre ou chaînage.

VIII.8.2 plancher corps creux :

On a utilisé une poutre forme L pour :

- ❖ diminué la porter.
- ❖ Diminué l'épaisseur et le poid propre du plancher.
- ❖ Diminué la quantité d'acier et béton.

❖ Tableau VIII.4 Comparaison entre plancher corps creux (16+5 et 20+9).

Plancher	Section m²	Ep (cm) Dalle de compression	Volume du béton	Prix unitaire (DA)	Prix total
16+5	208.6	5	10.43	8000	83440
20+9	208.6	9	18.77	8000	150160

VIII.8 .3 les Poteaux :

Dans notre étude on à pas choisir une seul section des poteaux dans le même étage qui nous a permis de gagnée dans le volume du béton et l'acier. Ainsi coté architectural libérer beaucoup d'espace.

Exemple : sous sol 3 (84 poteaux)

Le poteau le plus sollicité à une section de 70* 70 (cm²).

Tableau VIII.5 comparaison entre les poteaux calculer et choisir.

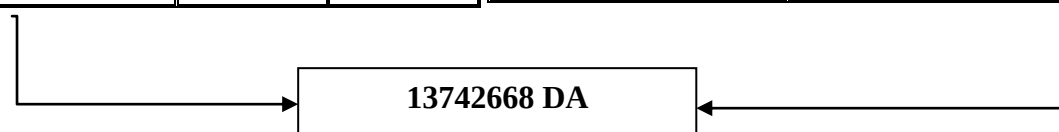
	Section total (m ²)	Volume total (m ³)
Poteaux 70*70	41,16	110.72
Poteaux utilisé	22,58	60.74
La déference	18.58	49.98

Solution général :

	Quantité	Prix total
Béton armé (m ³)	1735	52050000
Plancher corps creux 20+9 (m ²)	3337.88	14019096

Solution économique :

	Quantité	Prix total
Béton armé (m ³)	1399.3	41979000
Plancher corps creux 16+5 (m ²)	3337.88	10347428



VIII.9 Conclusion :

Aujourd'hui, la notion d'économie et de gestion en matière de construction a bien évolué. Ils existent plusieurs recherches et travaux qui reposent sur la gestion et la planification d'un projet de construction sur l'aspect économique. Car il existe des dizaines, voire des centaines ou des milliers de projet de construction dans le monde qui ont des dépassements non seulement sur le cout mais aussi sur la durée. Grâce à la phase de planification et au logiciel de gestion de projet (MS Project 2010), le chef du projet sera en mesure de gérer son projet de façon proactive, en appliquant les règles de l'art en gestion de projet.

CONCLUSION GENERALE:

Ce projet de fin d'étude, nous à permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, en se basant sur les documents techniques et réglementaires (RPA 99,BAEL91,C.B.A 93), et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

Ainsi, ce mémoire nous à donné l'avantage de bien maîtriser des logiciels de dessin (AUTO CAD) et de calcul (SAP 2000), et aussi le logiciel de gestion des projets (MS Project) pour la planification, et gérer les ressources et le budget.

L'étude de l'infrastructure est conçue en radier général comme une fondation. du fait, la faible portance du sol support, et l'importance de la structure pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Dans la partie de ferrailage, nous avons constaté que les sollicitations sont plus importantes sur les combinaisons accidentelles et aussi pour le ferrailage par le minimum RPA est suffisant dans plusieurs cas (poteaux, voiles...).

L'étude économique et managériale de projet nous à permis de faire une planification qui nous conduira à l'atteinte des objectifs dans les délais, et les couts préétablis.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle, et qui sera un guide pour les futures promotions.

Bibliographie

REGLEMENT

- ❖ [1] : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- ❖ [2] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- ❖ [3] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.

LOGICIELS

- ❖ Logiciel de SAP 2000.
- ❖ Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**.
- ❖ EXCEL 2003.
- ❖ WORD 2007.
- ❖ AUTO CAD 2007.

Notations

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression du béton a {j} jours
f_{tj}	Résistance à la traction du béton a {j} jours
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours d'âge
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
i_x, i_y	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
Z	Bras de levier

d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inferieures
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature inf)
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant, période
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
W_i	Poids au niveau {i}
C_T	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération
S_T	Espacement
λ	Elancement
e	Epaisseur
f	Flèche
$\bar{f}$	Flèche admissible
L	Longueur ou portée
L_f	Longueur de flambement
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
K	Coefficient de raideur de sol
ε	Déformation relative
ε_{bc}	Déformation du béton en compression

f_e	Limite d'élasticité de l'acier
E_{ij}	Module d'élasticité instantané
E_{vj}	Module d'élasticité différé
E_s	Module d'élasticité de l'acier

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué de trois sous-sols, un rez de chaussée plus 15 étages implantée dans la wilaya de TLEMCEM. Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003. Cette étude se compose de quatre parties :

- La première partie entame 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 (les poutrelles, escalier, dalles pleines, l'ascenseur et l'acrotère).

- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie en utilisant le logiciel SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitations et charge sismique).

- La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres, voiles).

Tous les calculs sont faits en tenant compte des règlements de calcul et vérification du béton armé (RPA99V2003, BAEL91 modifié 99).

Mots clés : bâtiment, béton, SAP2000, RPA99 V2003, C.B.A93 (BAEL91).

Summary:

This project presents a detail study of a building of irregular form multi-purpose made up of three pennies grounds, one under roadway, and 15 stages implant in the Tlemcen wilaya.

The first part starts the general description of the project with a presentation of architectural aspect of the elements of the building. The pre dimensioning of the structure, and the end the descent of the loads.

The second part it's consacred with the secondary elements (beams, staircase, full flagstones, elevator and acroterion).

The study dynamic of the structure starts in the third part by using the software SAP 2000, in order to determinate the various requests of loading (continued loads, exploitations and load earthquake).

The last part is about reinforcement of the various elements resisting of the structure (foundation, posts, beam, veils).

All calculations are done by account of the calculate regulation and checking of the reinforced concrete.

Keywords : building, concrete, SAP2000, RPA99 V2003,C.B.A 93 BAEL91.

الملخص :

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من ثلاثة طوابق تحت ارضي زائد طابق ارضي و خمسة عشر طوابق علوية بولاية تلمسان المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

اشتملت الدراسة على أربعة محاور:

-**المحور الأول:** تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع والبنية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل عنصر مكون لها.

-**المحور الثاني:** دراسة الأجزاء الثانوية من البنية (المدارج والبلاطات الفرغة والمملوءة).

-**المحور الثالث:** الدراسة الديناميكية للبنية بواسطة برنامج الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبنية، مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل.

- أما المحور الأخير يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنية (الأعمدة، العارضات والأساسات).

: كل هذا اعتمادا على القواعد للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003, BAEL91) .

،

الكلمات المفتاحية : RPA99 V2003, BAEL91, SAP2000, C.B.A 93, العمارة، الخرسانة: