

*République Algérienne Démocratique et Populaire*

*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique*

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE**

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



Projet de Fin d'Etudes en vue de l'obtention du Diplôme  
d'ingénieur d'état en génie civil

### **Thème**

**Etude technico-économique d'un bâtiment R+9  
à usage d'habitation et commercial**

**Réalisé par :**

ZELILEF Mohammed

FICEL Abdennour

**Dirigé par :**

M<sup>me</sup> A.CHIKH

**Promotion : Juin 2011**

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP182 El Harrach

16200Alger (Algerie)

## *Remerciements*

*Nous remercions, avant tout, Dieu le tout puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté tout au long de nos études.*

*Notre reconnaissance et notre gratitude à nos parents qui ont réuni toutes les conditions pour nous permettre d'effectuer et de terminer nos études sereinement, et qui n'ont ménagé aucun effort pour notre éducation et notre formation*

*Nous exprimons nos sincères remerciements à tous les membres du jury pour le temps qu'ils ont consacré à examiner notre travail.*

*Nos remerciements vont également à notre promotrice, Madame CHIKH, pour ses conseils et sa patience durant l'élaboration de ce projet, ainsi qu'à tous les enseignants de l'ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE, notamment les enseignants de département de GENIE CIVIL, et tous ceux qui ont contribué à l'aboutissement de ce projet.*

*Mohammed & Abdennour*

## ملخص

ان الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأ من الخرسانة المسلحة ذات تسع طوابق دراسة تقنية واقتصادية والموجود في منطقة ذات نشاط زلزالي قوي. مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة وعارضات, جدران). وقد تم التصميم وفق القوانين و معايير البناء المطبقة في الجزائر. وقد تمت الدراسة الدينامكية باستعمال برنامج .SAP2000

## كلمات مفاتيح

خرسانة مسلحة, تدعيم مختلط دراسة, دينامكية, أعمدة, عارضات, جدران.

## Résumé

Le but de ce travail est l'étude technico-économique d'une tour en béton armé (R+9) implantée dans une zone à forte sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques+voiles). La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99, CBA93, BAEL91). L'étude dynamique a été faite sur le logiciel SAP2000.

## Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, bâtiment, étude dynamique, poteaux, poutres, voiles.

## Abstract

The aim of this work is the study of a reinforced concrete structure (R +9), a techno-economic study. The building should be located in an area that is classified as an area with high seismicity. The resistance of the building is provided by a bracing system combined (gantries + sails). The design was done according to building regulations in force (RPA99, CBA93, BAEL91). The dynamic study was done on the software SAP2000.

## Key words

Reinforced concrete, building, mixed brace system, dynamic analysis, columns, beams, shells.

# Tableau de matière

## Introduction générale

### Chapitre 1 - Présentation du projet

1.1.	Introduction	2
1.2.	Présentation du bâtiment	2
1.2.1.	Dimensions en plan	2
1.2.2.	Dimensions en élévation	2
1.2.3.	Système structural	6
1.2.4.	Planchers	6
1.2.5.	Maçonnerie	6
1.2.6.	Revêtement	7
1.2.7.	Acrotère	7
1.2.8.	Garde-corps	7
1.2.9.	Escaliers	7
1.3.	Données du site	7
1.4.	Caractéristiques mécaniques des matériaux	7
1.4.1.	Béton	8
1.4.1.1.	Résistance à la compression	8
1.4.1.2.	Résistance à la traction	8
1.4.1.3.	Module de déformation longitudinale du béton	8
1.4.1.4.	Contrainte ultime de compression	8
1.4.1.5.	Coefficient de poisson	9
1.4.1.6.	Diagramme de déformation	9
1.4.2.	Aciers	9
1.4.2.1.	Caractéristiques de l'acier	9

### Chapitre 2 - Prédimensionnement

2.1.	Introduction	11
2.2.	Prédimensionnement des planchers	11
2.3.	Prédimensionnement des poutres	12
2.4.	Evaluation des charges et surcharges	13
2.4.1.	Plancher étage courant	13
2.4.2.	Cloisons	14
2.4.3.	Balcons	15
2.4.4.	Terrasse	15
2.4.5.	Prédimensionnement des poteaux	16
2.4.5.1.	Prédimensionnement de la section réduite	17
2.4.5.2.	Descente des charges	18
2.5.	Prédimensionnement des voiles	21

### Chapitre 3 - Eléments non structuraux

3.1.	Introduction	23
3.2.	Calcul de l'acrotère	23
3.2.1.	Introduction sur le calcul de l'acrotère	23
3.2.2.	Evaluation des sollicitations de calcul	24



3.2.3.	Calcul du ferrailage	24
3.3.	Calcul des escaliers	26
3.3.1.	Escaliers courants	27
3.3.1.1.	Géométrie	27
3.3.1.2.	Dimensionnement	27
3.3.1.3.	Evaluation des charges	28
3.3.1.4.	Modélisation	28
3.3.1.5.	Combinaisons d'actions	29
3.3.1.6.	Sollicitations de calcul	29
3.3.1.7.	Calcul du ferrailage	29
3.3.1.8.	Vérification au cisaillement	30
3.4.	Calcul des planchers	30
3.4.1.	Introduction sur le calcul des planchers	30
3.4.2.	Planchers à corps creux	30
3.4.2.1.	Calcul des poutrelles	31
3.4.2.2.	Table de compression	36
3.4.3.	Plancher à dalle pleine	37
3.4.3.1.	Dalle pleine encastrée reposant sur un appui	37
3.4.3.2.	Dalle pleine encastrée reposant sur 2 appuis	39

## **Chapitre 4 - Etude dynamique**

4.1.	Introduction	41
4.2.	Objectif de l'étude dynamique	41
4.3.	Choix du système de stabilisation	41
4.4.	Caractéristiques de la structure	42
4.4.1.	Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique	42
4.4.2.	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	42
4.4.3.	Configuration de l'ouvrage	42
4.5.	Choix de la méthode de calcul	43
4.5.1.	Conditions d'application de la méthode statique équivalente	43
4.5.2.	Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale	44
4.5.3.	Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique	44
4.6.	Présentation de la méthode modale spectrale	44
4.6.1.	Nombre de modes à considérer	45
4.6.2.	Combinaison des modes	45
4.7.	Modélisation de la structure	46
4.7.1.	Description du logiciel SAP2000	46
4.7.2.	Modélisation des éléments structuraux	47
4.7.3.	Modélisation de la masse	47
4.8.	Disposition des voiles	47
4.9.	Spectre de réponse	48
4.10.	Combinaison des réponses modales	49
4.11.	Résultats et observations	50
4.12.	Vérification de la période	51
4.13.	Vérification de la résultante des forces sismiques	51
4.14.	Vérification de la participation des éléments résistants	52
4.15.	Justification vis-à-vis des déformations	53
4.16.	Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$	54
4.17.	Justifications vis à vis de l'équilibre d'ensemble	55

## **Chapitre 5 - Ferrailage des éléments structuraux**

<b>5.1.</b>	Introduction	57
<b>5.2.</b>	Hypothèses	57
<b>5.3.</b>	Ferrailage des poteaux	57
<b>5.3.1</b>	Combinaisons de calcul	57
<b>5.3.2</b>	Recommandation du RPA99/version 2003	58
<b>5.3.3</b>	Sollicitation de calcul	58
<b>5.3.4</b>	Calcul de ferrailage	59
<b>5.3.4.1.</b>	Section minimale exigé par le RPA99/version2003	59
<b>5.3.4.2.</b>	Armatures longitudinales	59
<b>5.3.4.3.</b>	Armatures transversales	60
<b>5.2.4.4.</b>	Vérification des poteaux à l'effort tranchant	61
<b>5.3.4.5.</b>	Vérification la section minimale des cadres	61
<b>5.4.</b>	Ferrailage des poutres	62
<b>5.4.1</b>	Armatures longitudinales	62
<b>5.4.2.</b>	Armatures transversales	62
<b>5.4.3.</b>	Vérification au cisaillement pour l'influence de l'effort tranchant aux voisinages d'appuis	63
<b>5.5.</b>	Ferrailage des voiles	64
<b>5.5.1.</b>	Combinaisons de calcul	65
<b>5.5.2.</b>	Calcul du ferrailage	65
<b>5.6.</b>	Ferrailage du linteau	68
<b>5.6.1.</b>	Calcul des contraintes	69
<b>5.6.2.</b>	Armatures diagonales	69
<b>5.6.3.</b>	Armatures longitudinales, transversales et armatures de peau	70

## **Chapitre 6 - Etude de l'infrastructure**

<b>6.1.</b>	Introduction	72
<b>6.2.</b>	Ferrailage des voiles périphériques	72
<b>6.2.1.</b>	Ferrailage vertical	72
<b>6.2.2.</b>	Ferrailage horizontal	73
<b>6.3.</b>	Choix du type de fondation	74
<b>6.4.</b>	Vérifications relatives au choix du type de fondation	74
<b>6.4.1.</b>	Semelles isolées	74
<b>6.4.2.</b>	Semelle filante	75
<b>6.5.</b>	Radier général	75
<b>6.5.1.</b>	Prédimensionnement	75
<b>6.5.2.</b>	Vérifications nécessaires	76
<b>6.5.3.</b>	Ferrailage du radier	78
<b>6.5.3.1.</b>	Ferrailage de la dalle	78
<b>6.5.3.2.</b>	Ferrailage des nervures	79

## **Chapitre 7 - Etude économique**

<b>7.1.</b>	Introduction	81
<b>7.2.</b>	Préparation en amont du chantier	81
<b>7.2.1.</b>	Etude quantitative	81
<b>7.2.2.</b>	Eude de prix	81

7.2.3.	Etude quantitative et estimative	81
7.3.	Devis quantitatif de projet	82
7.3.1.	Installation de chantier	82
7.3.1.1.	Description du projet	82
7.3.1.2.	Panneau de chantier	82
7.3.1.3.	Baraquements de chantier	82
7.3.1.4.	Nettoyage	82
7.3.1.5.	Matériel de chantier	83
7.3.1.6.	Clôture	83
7.3.2.	Terrassement	83
7.3.2.1.	Décapage de la terre végétale	83
7.3.2.2.	Terrassement en grande masse	83
7.3.3.	Infrastructure et superstructure	84
7.4.	Etude de prix	92
7.4.1.	Barème de main-d'œuvre d'exécution	92
7.4.2.	Barème des frais du matériel	92
7.4.3.	Prix unitaire des matériaux de construction	93
7.4.4.	Calcul des frais total des matériaux	93
7.4.5.	Prix du béton	96
7.4.6.	Matériels au forfait	96
7.4.7.	Calcul de prix unitaire pour les travaux de terrassement et de bétonnage	96
7.4.7.1	Terrassement	97
7.4.7.2	Bétonnage de l'infrastructure et la superstructure	97
7.5.	Devis quantitatif et estimatif	101
7.5.1.	Installation de chantier	101
7.5.2.	Prix de Terrassement	101
7.5.3.	Prix de l'infrastructure et la superstructure	102

## Conclusion générale

## Bibliographie

### Annexe A - Dalle sur appuis continus

A.1.	Définitions et notations	105
A.2.	Domaine d'application	105
A.3.	Dalle articulée sur ses contours	105
A.3.1.	Cas des charges réparties	105
A.3.2.	Prise en compte de la continuité	107

### Annexe B - Méthode forfaitaire

B.1.	Domaine d'application	108
B.2.	Application de la méthode	108
B.3.	Armatures longitudinales	108
B.4.	Effort tranchant	109

## **LISTE DES TABLEAUX**

### **Chapitre 1 - Présentation du bâtiment**

<b>Tab .1.1.</b>	Contraintes limites à l'ELS	10
------------------	-----------------------------	----

### **Chapitre 2 - Prédimensionnement**

<b>Tab.2.1.</b>	Dimensions des poutres	13
<b>Tab.2.2.</b>	Charge permanente due au plancher à corps creux de niveau courant	13
<b>Tab.2.3.</b>	Charge permanente due à la dalle pleine de niveau courant	14
<b>Tab.2.4.</b>	Charges d'exploitations	14
<b>Tab.2.5.</b>	Charge permanente due aux murs	15
<b>Tab.2.6.</b>	Charge permanente due aux balcons	15
<b>Tab.2.7.</b>	Charge permanente due au plancher à corps creux du plancher terrasse	15
<b>Tab.2.8.</b>	Charge permanente due à la dalle pleine du plancher terrasse	16
<b>Tab.2.9.</b>	Règle de dégression adoptée	19
<b>Tab.2.10.</b>	Descente de charges pour le poteau rectangulaire le plus sollicité	20
<b>Tab.2.11.</b>	Effort normal à retenir pour le prédimensionnement des poteaux	21

### **Chapitre 3 - Eléments secondaires**

<b>Tab.3.1.</b>	Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère	24
<b>Tab.3.2.</b>	Résultats du calcul du ferrailage de l'acrotère à l'ELU	24
<b>Tab.3.3.</b>	Résultats du calcul du ferrailage de l'acrotère à l'ELS	25
<b>Tab.3.4.</b>	Actions sur la paillasse	28
<b>Tab.3.5.</b>	Actions sur le palier	28
<b>Tab.3.6.</b>	Combinaison des actions sur l'escalier	29
<b>Tab.3.7.</b>	Sollicitations de calcul pour l'escalier	29
<b>Tab.3.8.</b>	Résultats du calcul du ferrailage des escaliers courants	29
<b>Tab.3.9.</b>	Charges permanentes et surcharges d'exploitation avant le coulage	31
<b>Tab.3.10.</b>	Sollicitations combinées de calcul	32
<b>Tab.3.11.</b>	Actions de calcul des poutrelles après coulage	33

<b>Tab.3.12.</b>	Sollicitations des poutrelles après coulage	35
<b>Tab.3.13.</b>	Ferraillage des poutrelles	35
<b>Tab.3.14.</b>	Charges et surcharges sur le 1 <sup>er</sup> balcon	37
<b>Tab.3.15.</b>	Sollicitations de calcul pour le 1 <sup>er</sup> balcon	38
<b>Tab.3.16.</b>	Ferraillage du 1 <sup>er</sup> balcon	38
<b>Tab.3.17.</b>	Vérification du 1 <sup>er</sup> balcon au cisaillement	39
<b>Tab.3.18.</b>	Sollicitation de calcul pour le 2 <sup>ème</sup> balcon	39
<b>Tab.3.19.</b>	Ferraillage du 2 <sup>ème</sup> balcon	39
<b>Tab.3.20.</b>	Vérification du 2 <sup>ème</sup> balcon au cisaillement	40

#### **Chapitre 4 - Etude dynamique**

<b>Tab.4.1.</b>	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	42
<b>Tab.4.2.</b>	Participation de la masse modale effective	50
<b>Tab.4.3.</b>	Force sismique à la base par la méthode statique	52
<b>Tab.4.4.</b>	Vérification de la force sismique résultante	52
<b>Tab.4.5.</b>	Vérification de la valeur de l'effort tranchant	52
<b>Tab.4.6.</b>	Répartition de l'action sismique à la base sur les éléments de contreventement	53
<b>Tab.4.7.</b>	Vérification des déplacements des étages	54
<b>Tab.4.8.</b>	Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$	55
<b>Tab.4.9.</b>	Valeur des forces sismiques	55
<b>Tab.4.10.</b>	Vérification de la stabilité au renversement	56

#### **Chapitre 5 - Ferraillage des éléments structuraux**

<b>Tab.5.1.</b>	Sollicitations de calcul pour les trois combinaisons	59
<b>Tab.5.2.</b>	Ferraillage longitudinal des poteaux	59
<b>Tab.5.3.</b>	Ferraillage transversal des poteaux	61
<b>Tab.5.4.</b>	Armatures longitudinales dans les poutres	62
<b>Tab.5.5.</b>	Vérification de la contrainte de cisaillement	62

<b>Tab.5.6.</b>	Espacement des armatures transversales	63
<b>Tab.5.7.</b>	Ferraillage vertical des voiles	67
<b>Tab.5.8.</b>	Vérification de la contrainte de cisaillement	68
<b>Tab.5.9.</b>	Armatures diagonales des linteaux	69
<b>Tab.5.10.</b>	Ferraillage des linteaux	71

### **Chapitre 6 - Etude de l'infrastructure**

<b>Tab.6.1.</b>	Ferraillage vertical des voiles périphériques	73
<b>Tab.6.2.</b>	Valeurs du moment fléchissant	73
<b>Tab.6.3.</b>	Ferraillage horizontal des voiles périphériques	74
<b>Tab.6.4.</b>	Armatures du radier	78

### **Chapitre 7 - Etude économique**

<b>Tab.7.1.</b>	Barème de main-d'œuvre d'exécution	92
<b>Tab.7.2.</b>	Barème des frais du matériel	92
<b>Tab.7.3.</b>	Prix unitaire des matériaux de construction	93
<b>Tab.7.4.</b>	Prix réel des matériaux de construction	95
<b>Tab.7.5.</b>	Prix du béton	96
<b>Tab.7.6.</b>	Prix unitaire pour les travaux de terrassement	97
<b>Tab.7.7.</b>	Prix unitaire pour le bétonnage de l'infrastructure et la superstructure	100
<b>Tab.7.8.</b>	Estimation du prix de l'installation de chantier	101
<b>Tab.7.9.</b>	Estimation du prix du terrassement	101
<b>Tab.7.10.</b>	Estimation du prix de l'infrastructure et la superstructure	102

## **LISTE DES FIGURES**

### **Chapitre 1 - Présentation du projet**

<b>Fig.1.1.</b>	Plan du RDC	3
<b>Fig.1.2.</b>	Plan du 1 <sup>er</sup> étage	4
<b>Fig.1.3.</b>	Plan des 2 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage	5
<b>Fig.1.4.</b>	Coupe du bâtiment	6
<b>Fig.1.5.</b>	Diagramme parabole-rectangle	9
<b>Fig.1.6.</b>	Diagramme contrainte - déformation de l'acier	10

### **Chapitre 2 - Prédimensionnement**

<b>Fig.2.1.</b>	Plancher à corps creux	12
<b>Fig.2.2.</b>	Plancher étage courant	14
<b>Fig.2.3.</b>	Plancher terrasse	16
<b>Fig.2.4.</b>	Surface du plancher revenant à un poteau central	19
<b>Fig.2.5.</b>	Coupe de voile en élévation	21

### **Chapitre 3 - Eléments secondaires**

<b>Fig.3.1.</b>	Détail et modélisation de l'acrotère	23
<b>Fig.3.2.</b>	Dimensions de la section dangereuse	25
<b>Fig.3.3.</b>	Ferraillage de l'acrotère	26
<b>Fig.3.4.</b>	Escalier a deux volées	26
<b>Fig.3.5.</b>	Dimensions des éléments de l'escalier courant	27
<b>Fig.3.6.</b>	Modèle de calcul des escaliers courants	29
<b>Fig.3.7.</b>	Ferraillage des escaliers courants	30
<b>Fig.3.8.</b>	Modèle de calcul des poutrelles avant coulage	31
<b>Fig.3.9.</b>	Section de calcul des poutrelles après coulage	33
<b>Fig.3.10.</b>	Schémas de ferraillage des poutrelles	36
<b>Fig.3.11.</b>	Modélisation de la dalle pleine encastrée reposant sur un appui	37

### **Chapitre 4 - Etude dynamique**

<b>Fig.4.1.</b>	Encastrement de la structure	41
<b>Fig.4.2.</b>	Irrégularité de la structure	43
<b>Fig.4.3.</b>	Vue 3D du Bâtiment	47
<b>Fig.4.4.</b>	Disposition des voiles	48

<b>Fig.4.5.</b>	Spectre de calcul	49
<b>Fig.4.6.</b>	Mode de flexion	50
<b>Fig.4.7.</b>	Mode de torsion	51

### **Chapitre 5 - Ferrailage des éléments structuraux**

<b>Fig.5.1.</b>	Ferrailage des poteaux du RDC	62
<b>Fig.5.2.</b>	Ferrailage des poteaux des 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> niveaux	62
<b>Fig.5.3.</b>	Longueur de scellement	63
<b>Fig.5.4.</b>	Ferrailage des poutres	64
<b>Fig.5.5.</b>	Schéma d'une maille de voile	66
<b>Fig.5.6.</b>	Exemple de ferrailage des voiles	68
<b>Fig.5.7.</b>	Schéma des voiles calculés	71

### **Chapitre 6 - Etude de l'infrastructure**

<b>Fig.6.1.</b>	Schéma statique de voile périphérique	72
<b>Fig.6.2.</b>	Zone de contact poteau-radier	76

### **Chapitre 7 - Etude économique**

<b>Fig.7.1.</b>	Exemple des baraquements	82
<b>Fig.7.2.</b>	Zone de terrassement général	83
<b>Fig.7.3.</b>	Terrassement en grande masse pour drains	83
<b>Fig.7.4.</b>	Remblai pour drains	84
<b>Fig.7.5.</b>	Déblais et remblai de l'infrastructure	84
<b>Fig.7.6.</b>	Plancher RDC	85
<b>Fig.7.7.</b>	Plancher 1 <sup>er</sup> étage	86
<b>Fig.7.8.</b>	Plancher 2 <sup>ème</sup> étage	87



## INTRODUCTION GENERALE

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou à des malfaçons d'exécutions.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

En effet, l'ingénieur du génie civil est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Pour cela les différentes études et règlement préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et à éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations telles que la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales et surtout la zone sismique où se situera l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le projet qui nous a été confié consiste en l'étude d'un bâtiment multifonctionnel avec sous sol qui regroupe commerces et logements d'habitation, contreventé par une structure mixte (voiles + portiques).

Dans notre étude, en plus des calculs statiques qui feront l'objet des trois premiers chapitres, nous allons nous intéresser dans le chapitre quatre au comportement dynamique de la structure et cela à partir d'un spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre 5. Après le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre 6, on conclura notre projet par une étude économique qui permettra l'estimation du prix de réalisation de ce bâtiment.

# Chapitre 1 : Présentation du projet

## 1.1. Introduction

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que fondations, poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escalier, acrotère,...) ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme. Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes et aux règles de béton armé en vigueur BAEL91 et CBA93, en utilisant le logiciel de calcul SAP2000.

## 1.2. Présentation de bâtiment

Il s'agit d'un bâtiment à usage d'habitation avec des locaux commerciaux et une agence de voyage au rez-de-chaussée implanté à DRARIA (une zone de forte sismicité ; Zone III selon RPA99 version 2003), composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de neuf étages. Il y a 4 logements par niveau sauf pour le rez-de-chaussée, qui comporte un logement et le premier étage, qui en comporte deux.

### 1.2.1. Dimensions en plan

Le bâtiment a une forme polygonale dont les grandes dimensions en plan sont :

- Longitudinalement.....27,00 m
- Transversalement.....26,55 m

### 1.2.2. Dimensions en élévation

- hauteur du sous-sol ..... 2,50 m.
- hauteur du rez-de-chaussée..... 4,59 m.
- Les autres niveaux ont une hauteur..... 3,06 m.
- hauteur totale du bâtiment..... 34,20 m.

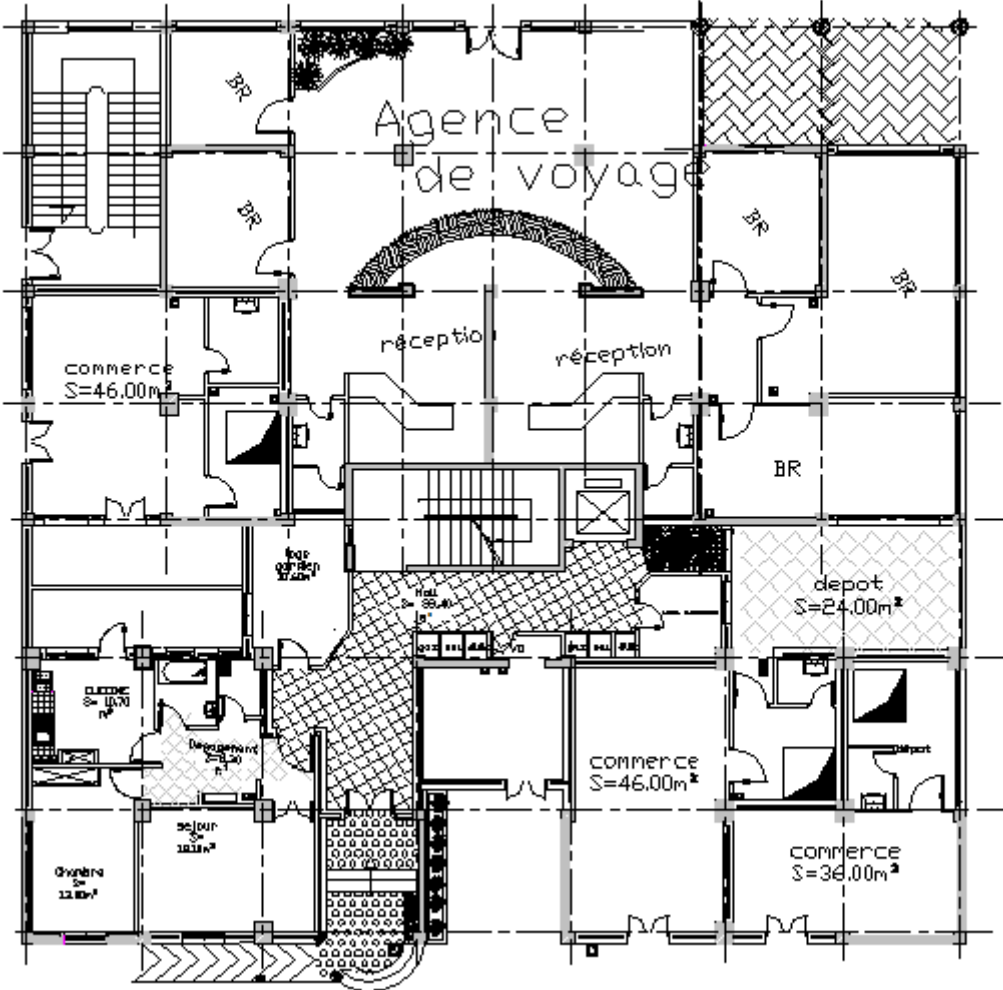


Fig. 1.1 Plan du RDC.

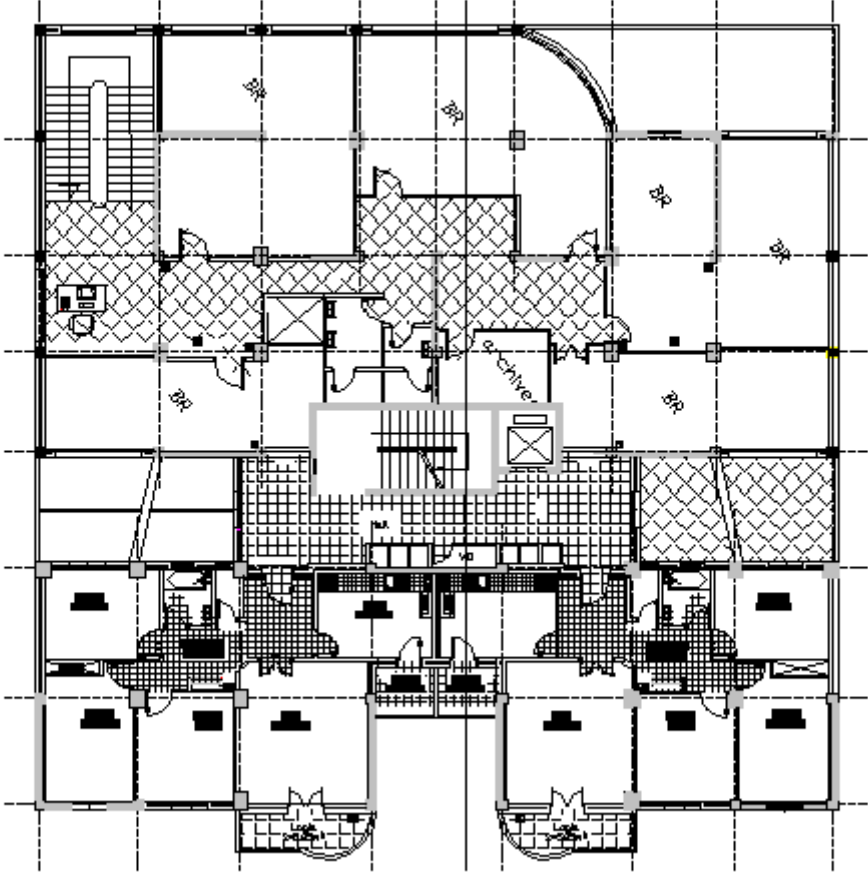


Fig. 1.2. Plan du 1<sup>er</sup> étage

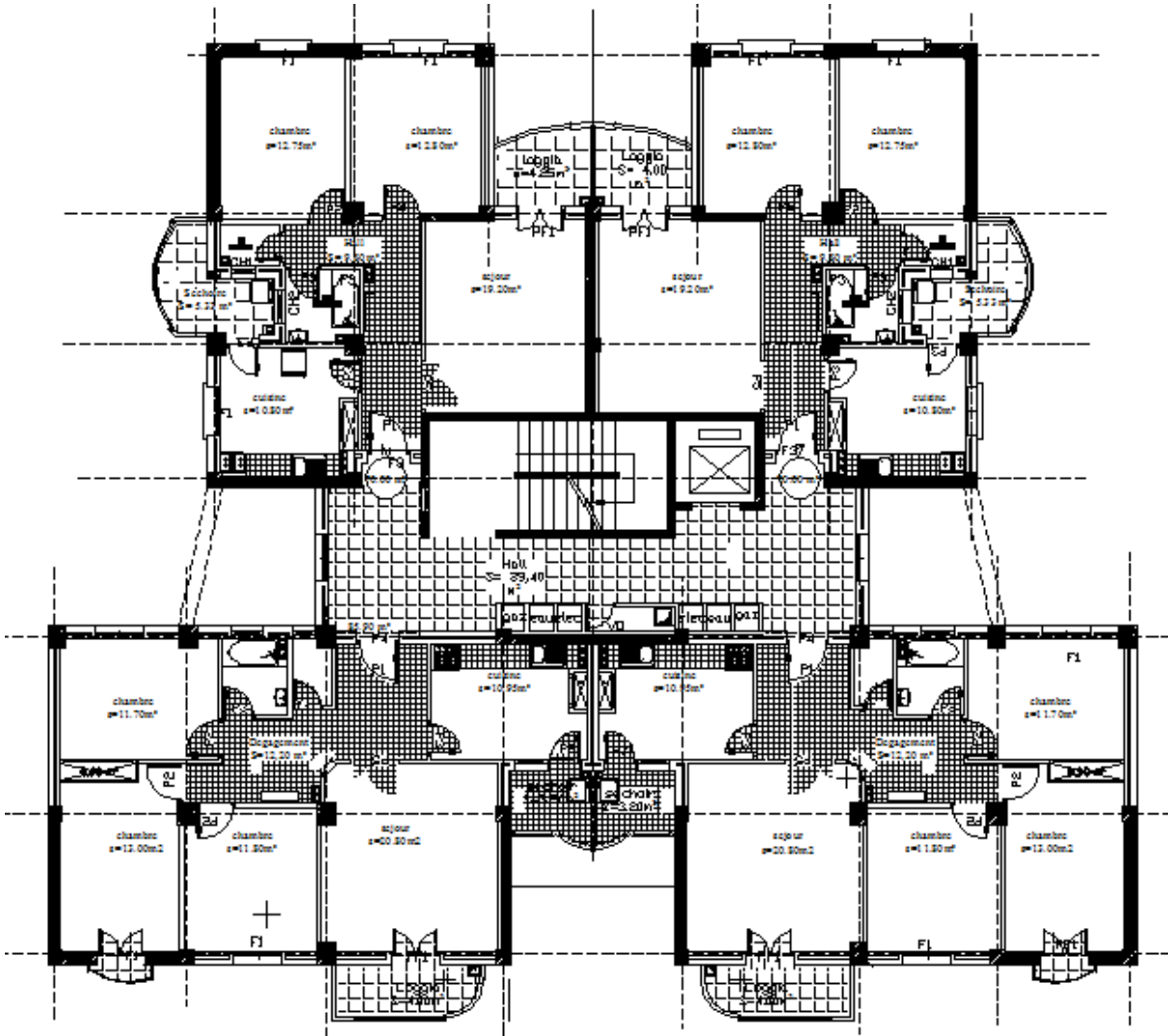


Fig. 1.3 Plan des 2<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage.

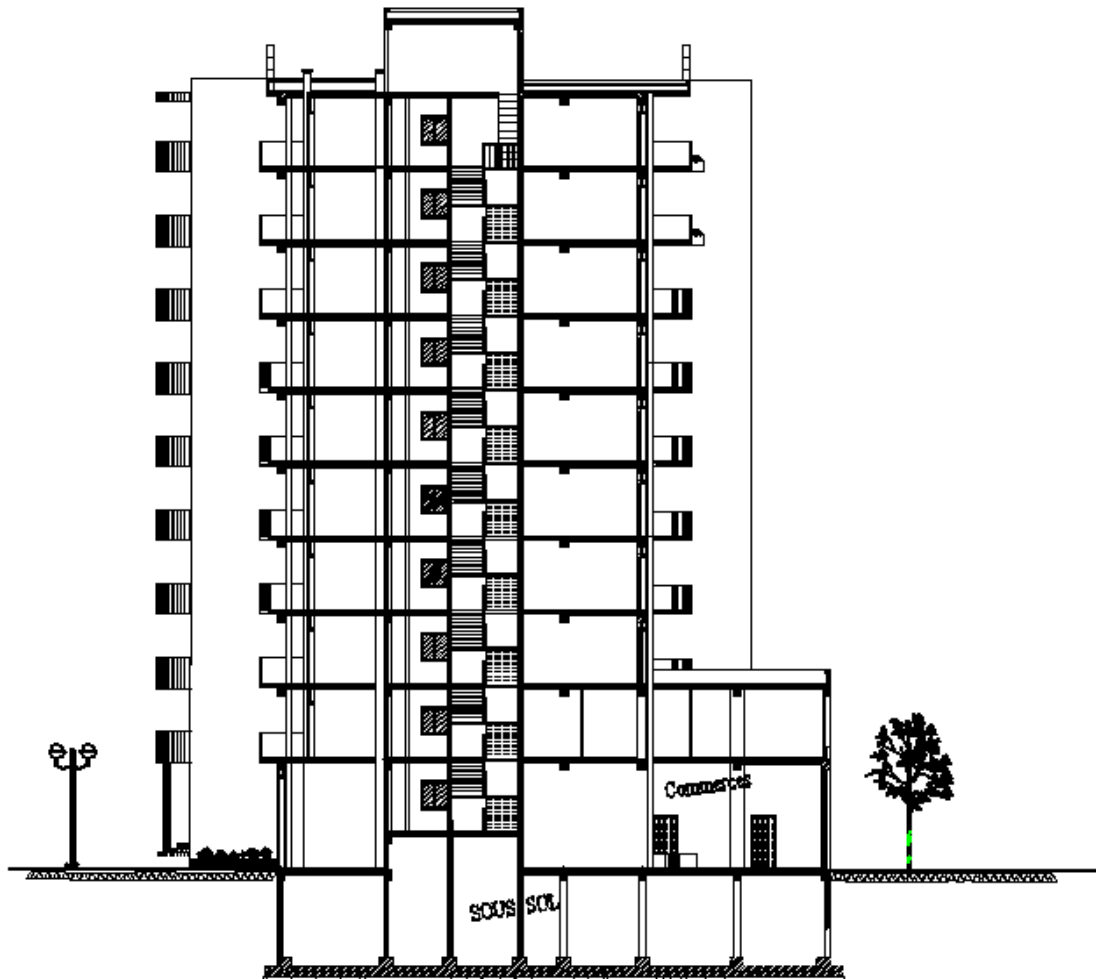


Fig. 1.4 Coupe du bâtiment.

### 1.2.3 Système structural

L'ossature est en béton armé, constituée de cadres et de refends. Le rôle de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

### 1.2.4 Planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relative faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Planchers à corps creux en partie courante.
- Planchers à dalle pleine pour les balcons.

### 1.2.5. Maçonnerie

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

**a. Murs extérieurs :** le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide. Le mur extérieur est composé d'une double cloison :

- Une cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur.
- Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Une cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur.

**b. Murs intérieurs :** cloisons de séparation en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

### 1.2.6. Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué :

- Pour le sol, carrelage 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

### 1.2.7. Acrotère

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé .

- ✓ Hauteur.....60 cm
- ✓ Epaisseur.....10 cm

L'acrotère a pour rôle d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

### 1.2.8. Garde-corps

Pour assurer la sécurité des habitants, les balcons sont entourés par des garde-corps en béton armé .

- ✓ Hauteur .....100 cm
- ✓ Epaisseur .....10 cm

### 1.2.9. Escaliers

Les escaliers utilisés dans ce bâtiment sont des escaliers droits avec deux volées et palier inter étage et un ascenseur.

## 1.3. Données du site

- Le bâtiment est implanté dans la wilaya d'Alger classée selon le RPA 99/version2003 comme une zone de forte sismicité (zone III).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme un site ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol  $\sigma_{adm} = 2,5$  bars.

## 1.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).



### 1.4.1. Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée), notée " $f_{c28}$ ", et sa masse volumique  $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$ .

La résistance à la compression du béton utilisé pour la réalisation est  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

#### 1.4.1.1. Résistance à la compression

La résistance à la compression du béton est mesurée par compression axiale d'éprouvettes cylindriques de  $200 \text{ cm}^2$  de section et d'une hauteur double de leur diamètre, âgées de 28 jours.

Pour un béton âgé de 'j' jours on a:

$$f_{cj} = \begin{cases} 40 \text{ MPa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0,685 \cdot f_{c28} \cdot \log(j + 1) \text{ MPa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

#### 1.4.1.2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à 'j' jours, notée " $f_{tj}$ ", est définie par la relation  $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$  dans laquelle :  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimés en MPa (ou  $\text{N/mm}^2$ ).

Dans le cadre de ce projet :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .

#### 1.4.1.3. Module de déformation longitudinale du béton

Le module de déformation instantanée (courte durée < 24heures)

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \text{donc} \quad E_i = 32164,19 \text{ MPa.}$$

Le module de déformation différée : (le retrait et le fluage).

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \text{donc} \quad E_v = 10818,86 \text{ MPa.}$$

#### 1.4.1.4. Contrainte ultime de compression

Les règles B.A.E.L91 donnent la valeur de la contrainte admissible à la compression à l'Etat limite ultime "ELU" comme suit :  $f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  ;  $f_{c28}$  : résistance caractéristique à 28 jours.

$\gamma_b$ : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$  situation accidentelle.

### 1.4.1.5 Coefficient de poisson $\nu$

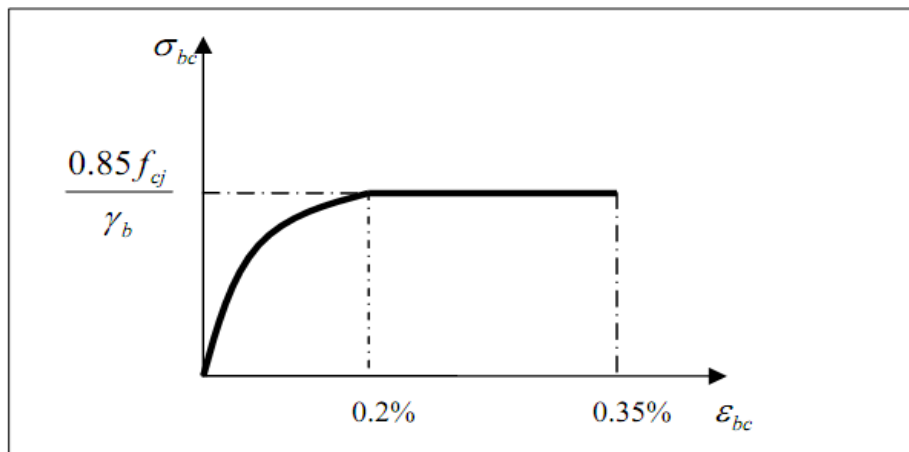
Le coefficient de poisson  $\nu$  représente la variation relative de la dimension transversale par rapport à la variation relative longitudinale.

Le coefficient  $\nu$  du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Lorsque le béton est fissuré  $\nu$  devient nul.

On retiendra pour les calculs :

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \text{zone non fissurée (ELS)} \\ 0 & \text{zone fissurée} \end{cases}$$

### 1.4.1.6. Diagramme de déformation



**Fig.1.5.** Diagramme parabole - rectangle.

## 1.4.2. Aciers

Les aciers utilisés pour renforcer le béton, ou armatures, sont de deux types pour ce projet :

- Des hautes adhérences de nuance FeE400 pour les armatures transversales et longitudinales ;
- Des treillis soudés de nuance FeE240.

### 1.4.2.1. Caractéristiques de l'acier

#### a. Limite d'élasticité

Dans les calculs à l'état limite ultime ELU, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  tel que

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{pour une situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 & \text{pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

## b. Contrainte limite de traction

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	rien à vérifier
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ty}} \right]$ MPa où $\eta=1$ pour RL (Rond lisse) et $\eta=1.6$ pour HA (Haute Adhérence)
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[ \frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ty}} \right]$ MPa

Tab.1.1. Contraintes limites à l'ELS.

## c. Module d'élasticité de l'acier

$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

## d. Diagramme contrainte-déformation

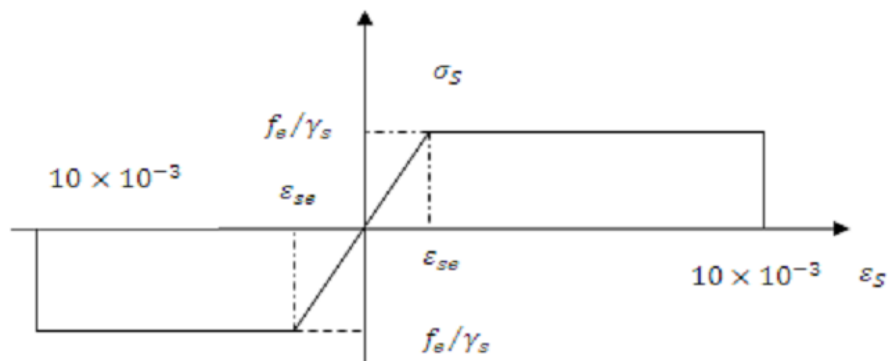


Fig.1.6. Diagramme contrainte - déformation de l'acier.

Avec :

 $\sigma_s$  : Contrainte de l'acier. $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité des aciers. $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier. $\epsilon_s$  : Déformation élastique de l'acier.

## Chapitre 2 : Prédimensionnement

## 2.1. Introduction

Le prédimensionnement a pour but le pré calcul des sections des différents éléments résistants de la structure. Il sera fait selon le CBA 93 et le RPA 99/ version 2003. Il permet de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Ce calcul préliminaire concerne tous les éléments suivants:

- Planchers
- Poutres
- Poteaux
- Voiles

## 2.2. Prédimensionnement des planchers

Les planchers sont constitués d'une dalle horizontale associée à un système de poutres formant nervures (poutre principales, poutres secondaires, poutrelles...).

Ils sont sollicités par des charges pesantes et éventuellement par des actions climatiques ou sismiques.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Dalle pleine pour les balcons, le hall et l'ascenseur.

L'épaisseur des planchers dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir des conditions :

### ✓ Condition de résistance au feu

- $e = 7$  cm Pour une heure de coupe feu.
- $e = 11$  cm Pour deux heures de coupe feu.
- $e = 17,5$  cm Pour quatre heures de coupe feu.

On adopte:  $e = 16$  cm.

### ✓ Isolation phonique

Selon les règles **CBA93**, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 16 cm.

### ✓ Résistance à la flexion

#### a. Plancher à corps creux (étage courant)

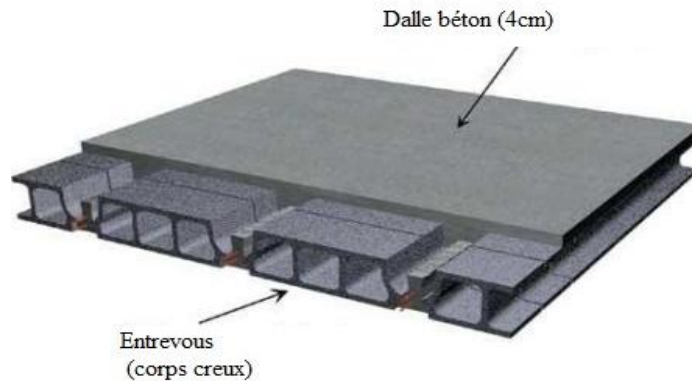
Pour le prédimensionnement du plancher (calcul de l'épaisseur) on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche, la portée maximale entre deux nus d'appuis est notée  $L_{max}$ , Pour le bâtiment étudié  $L_{max} = 590$  cm.

La hauteur de plancher est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Donc :  $0,23 \leq h \leq 0,29$

On adopte :  **$h = 24$  cm.**



**Fig.2 .1.** Plancher à corps creux.

### b. Dalle pleine

Pour les dalles permettant l'accès aux ascenseurs et aux escaliers on va adopter une dalle pleine, la portée maximale est  $L_{max} = 590$  cm. La hauteur est donnée par les formules suivantes :

- Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{max}}{40}$$

Donc :  $0,11 \leq h \leq 0,15$       On prend : **h=14 cm.**

- Pour des dalles reposant sur deux appuis (les balcons) :

$$\frac{L_{max}}{35} \leq h \leq \frac{L_{max}}{30}$$

Donc :  $0,13 \leq h \leq 0,15$       On prend : **h=14cm.**

### 2.3. Prédimensionnement des poutres

- D'après l'article 7.5 de la RPA99/ 2003, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$h/b \leq 4.0$$

$$b_{max} \leq 1,5h + b_1$$

- Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes pour satisfaire les conditions de limitation des flèches.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

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

$L_{max}$  : longueur libre entre nus d'appuis.

h : hauteur de poutre.

b : largeur de poutre.

Dans notre bâtiment  $L_{\max} = 590$  cm.

Les dimensions adoptées pour les poutres sont résumées dans le tableau 2.1.

Type de poutres	Sens	h [m]	b [m]
Poutres principales	suitant XX	0,55	0,35
Poutres secondaires	suitant YY	0,40	0,25

**Tab.2.1.** Dimensions des poutres.

## 2.4. Evaluation des charges et surcharges

### 2.4.1. Plancher étage courant

#### a. Charge permanente due au plancher à corps creux

Couches	Epaisseur [cm]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Carrelage	2	0,40
Mortier de pose	2	0,40
Lit de sable	3	0,54
Plancher en corps creux	(20+4)	3,2
Enduit de plâtre	1,5	0,15
Enduit de ciment	1,5	0,30
Cloisons	-	1,00
<b>Charge permanente</b>		<b>5,99</b>

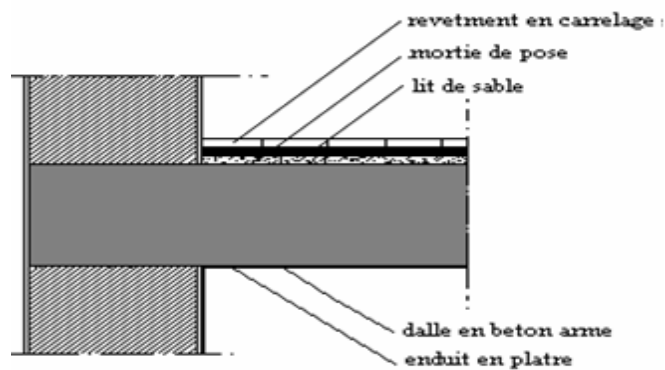
**Tab.2.2.** Charge permanente due au plancher à corps creux de niveau courant.

#### b. Charge permanente due à la dalle pleine

Couches	Epaisseur [cm]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Carrelage	2	0,40
Mortier de pose	2	0,40
Lit de sable	3	0,54
Cloison	-	2,95
Dalle pleine	14	3,50

Enduit de ciment	2	0,40
Enduit de plâtre	1,5	0,15
<b>Charge permanente</b>		<b>8,34</b>

**Tab.2.3.** Charge permanente due à la dalle pleine de niveau courant.



**Fig.2.2.** Plancher étage courant.

### c. Charges d'exploitation

Q habitation	1,5
Q commerces	5
Q bureaux	2,5

**Tab.2.4.** Charges d'exploitation.

### 2.4.2. Cloisons

Couches	Epaisseur [cm]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Enduit de plâtre	1,5	0,15
Enduit de ciment	1,5	0,30
Brique creuse	10	0,90
Lame d'air	5	-
Brique creuse	15	1,30



Enduit de ciment	1,5	0,30
<b>Charge permanente</b>		<b>2,95</b>

Tab.2.5. Charge permanente due aux murs.

### 2.4.3. Balcons

#### a. Charge permanente

Couches	Epaisseur [cm]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Carrelage	2	0,40
Mortier de pose	2	0,40
Lit de sable	3	0,54
Dalle pleine	14	3,50
Enduit de ciment	1,5	0,30
<b>Charge permanente</b>		<b>5,14</b>

Tab.2.6. Charge permanente due aux balcons.

#### b. Charge d'exploitation

Q habitation = 3,5 kN/m<sup>2</sup>.

### 2.4.4. Terrasse

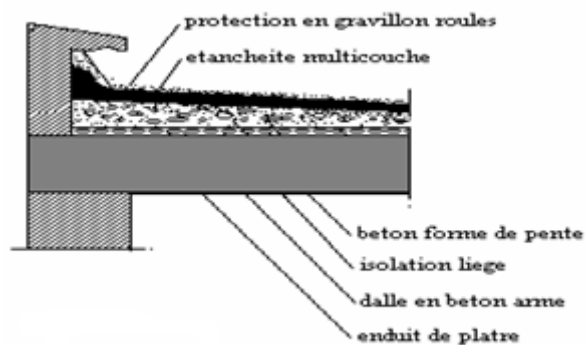
#### a. Plancher terrasse à corps creux

Couches	Epaisseur [cm]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Protection en gravillons	5	1,00
Etanchéité multicouches	2	0,12
Forme de pente	10	2,20
Isolation en liège	4	0,16
Plancher en corps creux	(20+4)	7,68
Enduit de ciment	1,5	0,30
Enduit en plâtre	1,5	0,15
<b>Charge permanente</b>		<b>7,13</b>

Tab.2.7. Charge permanente due au plancher à corps creux du plancher terrasse.

**b. Plancher terrasse à dalle pleine**

Couches	Epaisseur [cm]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Protection gravillons	5	1,00
Etanchéité	5	1,87
Forme de pente	10	2,20
Isolation thermique liège	4	1,60
Dalle pleine	14	3,50
Enduit de plâtre	2	0,20
<b>Charge permanente</b>		<b>8,88</b>

**Tab.2.8.** Charge permanente due à la dalle pleine du plancher terrasse.**Fig.2.3.** Plancher terrasse.**c. Charge d'exploitation**

Q terrasse non accessible = 1 kN/m<sup>2</sup>.

**2.4.5. Prédimensionnement des poteaux**

Les poteaux sont les éléments de la structure qui transmettent les charges verticales aux fondations et ils participent aussi au contreventement des bâtiments.

Le calcul de la section du béton des poteaux sera fait en compression centré, les règles CBA préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque coté.

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0,1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.

D'après l'article 7.4.1 de la RPA99/ 2003 : pour la zone sismique III les dimensions du poteau à prendre doivent être vérifiées les inégalités suivantes:

$$\begin{cases} \text{Min } (b, h) \leq 30 \text{ cm} \\ \text{Min } (b, h) \leq h_e/20 \\ 1/4 \leq b/h \leq 4 \end{cases}$$

D'après l'article B.8.4.1 de CBA 93 et l'article B.8.4.1 de BAEL91: l'effort normal ultime  $N_u$  agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \times f_c}{0,9 \times \gamma_b} \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$N_u$ : Effort normal maximal à l'ELU ( $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$ ) calculé en utilisant la règle de dégression verticale.

$B_r$  : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduite [ $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$ ].

$f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ )

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend  $f_e = 400 \text{ MPa}$ )

$A_s$  : Section d'armatures dans le poteau égale à 0,1% de la section réelle du poteau.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :  $\gamma_b = 1,5$  .

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :  $\gamma_s = 1,15$ .

$\alpha$ : Coefficient fonction de l'élanement mécanique, qui prend les valeurs

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$\lambda$  : élanement du poteau.

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{L_{\text{flambement}}}{I} = \frac{L_{\text{flambement}}}{b\sqrt{2}}$$

#### 2.4.5.1. Prédimensionnement de la section réduite

$$B_r \geq \left[ \frac{\beta \times N_u - A_s \times 0,85 \times f_e / \gamma_s}{f_{bu}} \right] \times 0,9$$

$\beta$ : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \beta = \frac{0,85^2}{1500} & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On fixe l'élanement mécanique  $\lambda=35$  pour s'assurer d'être toujours dans le domaine de la compression simple. Donc  $\beta=1,2$

D'après l'article 7.4.2.1 de RPA99/version 2003 leur pourcentage minimal sera de 0,9% en zone III

$$B_r[m^2] \geq 0,062 N_u [MN]$$

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$$

$N_G$  : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

$N_Q$  : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau ( $N_Q$  est déterminé par la descente de charges).

### 2.4.5.2. Descente de charges

La descente de charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (colonnes et murs) ainsi que les fondations.

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par les règlements D.T.R.B.C.22 article 6 qui recommandent « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante ». Par ailleurs, le D.T.R.B.C.22 article 7.1 recommande : « Divers locaux peuvent avoir des utilisations multiples. Dans ce cas, celle qui conduit à la valeur la plus élevée de la charge doit être considérée. »

#### ✓ Evaluation des surcharges d'exploitation à chaque niveau

Sous le terrasse :  $Q_0$

Sous le 9<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous le 8<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 7<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 6<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 5<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i$

$i$  : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.  $n$  : nombre total de niveaux

Les charges et les surcharges d'exploitations sont calculées pour le poteau rectangulaire le plus chargé.

Niveau	Dégression	Nature du local	Q cumulée [kN/m <sup>2</sup> ]
Sous la terrasse	$Q_0$		1,00
Sous le 9 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + Q_1$	habitation	2,50
Sous le 8 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	habitation	3,85

Sous le 7 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	habitation	5,05
Sous le 6 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	habitation	6,10
Sous le 5 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	habitation	7,00
Sous le 4 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	habitation	7,75
Sous le 3 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	habitation	8,50
Sous le 2 <sup>ème</sup> étage	$Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	habitation	9,25
Sous le 1 <sup>er</sup> étage	$Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	bureaux	10,66
Sous le RDC	$Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{RDC})$	commerces	13,67

**Tab.2.9.** Règle de dégression adoptée.

✓ **Evaluation de la charge permanente à chaque niveau**

Pour une section donnée de poteau, et connaissant la surface du plancher reprise par le poteau le plus chargé, on calculera les charges permanentes reprises par ce poteau ainsi que les surcharges d'exploitation avec la règle de dégression donnée précédemment.

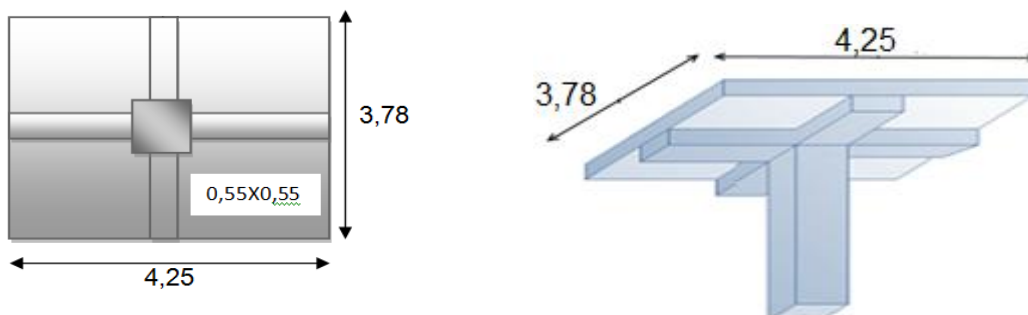
On adopte les dimensions suivantes :

$$40 \times 40 \text{ pour les niveaux 9, 8 et 7} \longrightarrow G_{\text{pot}} = (0,4 \times 0,4 \times 3,06) \times 25 = \mathbf{12,24 \text{ kN}}$$

$$45 \times 45 \text{ pour les niveaux 6, 5 et 4} \longrightarrow G_{\text{pot}} = (0,45 \times 0,45 \times 3,06) \times 25 = \mathbf{15,5 \text{ kN}}$$

$$50 \times 50 \text{ pour les niveaux 3, 2 et 1} \longrightarrow G_{\text{pot}} = (0,5 \times 0,5 \times 3,06) \times 25 = \mathbf{19,13 \text{ kN}}$$

$$55 \times 55 \text{ pour le RDC et le S-S} \longrightarrow \begin{cases} G_{\text{potRDC}} = (0,55 \times 0,55 \times 4,59) \times 25 = \mathbf{34,71 \text{ kN}} \\ G_{\text{potS-S}} = (0,55 \times 0,55 \times 3,97) \times 25 = \mathbf{30,02 \text{ kN}} \end{cases}$$



**Fig2.4** Surface de plancher revenant à un poteau central.

➤ **Terrasse :**

- Poutre principale :  $(0,35 \times 0,55 \times 4,25) \times 25 = 20,45 \text{ kN}$
- Poutre secondaire :  $(0,25 \times 0,40 \times 3,78) \times 25 = 9,45 \text{ kN}$
- Plancher :  $(3,78 \times 4,25) \times 11,61 = 186,5 \text{ kN}$

➤ **Étage courant**

- Poutre principale :  $(0,35 \times 0,55 \times 4,25) \times 25 = 20,45 \text{ kN}$
- Poutre secondaire :  $(0,25 \times 0,40 \times 3,78) \times 25 = 9,45 \text{ kN}$
- Plancher :  $(3,78 \times 4,25) \times 10,47 = 168,2 \text{ kN}$

D'où :

Niveau	$Q_i$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_{\text{cumulée}}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$N_0$ [kN]	$G_{\text{plancher}}$ [kN]	$G_{\text{poteaux}}$ [kN]	$N_G$ [kN]	$N_{G_{\text{cumulée}}}$ [kN]
Sous la terrasse	1,00	1,00	16,12	144,867	12,24	157,11	157,11
Sous le 9 <sup>ème</sup> étage	1,50	2,50	56,43	126,49	12,24	138,73	295,83
Sous le 8 <sup>ème</sup> étage	1,50	3,85	118,51	126,49	12,24	138,73	434,56
Sous le 7 <sup>ème</sup> étage	1,50	5,05	199,94	126,49	15,49	141,98	576,54
Sous le 6 <sup>ème</sup> étage	1,50	6,10	298,29	126,49	15,49	141,98	718,51
Sous le 5 <sup>ème</sup> étage	1,50	7,00	411,16	126,49	15,49	141,98	860,49
Sous le 4 <sup>ème</sup> étage	1,50	7,75	536,12	126,49	19,12	145,61	1006,10
Sous le 3 <sup>ème</sup> étage	1,50	8,50	673,18	126,49	19,12	145,61	1151,71
Sous le 2 <sup>ème</sup> étage	1,50	9,25	822,32	126,49	19,12	145,61	1297,32
Sous le 1 <sup>er</sup> étage	2,50	10,67	994,31	126,49	34,71	161,20	1458,52
Sous le RDC	5,00	13,68	1214,81	126,49	30,02	156,51	1615,03

**Tab.2.10.** Descente de charges pour le poteau central le plus sollicité.

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 et l'article B.8.4.1 du BAEL91 : « Les charges verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en faisant, s'il y a lieu, application de la loi de dégression des charges variables dans les bâtiments à étages, telle qu'elle est énoncée par les normes en vigueur et en admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelles et poutres). Toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :

- de 15 % pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées
- de 10 % pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.»

Les résultats de calcul des sections sont résumés dans le tableau 2.10.

Niveau	$N_u$ [kN]	$1,15N_u$ [MN]	$B_r$ [cm <sup>2</sup> ]	Section adoptée
Sous la terrasse	236,28	0,27	168,47	30x30
Sous le 9 <sup>ème</sup> étage	484,03	0,56	345,11	30x30
Sous le 8 <sup>ème</sup> étage	764,42	0,88	545,03	30x30
Sous le 7 <sup>ème</sup> étage	1078,23	1,24	768,78	40x40
Sous le 6 <sup>ème</sup> étage	1417,43	1,63	1010,63	40x40
Sous le 5 <sup>ème</sup> étage	1778,41	2,05	1268,00	40x40
Sous le 4 <sup>ème</sup> étage	2162,42	2,49	1541,81	50x50
Sous le 3 <sup>ème</sup> étage	2564,58	2,95	1828,54	50x50
Sous le 2 <sup>ème</sup> étage	2984,87	3,43	2128,21	50x50
Sous le 1 <sup>er</sup> étage	3460,47	3,98	2467,32	55x55
Sous le RDC	4002,50	4,60	2853,79	55x55

**Tab.2.11.** Effort normal à retenir pour le pré dimensionnement des poteaux.

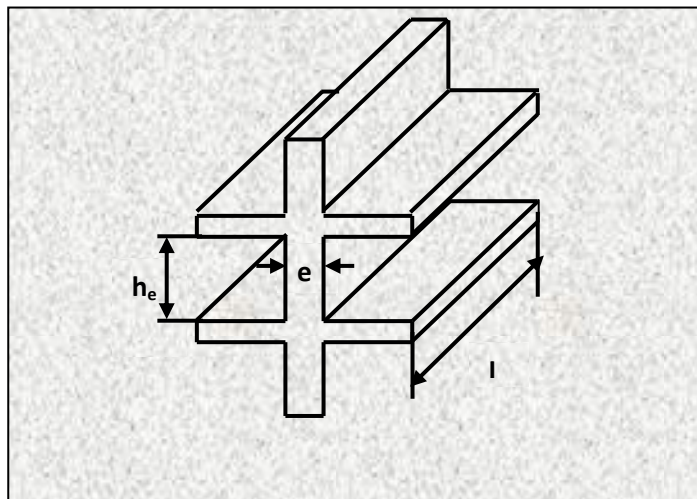
## 2.5. Prédimensionnement des voiles

D'après le RPA 99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisant la condition ( $L \geq 4e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

$L$  : portée du voile.

$e$  : épaisseur du voile.

Ainsi que l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.



**Fig. 2.5.** Coupe de voile en élévation.

✓ **Le pré dimensionnement des voiles pour les étages courants**

A partir de la hauteur d'étage  $h_e = 3,06$  m et des conditions de rigidité aux extrémités :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{h_e}{25} \\ e \geq \frac{h_e}{22} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} e \geq 12,24 \text{ cm} \\ e \geq 14 \text{ cm} \\ e \geq 15,30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$e \geq \max (e_{\min} ; h_e/25; h_e/22; h_e/20)$$

$$e \geq \max (15; 12,24 ; 13,91 ; 15,30)$$

$$e \geq 15,30 \text{ cm}$$

On adopte:  **$e = 20$  cm.**

✓ **Le pré dimensionnement des voiles pour le RDC**

En considérant la hauteur d'étage pour rez-de-chaussée  $h_e = 459$  cm et les conditions de rigidité aux extrémités, on a :

$$e \geq 459/20 = 22,95 \text{ cm.}$$

On adopte des voiles de **25 cm** pour le RDC.



## Chapitre 3 : Eléments non structuraux

### 3.1. Introduction

D'après l'article 6.2.1 du RPA 99/2003 « Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ce sont des éléments en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs etc..) ou en béton armé (acrotère, balcon, etc..) »

Le calcul de ces éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère
- Les escaliers
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression)
- Les dalles pleines (les balcons, la dalle de la cage d'ascenseur et la dalle du hall).

### 3.2. Calcul de l'acrotère

#### 3.2.1. Introduction

Le rôle le plus déterminant de l'acrotère c'est la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible. L'acrotère est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre  $G$  qui induit un effort normal  $N_G$  et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à  $1\text{ kN/ml}$  provoquant un moment de flexion. Le calcul s'effectue pour une bande de  $1\text{ ml}$  en flexion composée. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

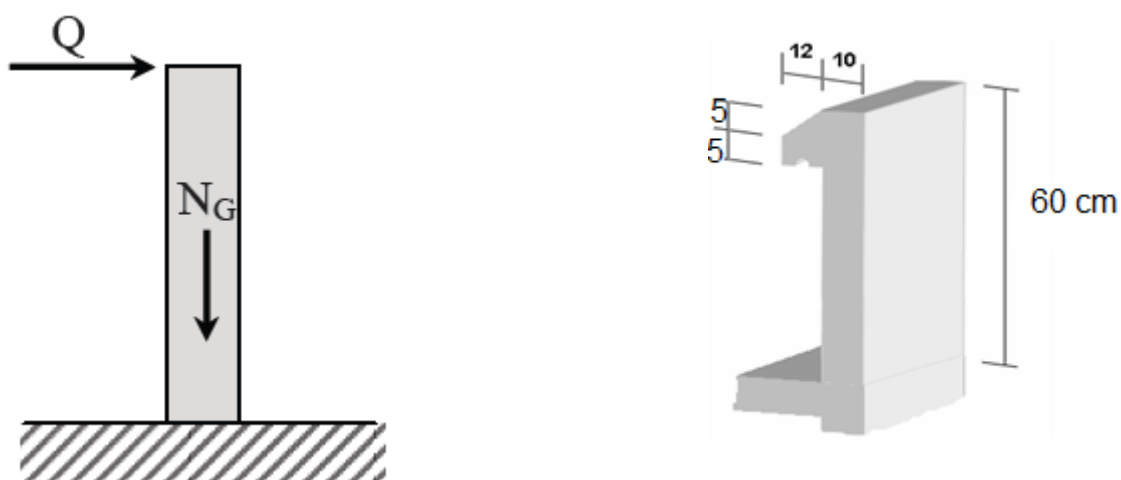


Fig.3.1. Détail et modélisation de l'acrotère.

### 3.2.2. Evaluation des sollicitations de calcul

Etat limite	Effort normal	Moment de flexion	Effort tranchant
ELU	2,36	0,9	1,5
ELS	1,75	0,6	1

**Tab.3.1.** Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère.

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone comprimée:  $A_s' = A_s$ .

### 3.2.3. Ferrailage

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire (100cm x 10cm) soumise à la flexion composée à l'ELU avec une vérification à l'ELS

- **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,36} = 0,38 \text{ m}$$

$$h/6 = \frac{0,1}{6} = 0,017 \text{ m}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

- **Ferrailage à l'ELU**

Pour entamer le calcul du ferrailage de la section, on se ramène à un calcul de flexion simple. La même section de béton soumise en flexion simple au moment fléchissant  $M_u$  doit être armée par des sections d'acier  $A_s'$  et  $A_s$ .

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 3.2.

ELU	Pivot	$\sigma_s$ [MPa]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]
	A	448,7	0,3	-

**Tab.3.2.** Résultats du calcul du ferrailage de l'acrotère à l'ELU.

- **Vérification de la condition de non-fragilité**

Dans le cas de la flexion simple la condition de non-fragilité est donnée par la règle des BAEL (A.4.2.1) :

$$A_{smin} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{smin} \geq 1,11 \text{ cm}^2$$

$$A_s \leq A_{smin}$$

Sachant que :  $A_s \geq \max(A_{ult}, A_{min})$

Donc :  $A_s = 1,11 \text{ cm}^2$

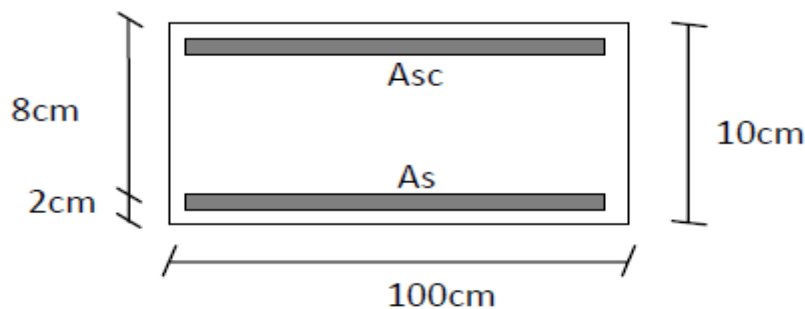
- **Vérification à l'ELS**

Les résultats sont présentés dans le tableau 3.3.

ELS	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_b$ [MPa]	$\sigma_{slim}$ [MPa]	$\sigma_{blim}$ [MPa]	Axe neutre [cm]
	63,1	1,9	201,6	15	1,6

**Tab.3.3.** Résultats du calcul du ferrailage de l'acrotère à l'ELS.

D'après le RPA99V2003 article 7.10, on adopte un ferrailage **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml**



**Fig. 3.2.** Dimensions de la section dangereuse.

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_{ulim} = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable}, \alpha = 90^\circ)$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{1,5}{1 \times 0,08} = 0,019 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ulim}$  la condition est vérifiée, donc le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

- **Vérification au séisme**

D'après l'article 6.2.3 de la RPA 99/2003 « Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

$C_p$  : Facteur de force horizontale.

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

Le ferrailage obtenu sous l'action des surcharges d'exploitation et des charges permanentes est suffisant lorsque la condition suivante est vérifiée :

$$F_p \leq 1,5Q$$

$$A = 0,25 \quad (\text{zone : IIa ; groupe d'usage : 1B})$$

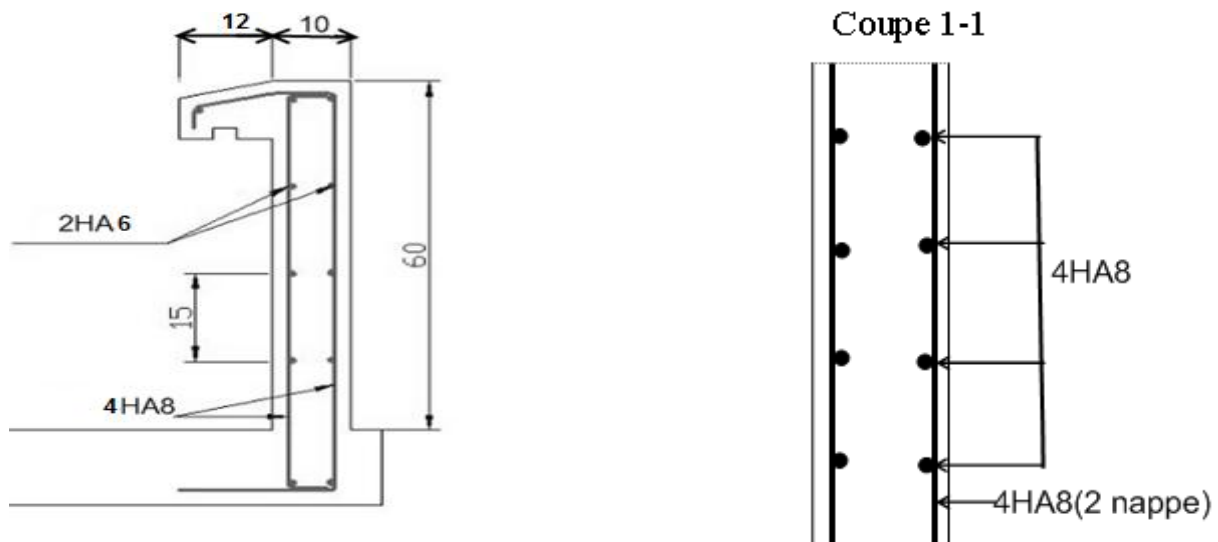
$$C_p = 0,8$$

$$W_p = 1,75 \text{ kN}$$

$F_p = 1,14 \text{ kN} < 1,5 \text{ kN}$  donc la condition est vérifiée.

En conséquence, on devra utiliser la section minimale d'armatures (condition de non-fragilité) des deux côtés, avec des armatures de répartition d'une section au moins égale à un quart des armatures principales.

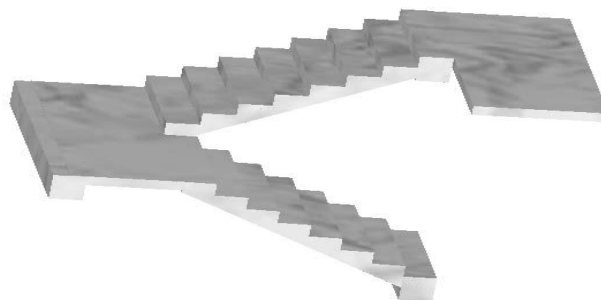
On adopte:  $S_t = 25 \text{ cm}$ .  
 $A_v = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .  
 $A_r = 2\text{HA}6 = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .



**Fig.3.3.** Dimensions de la section dangereuse.

### 3.3. Calcul des escaliers

Dans une construction la circulation entre les étages se fait le plus souvent par l'intermédiaire d'escaliers, qui sont constitués par des gradins successifs et sont exclusivement destinés au piéton. Pour ce bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé c'est : les escaliers droits à deux volées.



**Fig.3.4.** Escalier à deux volées.

### 3.3.1. Escaliers courants

#### 3.3.1.1. Géométrie

Un escalier doit être efficace et aussi facile que possible à monter et à descendre. Les proportions des escaliers respectent la relation de Blondel donnée par la double inégalité :

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 65\text{cm}$$

$g$  : Giron ou largeur de la marche.

$h$  : Hauteur ou contremarche.

En fixant la hauteur des contremarches à  $h = 17\text{ cm}$  ; on trouve le nombre de contremarches correspondant :  $n = 153 / 17 = 9$

Ce qui va nous donner un giron de  $g = 30\text{ cm}$ .

Les dimensions choisies vérifient la double inégalité de Blondel :

$$60\text{cm} \leq g + 2h = 64\text{cm} \leq 65\text{cm}$$

$$\begin{cases} h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$$

#### 3.3.1.2. Dimensionnement

##### 3.3.1.2.1. Paillasse

Les volées d'escaliers sont calculées comme des poutres inclinées dont la largeur est égale à un mètre.

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante, qui a pour but la limitation de la flèche :

$$e \geq \max \left( \frac{\text{portée}}{30}, 10 \right)$$

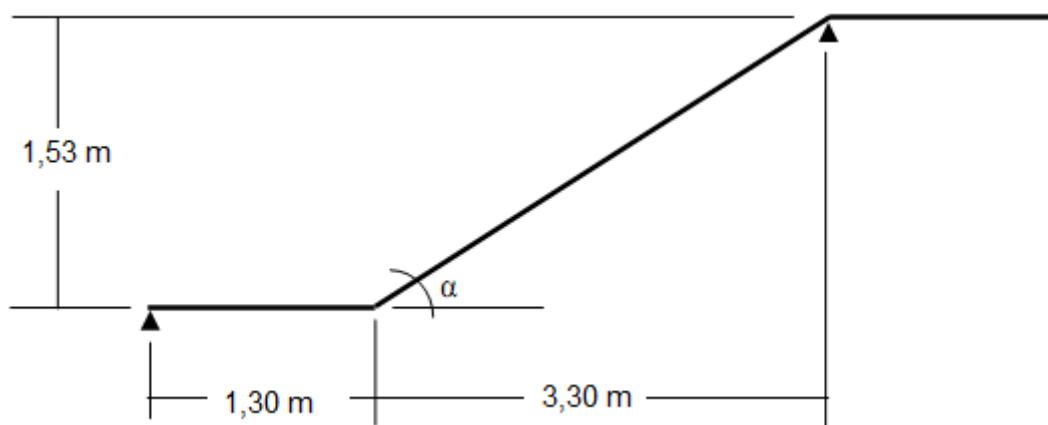


Fig.3.5. Dimensions des éléments de l'escalier courant.

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = \text{Arctg} \left( \frac{1,53}{3,30} \right) \Rightarrow \alpha = 24,87^\circ \\ \text{Portée} = \frac{3,30}{\cos \alpha} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Portée} = 3,64\text{m} \Rightarrow e \geq \max(12,13\text{cm}; 10\text{cm})$$

On va adopter pour la paillasse une épaisseur égale à celle de la dalle pleine : **e = 14 cm**.

### 3.3.1.2.2. Palier intermédiaire

Un palier est une dalle dans laquelle on peut inclure une poutre palière. La dalle d'un palier doit avoir une épaisseur au moins égale à celle de la paillasse. C'est pour quoi nous allons adopter la même épaisseur que pour la paillasse : **e = 14 cm**.

### 3.3.1.3. Evaluation des charges

La charge permanente est due au poids du béton armé et du revêtement.

Paillasse	Epaisseur [cm]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Carrelage	2	0,40
Mortier de pose	2	0,40
Marche	h/2 = 8,5	2,12
Paillasse	e/cos α = 15,4	3,86
Enduit de plâtre	1,5	0,15
<b>Charges permanentes</b>		<b>6,93</b>
<b>Charges d'exploitations</b>		<b>2,50</b>

Tab.3.4. Actions sur la paillasse.

Palier	Epaisseur [cm]	G [kN/m <sup>2</sup> ]
Carrelage	2	0,40
Mortier de pose	2	0,40
Palier	14	3,50
Enduit de plâtre	1,5	0,15
Lit de sable	2	0,18
<b>Charges permanentes</b>		<b>4,63</b>
<b>Charges d'exploitations</b>		<b>2,50</b>

Tab.3.5. Actions sur le palier.

### 3.3.1.4. Modélisation

Comme la volée d'escalier ne repose directement sur la poutre palière que sur un seul côté, le modèle de calcul à prendre est une poutre qui englobe la volée d'escalier et le palier en même temps. Cette poutre est initialement considérée comme simplement appuyée des deux côtés puis comme semi encastree afin de s'approcher de la solidarité présente entre les éléments de l'escalier et l'appui (la poutre palière).

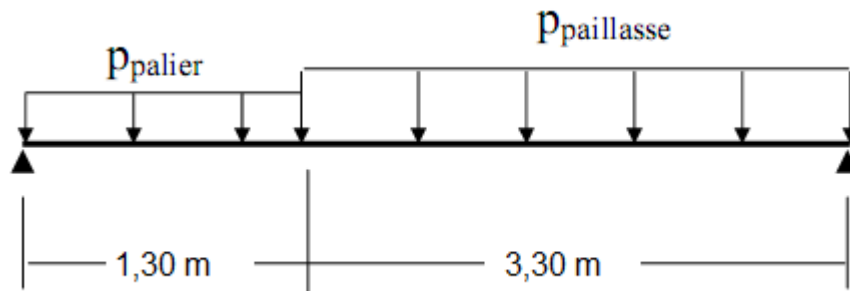


Fig.3.6. Modèle de calcul des escaliers courants.

## 3.3.1.5. Combinaisons d'actions

	G [kN/m <sup>2</sup> ]	Q [kN/m <sup>2</sup> ]	E.L.U 1,35G +1,5Q	E.L.S G +Q
<b>Paillasse</b>	6,93	2,50	13,10	9,43
<b>Palier</b>	4,63	2,50	10,00	7,13

Tab.3.6. Combinaisons des actions sur l'escalier.

## 3.3.1.6. Sollicitations de calcul

Moment max en travée [kN.m]		Effort tranchant max sur appui [kN]	
ELU	ELS	ELU	ELS
33,3	23,9	29,5	21,3

Tab.3.7. Sollicitations de calcul pour l'escalier.

## 3.3.1.7. Calcul du ferrailage

La section transversale de la poutre qui modélise les éléments de l'escalier (palier et paillasse) est (100 x 14), avec un enrobage de 2 cm. Les résultats du calcul des armatures longitudinales sont donnés dans le tableau 3.8.

ELU	<b>Pivot</b>	$\sigma_s$ [MPa]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	<b>Axe neutre</b> [cm]
	A	348	8,79	-	2,7
ELS	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma_b$ [MPa]	$\sigma_{slim}$ [MPa]	$\sigma_{blim}$ [MPa]	<b>Axe neutre</b> [cm]
	258,6	10,2	348	15	4,5

Tab.3.8. Résultats du calcul du ferrailage des escaliers courants.

Le diamètre des barres à utiliser ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur de la dalle avec un espacement maximal inférieur ou égal au : min (33cm, 3× épaisseur).



On va donc adopter le ferrailage longitudinal suivant : **8HA12/ml**

Des armatures de répartition sont à prévoir, avec une section au moins égale au quart de celle des armatures principales ce qui va nous donner **2,2 cm<sup>2</sup> → 5HA8/ml**

### 3.3.1.8. Vérification au cisaillement

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par la formule

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } d = 0,9 h$$

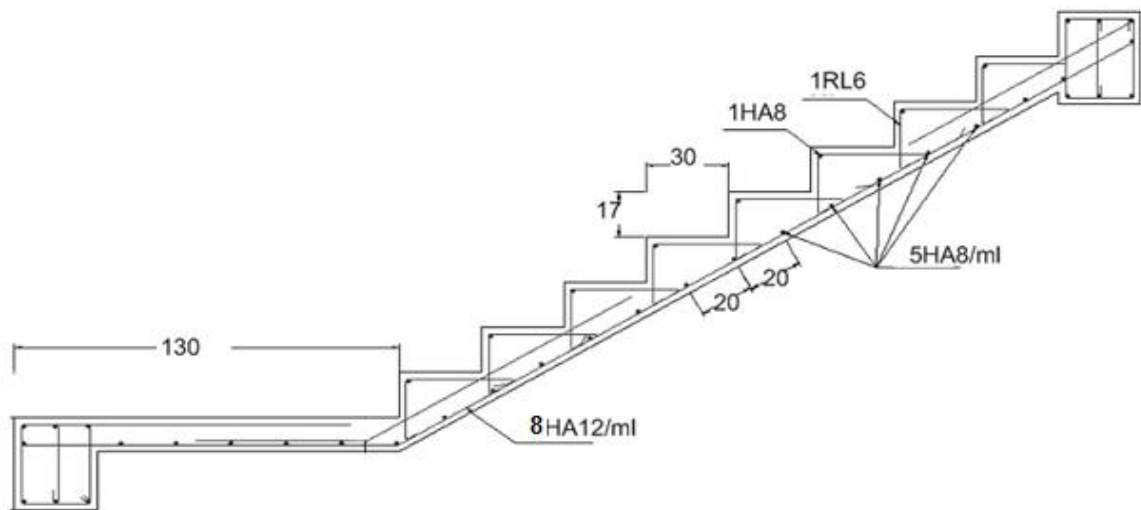
$$\tau_u = \frac{0,0295}{0,9 \times 0,14 \times 1} = 0,23 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible, la contrainte admissible de cisaillement sera donnée par :

$$\bar{\tau}_b = \min \left( \frac{0,20 f_{cj}}{1,50}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_b ;$$

Condition vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de disposer des armatures transversales.



**Fig.3.7.** Ferrailage des escaliers courants.

## 3.4. Calcul des planchers

### 3.4.1. Introduction

Les planchers ont un rôle très important dans la structure .Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique. Dans notre bâtiment on distingue de types de planchers:

- plancher à corps creux.
- dalle pleine.

### 3.4.2. Planchers à corps creux

Ce type de plancher (les planchers à poutrelles) est composé de poutrelles et d'entrevous (corps creux), de dimensions (20x20x60) cm, qui reposent sur des appuis (murs ou poutres), complétés par un ferrailage et par une table de compression de 4cm d'épaisseur.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle.
- Table de compression.

### 3.4.2.1. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement les unes aux autres, dans le sens des petites portées et espacées par la longueur d'un corps creux (hourdis). Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Le dimensionnement et le ferrailage des poutrelles passe par deux étapes :

- **Étape 1** : avant le coulage de la table de compression.
- **Étape 2** : après le coulage de la dalle de compression.

#### ✓ Avant coulage

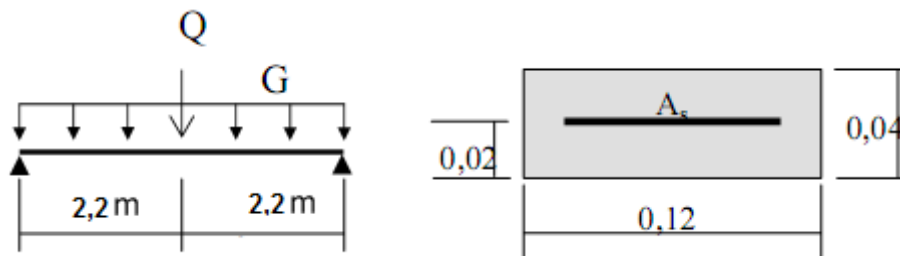
Les poutrelles sont considérées comme des poutres isostatiques, de section rectangulaire (12x4) cm, soumises à leur poids propre et au poids des corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnels sur chantier (charge concentrée Q appliquée en travée (à mi portée) due à la présence d'un ouvrier sur le plancher) :

$$Q = \text{Max} (1 \text{ [kN]} \text{ (au milieu de la poutrelle)} ; 0,5 \times L \text{ portée [kN/ml]})$$

$$Q = \text{Max} (1 \text{ kN} ; 0,5 \times 4,4) = 2,2 \text{ kN}$$

Élément	$G_i$ [kN/m]	G [kN/m]	Q [kN]
Poutrelle (0,12 x 0,04 m)	0,12	0,77	2,2
Corps creux (0,65 m)	0,65		

**Tab.3.9.** Charges permanentes et surcharges d'exploitation avant le coulage.



**Fig.3.8.** Modèle de calcul des poutrelles avant coulage.

#### a. Combinaisons d'actions

##### E.L.U

$$G_u = 1,35 G = 1,04 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = 1,5 Q = 3,3 \text{ kN}$$

##### E.L.S

$$G_{\text{ser}} = G = 0,77 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = Q = 2,2 \text{ kN}$$

**b. Sollicitations de calcul**

Etats limites	Moment max en travée [kN.m]	Effort tranchant max sur appui [kN]
ELU	6,15	3,94
ELS	4,28	2,79

**Tab.3.10.** Sollicitation combinées de calcul.**c. Calcul des armatures**

Le calcul sera fait en flexion simple

$$\mu = \frac{Mu}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,00615}{0,12 \times 0,02 \times 0,02 \times 14,17} = 9,04$$

$\mu > \mu_{lim} = 0,391 \longrightarrow$  pivot B  $\longrightarrow$  Armatures de compression nécessaires.

Comme la section a une très faible hauteur, il est impossible d'introduire des armatures de compression. La seule solution est de diminuer le moment par une diminution de la portée. Pour ce faire, on doit prévoir un étaielement.

**d. Calcul de l'étaielement**

L'étaielement doit ramener à une portée qui donnera un moment qui vérifie :

$$\frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} < \mu_{lim}$$

$$\text{Avec : } Mu = (1,35 \times G \times L^2 / 8) + (1,5 \times Q \times L / 4)$$

L'inégalité précédente s'écrit :

$$(1,35G/8) \times L^2 + (1,5Q/4) \times L < b d^2 f_{bu} \mu_{lim}$$

En supposant que la nouvelle portée va nous donner :  $Q = 1 \text{ kN}$ , et après la résolution de l'équation de 2<sup>ème</sup> degré en L.

On aura :  $L < 1,20 \text{ m}$

Donc, pour une travée, 4 étaielements sont nécessaires.

**✓ Après coulage du béton**

Après bétonnage, la section transversale des poutrelles devient une section en T. La surface du plancher qui revient à chaque poutrelle est une bande de largeur 0,65m. Les poutrelles supportent les planchers avec des charges d'exploitations modérées.

Dans notre bâtiment 3 types de poutres continues sont à envisager :

- 2 travées.
- 3 travées.
- 4 travées.

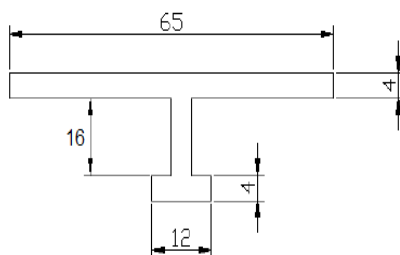


Fig.3.9. Section de calcul des poutrelles après coulage.

## a. Calcul des actions

Niveau	G [kN/ml]	Q [kN/ml]	1,35G+1,5Q [kN/ml]	G +Q [kN/ml]
Terrasse	4,63	0,65	7,23	5,28
Courant	3,90	0,98	6,73	4,88
1 <sup>er</sup> étage (Bureaux)	3,90	1,63	7,70	5,53
RDC(Locaux commerciaux)	3,90	3,25	10,14	7,15

Tab.3.11. Actions de calcul des poutrelles après coulage.

## b. Calcul des sollicitations

Pour avoir les sollicitations de calcul on va utiliser le logiciel de calcul de poutre continue SOCOTEC Peleas

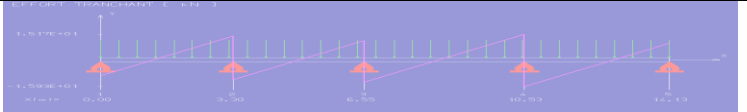
Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 3.12. pour chaque type de poutrelle.

Type		Sollicitations	Valeur Max	Diagrammes
2 travées	E	Moment d'appui [kN.m]	- 20,55	
	L	Moment en travée [kN.m]	15,34	
	U	Effort tranchant d'appui [kN]	26,98	
	E	Moment d'appui [kN.m]	-14,48	
L	Moment en travée [kN.m]	10,48		
S	Effort			

		tranchant d'appui [kN]	19,02	
--	--	------------------------	-------	--

Type		Sollicitations	Valeur Max	Diagrammes
3 travées	E L U	Moment d'appui [kN.m]	-14,84	
		Moment en travée [kN.m]	13,34	
		Effort tranchant d'appui [kN]	23,91	
	E L S	Moment d'appui [kN.m]	-10,46	
		Moment en travée [kN.m]	9,41	
		Effort tranchant d'appui [kN]	16,86	

Type		Sollicitations	Valeur Max	Diagrammes
4 travées	E L U	Moment d'appui [kN.m]	-15,64	
		Moment en travée [kN.m]	9,53	
		Effort tranchant d'appui [kN]	22,60	
	E L S	Moment d'appui [kN.m]	-11,03	
		Moment en travée [kN.m]	6,72	
		Effort		

	tranchant d'appui [kN]	15,93	
--	------------------------	-------	--

Tab.3.12. Sollicitations des poutrelles après coulage.

**c. Calcul des armatures****c.1. Armatures longitudinales**

Le calcul du ferrailage va se faire à l'ELU seulement car la fissuration est considérée comme peu nuisible. Les résultats sont présentés dans le tableau 3.13.

Type	Section	$A_{s \text{ inf}}$ [cm <sup>2</sup> ]	Choix	$A_{s \text{ sup}}$ [cm <sup>2</sup> ]	Choix
2 travées	Travée	2,04	2HA12	-	-
	Appui	-	-	2,75	2HA12+1HA10
3 travées	Travée	1,77	2HA12	-	-
	Appui	-	-	1,97	2HA12
4 travées	Travée	1,26	2HA10	-	-
	Appui	-	-	2,08	2HA12

Tab.3.13. Ferrailage des poutrelles.

**c.2. Armatures transversales**

On adopte une section d'armatures transversales égale à 2Φ6 avec une inclinaison de 90° et un espacement  $S_t$  déterminé par la formule suivante :

$$S_t = \frac{0,9 \times A_{st} \times f_{su}}{(\tau_b - \tau_0) \times b}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26,98 \times 10^{-3}}{0,04 \times 0,216} = 3,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0,3 \times f_{tj} \times k = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa}$$

$$A_t = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq 20 \text{ cm}$$

On prend un espacement  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

On prend : **1HA12** (1,13 cm<sup>2</sup>) comme armatures de répartition.

**d. Vérification au cisaillement**

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26,98 \times 10^{-3}}{0,04 \times 0,216} = 3,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \tau_b' = \min \left\{ \frac{0,2x f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa}$$

Donc la contrainte de cisaillement est vérifiée

Pour des raisons pratiques (réalisation), on va adopter le même ferrailage pour toutes les poutrelles, et prévoir des chapeaux en zone d'appuis. L'épure d'arrêt des barres sera déterminée par la méthode forfaitaire.

#### e. Vérification de la condition de non-fragilité

Dans le cas de la flexion simple la condition de non-fragilité est donnée par la formule suivante :

$$A_{smin} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{smin} \geq \frac{0,23 \times 0,04 \times 0,216 \times 2,1}{400} = 0,11 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ travée} \geq A_{smin}$$

$$A_s \text{ appui} \geq A_{smin}$$

Donc la condition de non-fragilité est vérifiée.

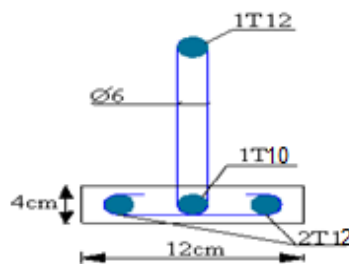


Fig.3.10. Ferrailage des poutrelles.

#### 3.4.2.2. Table de compression

La table de compression a une épaisseur de 4 cm. Il y a un espacement de 65 cm entre poutrelles. On ferraille la dalle de compression suivant les deux directions afin d'éviter les fissurations. Le ferrailage est un treillis soudé dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser

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

La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par la formule suivante :

$$A_s \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

L : espacement entre les poutrelles = 65cm.

$f_e$  : contrainte limite des aciers = 240MPa.

Donc :  $A_s > 1,08 \text{ cm}^2$

On adopte un treillis soudé  $\Phi 6$ , de nuance FeE240, dont la dimension des mailles est de 20 cm suivant les deux directions.

### 3.4.3. Plancher dalle pleine

Ce type de plancher a été adopté pour les parties des planchers en console et pour le hall du bâtiment.

En fonction de la portée et du nombre d'appuis, on distingue 3 types de dalle pleine :

- Type 1 : portée en console de 1,40 m sur un appui continu (1<sup>er</sup> balcon).
- Type 2 : portée en console de 1,30 m sur 2 appuis continus (2<sup>ème</sup> balcon)
- Type 3 : dalle sur 4 appuis continus.

#### 3.4.3.1. Dalle pleine encastrée et qui repose sur un appui continu

##### a. Calcul des actions

Pour le calcul des dalles, seules les actions verticales sont à prendre (charges et surcharges).

Une charge répartie linéairement sur le bord libre est présente, cette charge est due aux cloisons doubles, ou au garde-corps.

Dans notre cas la charge répartie linéairement due aux garde-corps est égale à 2,5 kN/ml.

<b>Charge permanente</b>	Dalle pleine (14 cm) + Revêtement [kN/m <sup>2</sup> ]	5,14
	Garde-corps [kN/ml]	2,50
<b>Charge d'exploitation [kN/m<sup>2</sup>]</b>		3,50

Tab.3.14. Charges et surcharges sur le 1<sup>er</sup> balcon.

##### b. Sollicitations de calcul

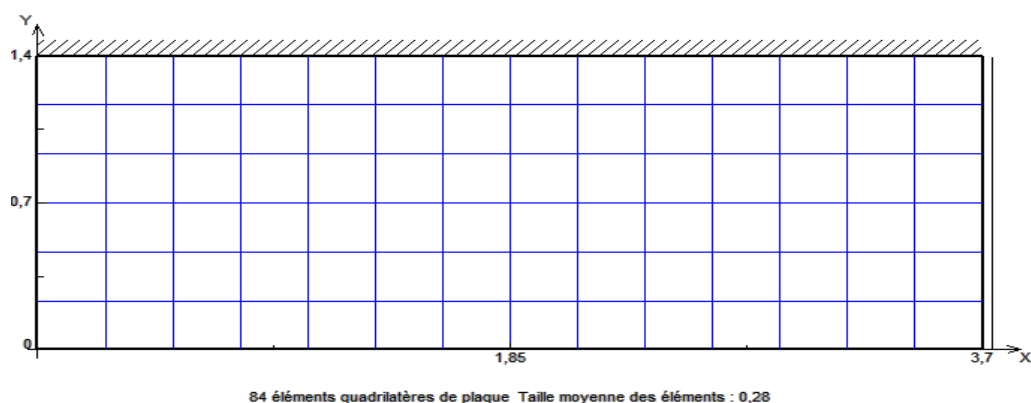


Fig.3.11. Modélisation de la dalle pleine encastrée et qui repose sur un appui.

Le calcul se fera uniquement à l'ELU car la fissuration est considérée comme peu préjudiciable. Les sollicitations seront déterminées par le logiciel de calcul des dalles SOCOTEC dalle.



Sollicitation	Valeur max	Diagrammes
$M_x$ [kN.m]	-20,06	
$M_y$ [kN.m]	2,47	
$V_y$ [kN]	42,26	
$V_x$ [kN]	-3,51	

Tab.3.15. Sollicitations de calcul pour le 1<sup>er</sup> balcon.

**c. Calcul du ferrailage**

Pour le calcul des armatures, on considère une section rectangulaire (100x14 cm<sup>2</sup>) avec un enrobage de 2cm. Les résultats, donnés dans le tableau 3.16, sont obtenus par le logiciel SOCOTEC.

Sens	Section de calcul	Moment ELU [kN.m]	Armatures [cm <sup>2</sup> ]		Section adoptée/ml
			Supérieures	Inférieures	
X-X	Appui	20,06	Supérieures	5,22	4HA10
			Inférieures	-	
Y-Y	Travée	2,47	Supérieures	-	2HA6
			Inférieures	0,60	

Tab.3.16. Ferrailage du 1<sup>er</sup> balcon.

**d. Vérification au cisaillement**

Il y a lieu de vérifier les contraintes de cisaillement du béton comme pour les poutrelles. Le tableau 3.17 récapitule les résultats du calcul.

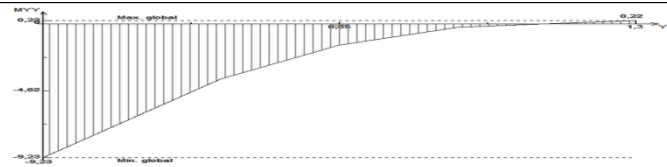
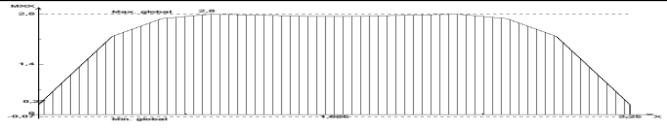
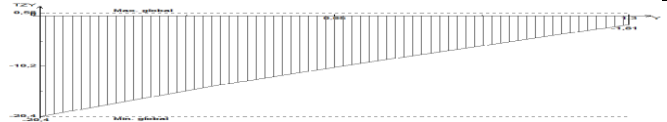
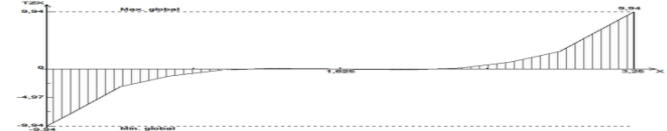
Sens	Effort tranchant [kN]	$\tau$ [MPa]	$\bar{\tau}$ [MPa]
X-X	3,51	0,03	3,33
Y-Y	42,26	0,35	3,33

**Tab.3.17.** Vérification du 1<sup>er</sup> balcon au cisaillement.

On voit que la condition de cisaillement est vérifiée dans les deux sens.

### 3.4.3.2. Dalle pleine encastree et qui repose sur 2 appuis continus :

#### a. Calcul des actions :

Sollicitations	Valeurs max	Diagrammes
$M_x$ [kN.m]	9,23	
$M_y$ [kN.m]	2,8	
$V_x$ [kN]	20,4	
$V_y$ [kN]	9,24	

**Tab.3.18.** Sollicitations de calcul pour le 2<sup>ème</sup> balcon.

#### c. Calcul du ferrailage :

Les résultats sont présentés dans le tableau 3.19.

Sens	Section de calcul	Moment ELU [kN.m]	Armature [cm <sup>2</sup> ]		Section adoptée /ml
			supérieur	inférieur	
X-X	Appui	9,23	supérieur	2,27	2HA10
			inférieur	-	
Y-Y	Travée	2,8	supérieur	-	2HA6
			inférieur	0,68	

**Tab.3.19.** Ferrailage du 2<sup>ème</sup> balcon.

**d. Vérification au cisaillement :**

Sens	Effort tranchant [kN]	$\tau$ [MPa]	$\bar{\tau}$ [MPa]
X-X	20,4	0,10	3,33
Y-Y	9,24	0,08	3,33

**Tab.3.20.** Vérification du 2<sup>ème</sup> balcon au cisaillement.

Pour les deux types de balcons, nous adopterons le même ferrailage, soit :

- 5T10 / ml dans les deux sens comme armatures inférieures, les armatures principales sont celles parallèles au sens (XX).
- 5T12 / ml dans les deux sens comme armatures supérieures, les armatures principales sont toujours celles parallèles à (XX).

## Chapitre 4 : Etude dynamique

### 4.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque et à l'impossibilité de les prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

### 4.2. Objectif de l'étude dynamique

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

### 4.3. Choix du système de stabilisation

La structure porteuse du bâtiment est entièrement en béton armé. La stabilisation latérale est assurée par des refends en béton armé d'une épaisseur constante de 20 cm.

On considère comme refend tous les voiles en béton armé ayant une continuité du sous-sol jusqu'à la toiture. Les refends sont considérés comme encastrés dans le sous-sol.

L'encastrement au sous-sol est rendu possible par la butée des dalles de sous-sols contre le terrain. Les dalles sont considérées comme des diaphragmes infiniment rigides qui transmettent les efforts sismiques contre le terrain par butée. Les réactions des dalles contre le sol créent un couple résistant pour contrebalancer le moment dû à l'effort sismique.

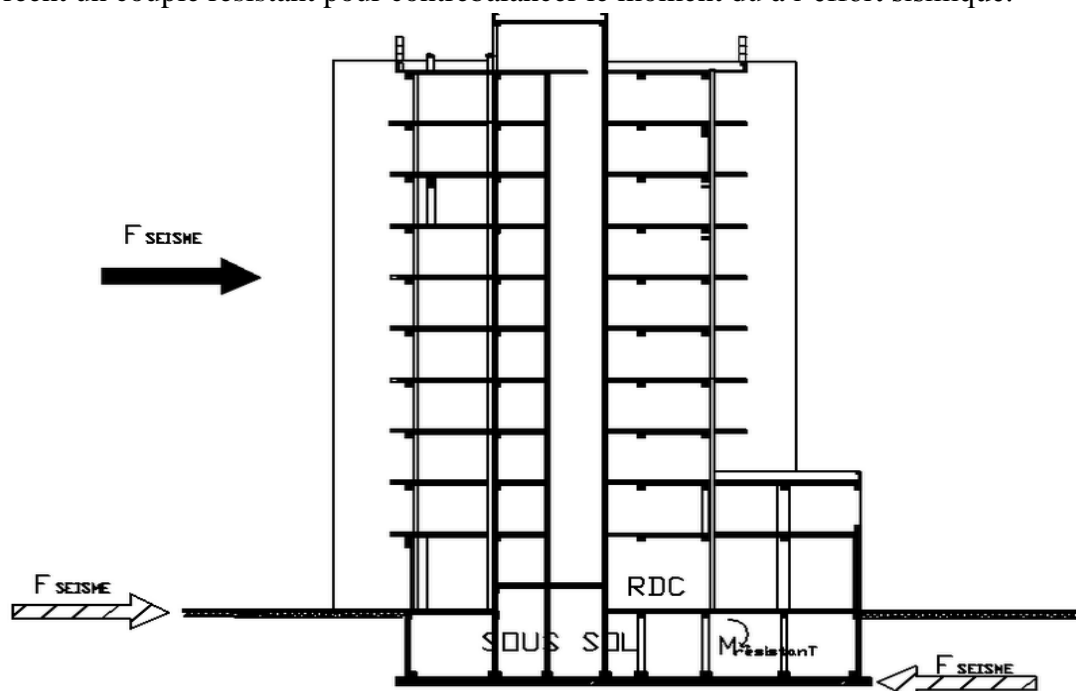


Fig.4.1. Encastrement de la structure.

## 4.4. Caractéristiques de la structure

### 4.4.1. Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique

- La structure est classée en groupe d'usage 2- suivant la classification des RPA 99 version 2003. ( $h < 48m$  ).
- Le sol est de catégorie S2 (ferme), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- La structure se trouve dans une zone de sismicité élevée, zone III (Draria).
- La structure étudiée fait 34,20 de hauteur, le système structurel est constitué de voiles porteurs et de portiques en béton armé. Dans ce cas les voiles doivent reprendre 20% des charges dues aux sollicitations verticales et la totalité de la charge horizontale.

### 4.4.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques géométriques (centre de masse et centre de torsion) de chaque niveau de la structure sont données dans le tableau suivant (4.1.)

Niveau	Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
RDC, Etage 1	13,00	12,71	13,47	11,00
Etages 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8,9	13,47	10,65	13,47	11,00

**Tab.4.1.** Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

### 4.4.3. Configuration de l'ouvrage

Pour que la méthode simplifiée (statique équivalente) soit applicable, il faut que le bâtiment soit régulier ou moyennement régulier. Nous constatons (Fig4.2) un critère qui n'est pas respecté par la structure pour qu'elle puisse être considérée comme régulière (RPA3.5).

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

Dans notre cas, nous ne pouvons considérer aucun axe de symétrie ni suivant x, ni suivant y. Le bâtiment n'est pas symétrique (RDC et 1<sup>ère</sup> étage). Pour les étages courants on a un seul axe de symétrie suivant Y. Le bâtiment n'est pas symétrique suivant X.

Ce critère ainsi que d'autres font que le bâtiment ne peut être considéré comme régulier. De plus, la structure ne pouvait être réduite à un système plan ne comportant qu'une masse à chaque niveau (modèle brochette) puisque le rétrécissement a déplacé les centres de torsion des étages supérieurs par rapport à ceux des niveaux de RDC et du 1<sup>er</sup> étage.

D'après le RPA99V2003, une analyse modale est donc nécessaire pour rechercher les effets d'un séisme sur la structure.

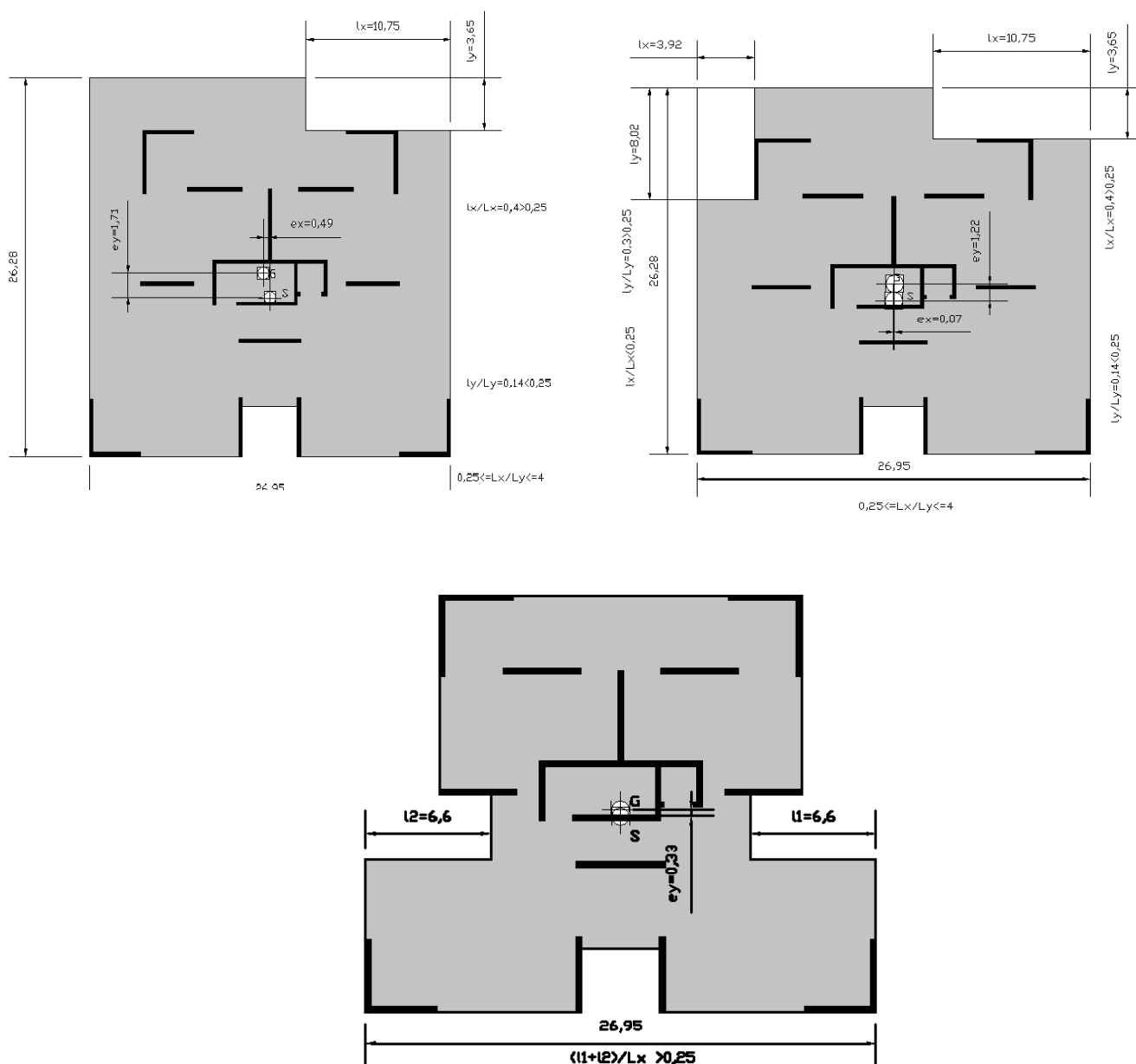


Fig.4.2. Irrégularité de la structure.

#### 4.5. Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; le calcul peut être mené par les trois méthodes suivantes :

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

##### 4.5.1. Conditions de l'application de la méthode statique équivalente :

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

1) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99V2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

2) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (1), les conditions complémentaires suivantes:

- Zone I : tous groupes d'usage

- Zone II : groupe d'usage 3

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

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

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

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

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

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

#### **4.5.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

#### **4.5.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

➤ Etant donné que le bâtiment ne satisfait à aucun des critères de régularité formulés par le RPA et qu'il est donc à fortiori considéré comme irrégulier, ainsi, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies, aucune des méthodes simplifiées du règlement ne peut être utilisée pour déterminer forfaitairement le mode fondamental. Le calcul doit donc être effectué par une analyse modale sur un modèle tridimensionnel qui consiste à calculer les effets maximaux d'un séisme sur une structure. Pour cela, on recherche les modes de vibration de la structure qui caractérisent son comportement au voisinage des fréquences dites de résonance. En effet, la réponse d'une structure est prépondérante au droit de ces fréquences de résonance.

### **4.6. Présentation de la méthode modale spectrale**

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.



### 4.6.1. Nombre de modes à considérer

Etant donné qu'il existe, pour une structure, autant de modes de vibration que de degrés de liberté, il faut sélectionner le nombre de modes à extraire. La recherche des modes doit être menée jusqu'à ce que les conditions du règlement parasismique algérien soient respectées.

Le nombre de modes à considérer dans chaque direction de l'excitation sismique est donné par le RPA99 de façon que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure

Avec un minimum de modes à retenir égal à trois (3) pour chaque direction considérée, Si les conditions citées précédemment ne sont pas vérifiées, le nombre de mode à considérer est donné par la formule suivante :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2 \text{ sec}$$

Avec :

N : nombre de niveaux au dessus du sol

$T_k$  : période du mode K.

### 4.6.2. Combinaison des modes

Pour une direction donnée de la sollicitation sismique, les valeurs des déplacements, forces, et contraintes sont calculées pour chaque mode de vibration de la structure puis elles sont assemblées (combinées) pour avoir la résultante des effets engendrés suivant différentes méthodes.

On citera, parmi les méthodes les plus utilisées :

#### ➤ Méthode SRSS (racine carrée de la somme des carrés):

Cette méthode permet de combiner les forces et les déplacements maximaux pour les différents modes en considérant la racine carrée de la somme de leurs carrés. Cette méthode ne prend pas en considération le couplage des modes.

#### ➤ Méthode CQC (Combinaison Quadratique Complete):

C'est la méthode la plus utilisée. Basée sur la théorie des vibrations aléatoires, cette méthode est considérée comme la plus précise des méthodes de combinaison.

La résultante de l'effet recherché est donnée par l'expression suivante :

$$E = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{ij} E_i E_j}$$

Avec :  $\rho_{ij}$  : coefficient de corrélation entre les modes i et j, il dépend des pulsations

propres  $\omega_i$ ,  $\omega_j$  et des pourcentages d'amortissement critique des deux modes  $i$  et  $j$ .

Ce coefficient est donné par l'expression suivante :

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r^2)^2}$$

Avec  $r = \frac{\omega_i}{\omega_j}$  et  $\xi$  ; coefficient d'amortissement.

#### ➤ Méthode ABS:

Cette méthode très conservative combine les résultats modaux en considérant la somme de leurs valeurs absolues. Dans cette méthode tous les modes sont supposés liés.

On ne va pas considérer la composante verticale de la force sismique, car on n'a pas de porte-à-faux qui dépasse 1,5 m comme stipulé par le RPA.

### 4.7. Modélisation de la structure

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis M.E.F permettant le calcul automatique de diverses structures. L'ingénieur pourrait donc ignorer les principes de la M.E.F, il lui suffirait de savoir utiliser les programmes de calcul et de connaître les règlements en vigueur. Seulement, cet utilisateur serait incapable de se rendre compte de la fiabilité des résultats donnés par l'ordinateur.

Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la M.E.F et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la M.E.F et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

L'ingénieur pourra alors, en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul de structure et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

#### 4.7.1. Description du logiciel SAP2000

SAP2000 est la dernière et la plus puissante version de la série bien connue de SAP, programmes d'analyse de structures.

SAP2000 est un logiciel de calcul et de conception de structure d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structures. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et en charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

#### 4.7.2. Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles sont modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les poteaux et les poutres sont modélisés par des éléments « FRAME ».

#### 4.7.3. Modélisation de la masse

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  selon le RPA99/version 2003 (dans notre cas  $\beta = 0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2,5t/m^3$ .

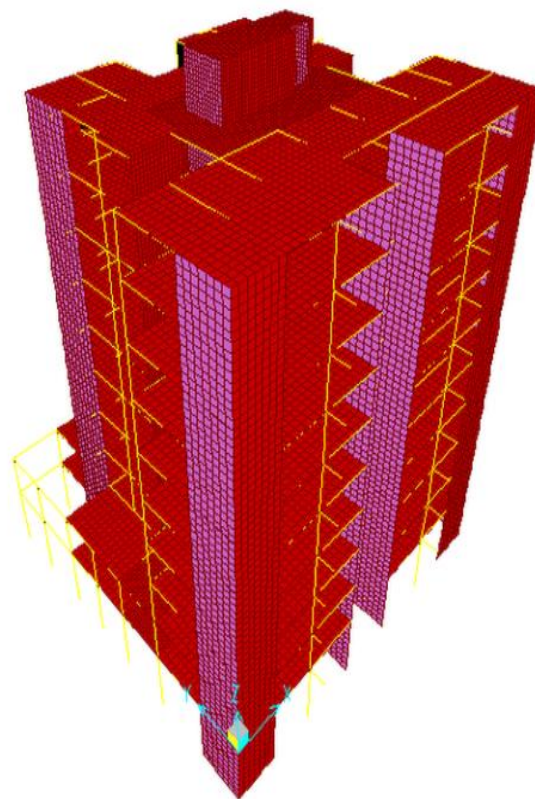


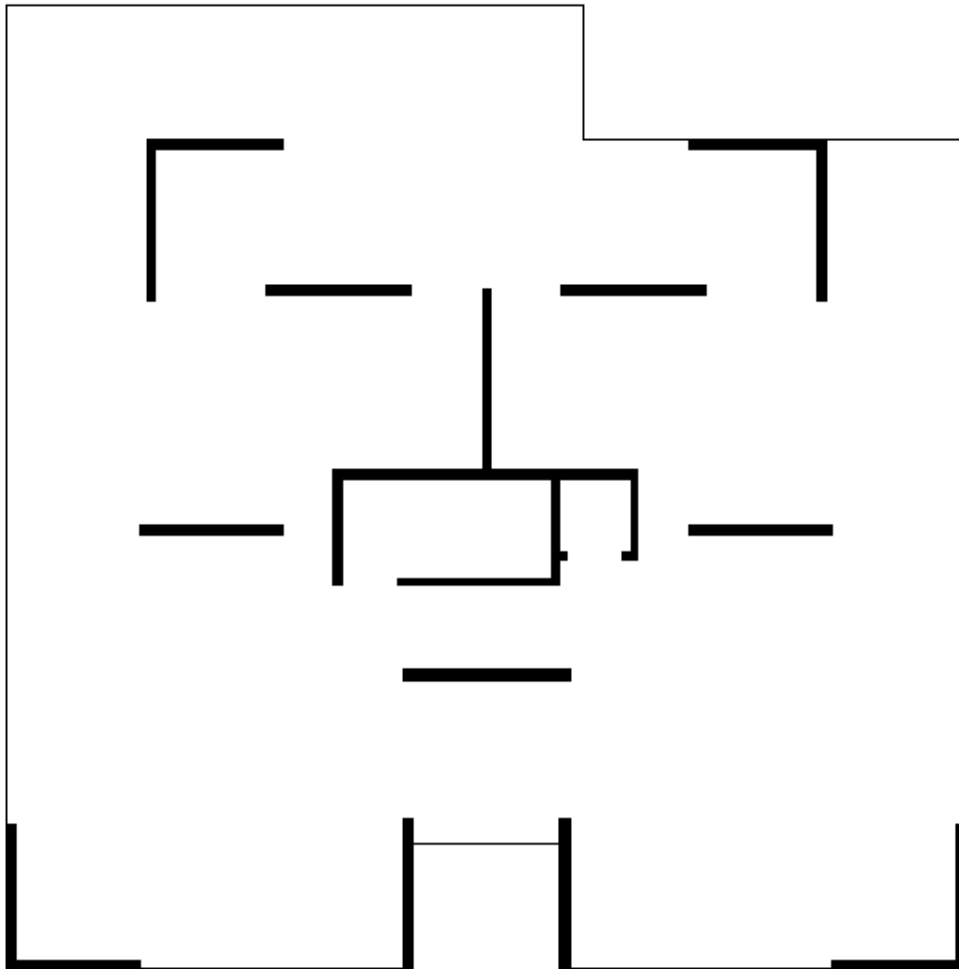
Fig.4.3. Vue 3D du bâtiment.

#### 4.8. Disposition des voiles

Comme le système de contreventement choisi est le contreventement mixte, le choix des dispositions des voiles doit donc vérifier les conditions données par le RPA version 2003 :

- Les voiles doivent reprendre au moins 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.
- Une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0,05.L$  ( $L$  : dimension du plancher perpendiculairement à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.

Les périodes propres ne doivent pas varier brusquement entre deux modes successifs



**Fig.4.4.** Disposition des voiles.

#### 4.9. Spectre de réponse

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25 A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5\eta (1.25 A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 s \end{cases}$$

- Facteur A : coefficient d'accélération de zone = 0,25.
- Facteur R : facteur de comportement global de la structure = 4.
- Facteur Q : facteur de qualité = 1,15.
- Coefficient d'amortissement  $\xi = 7\%$ .
- Périodes caractéristiques  $\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,40s \end{cases}$  (Site S2)
- $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,88$ .

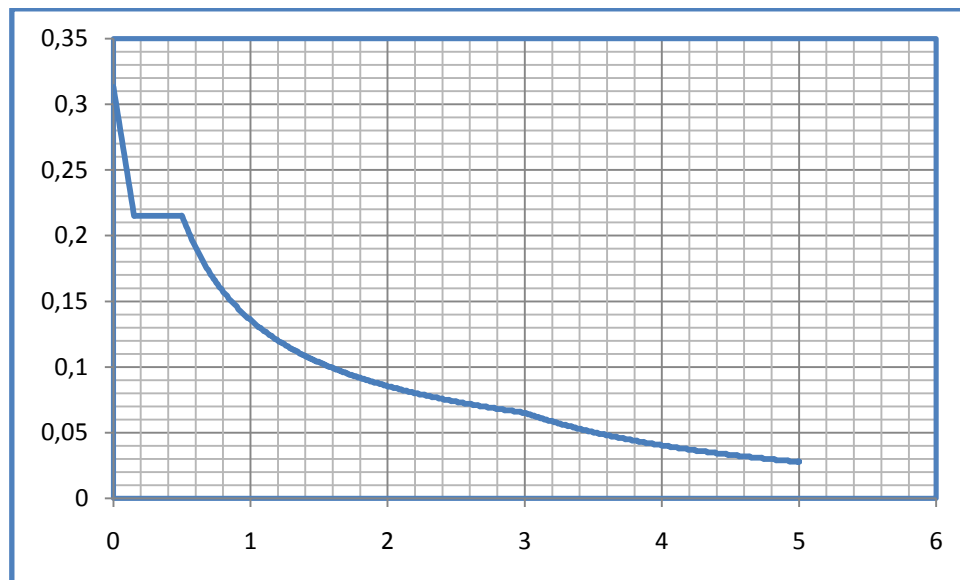


Fig.4.5. Spectre de calcul.

#### 4.10. Combinaison des réponses modales

Le RPA 99 version 2003 propose de vérifier l'indépendance des modes par la formule suivante :

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \times \xi_j}}$$

$r = \frac{T_i}{T_j}$  : Avec  $T_i, T_j$  les périodes des modes  $i$  et  $j$  et  $\xi_i, \xi_j$  les coefficients d'amortissement des modes  $i$  et  $j$  ( $T_i \leq T_j$ ).

Si la formule est satisfaite pour tous les modes on les considère comme étant indépendants et la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_i^k E_i^2}$$

Dans le cas où deux réponses modales  $E_1, E_2$  ; par exemple, ne sont pas indépendantes, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{E_1^2 + |E_1| + |E_2|}$$

$E$  : résultante de l'effet considéré.

$E_i, E_j$  : effets considérés pour les modes  $i, j$  respectivement.

#### 4.11 Résultats et observations :

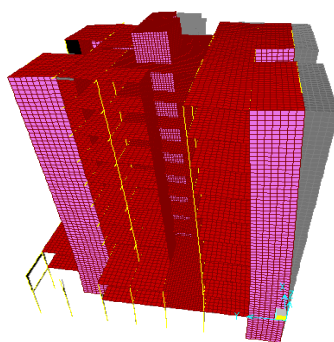
Avec une modélisation de la structure avec des appuis encastrés, on n'arrive pas à exciter plus de 90 % de la masse. Donc on prend en considération la satisfaction de la deuxième condition du RPA avec 10 modes.

Mode	Période [s]	Masse modale $U_X$ [%]	Masse modale $U_Y$ [%]	Masses cumulées $U_X$ [%]	Masses cumulées $U_Y$ [%]
1	0,8023	0,087	63,2680	0,0870	63,2680
2	0,6088	4,546	0,6330	4,6330	63,9000
3	0,5837	31,356	0,2130	35,9880	64,1140
4	0,4843	25,113	0,0430	61,1010	64,1560
5	0,4081	3,562	0,0030	64,6640	64,1590
6	0,3360	0,104	0,7420	64,7670	64,9010
7	0,3167	0,704	0,0000	65,4710	64,9010
8	0,2248	0,010	0,2340	65,4820	65,1350
9	0,2237	0,032	0,0004	65,5140	65,1360
10	0,1934	0,001	0,0016	65,5160	65,1370

**Tab.4.2.** Participation de la masse modale effective.

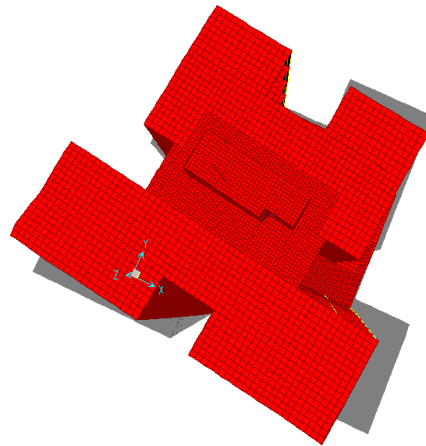
Les modes ont différents effets sur la structure. Certains engendrent de forts déplacements suivant une ou plusieurs directions (modes de flexion) alors que d'autres vont générer de la torsion (modes de torsion), les deux premiers modes observés dans notre analyse sont :

**Mode 1** : Mode de flexion, déplacements horizontaux importants (suivant les deux directions)



**Fig.4.6.** Mode de flexion.

**Mode 2** : Mode de torsion, rotation du bâtiment selon les deux directions.



**Fig.4.7.** Mode de torsion.

#### 4.12. Vérification de la période

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T(s) = \text{Min}(C_t \cdot h_N^{3/4}, 0,09 \cdot H_N / \sqrt{D})$$

$$T(s) = \min(0,67 ; 0,56)$$

$$T(s) = 0,056 \text{ S}$$

Les valeurs de  $T$ , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{obtenu}} = 0,80\text{s} < 1,3 \times 0,056 \text{ s}$$

Donc la condition du RPA est vérifiée.

#### 4.13. Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être au moins égale à 80% de celle calculée par la méthode statique équivalente

Dans le cas contraire, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8V/V_t$

Le calcul de la charge sismique à la base du bâtiment par la méthode statique se fait par la formule suivante :

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

- A : coefficient d'accélération de zone.

- D : facteur d'amplification dynamique moyen (en fonction de la période fondamentale et de l'amortissement du bâtiment);
- Q : facteur de qualité (1<sup>ère</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> condition sont non observées);
- R : coefficient de comportement (structure à contreventement mixte avec interaction);
- W : poids du bâtiment (déterminé à partir de l'équation  $W = G + \beta Q$ ).

A	Q	T[s]	D	R	W[kN]	V[kN]
0,25	1,15	0,57	1,78	4	53412,9	5466,81

**Tab.4.3.** Force sismique à la base par la méthode statique.

Les résultats de la vérification de la force sismique résultante sont donnés dans le tableau suivant :

V[kN]	V <sub>t</sub> [kN]		V <sub>t</sub> /V	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
5466,81	3485,59	3586,95	0,64	0,66

**Tab.4.4.** Vérification de la force sismique résultante.

Effort tranchant à la base	V [kN]	0,8V [kN]	V <sub>t</sub> [kN]		0,8V < V <sub>t</sub> vérifier		Coefficient de majoration		V <sub>t</sub> majoré	
			X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
	5466,8	4373,4	3485,5	3586,9	Non	Non	1,2	1,2	4373,4	4373,4

**Tab.4.5.** Vérification de la valeur de l'effort tranchant.

#### 4.14. Vérification de la participation des éléments résistants

La répartition de l'action sismique sur les différents éléments de contreventement se fait par la méthode des éléments finis. Dans cette répartition, les poteaux doivent reprendre au moins 25% de la charge sismique. Les résultats de l'analyse par SAP2000 sont donnés dans le tableau suivant (4.6.)



Elément	Effort tranchant repris [kN]	Effort vertical repris [kN]	% d'effort tranchant repris [kN]	% d'effort vertical repris [kN]	Effort vertical total à la base [kN]	Effort tranchant total à la base max [kN]
Poteaux	184,70	28943,10	4,22	13,57	213273,10	4373,45
Voiles	4188,75	184330,01	95,78	86,43		

**Tab.4.6.** Répartition de l'action sismique à la base sur les éléments de contreventement.

#### 4.15. Justification vis-à-vis des déformations

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G + Q + EX$$

$$G + Q + EY$$

$$0,8G \pm EX$$

$$0,8G \pm EY$$

La combinaison (G + Q + E) (justification vis-à-vis de la déformation) représente le cas le plus défavorable pour notre structure.

D'après le RPA99 version 2003 :

- Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta_K = R \delta_{ek}$$

$\Delta_K$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

- Le déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_{Kmax} = \delta_K - \delta_{k-1}$$

$$\Delta_{kabs} = 0,01 \times h_k$$

$h_k$  est la hauteur de l'étage « k »,

Etage	$\delta_{ekx}$	$\delta_{eky}$	$\delta_{kx}$	$\delta_{ky}$	$\Delta_{kx}$	$\Delta_{ky}$	$\Delta_{kmax}$	$\Delta_{kabs}$	$\Delta_{kmax} \leq \Delta_{kabs}$
10	4,50	3,20	18,00	12,80	2,00	1,60	2,56	3,06	vérifié
9	4,00	2,80	16,00	11,20	2,40	1,60	2,88	3,06	vérifié
8	3,40	2,40	13,60	9,60	2,40	2,00	3,12	3,06	vérifié
7	2,80	1,90	11,20	7,60	2,00	1,20	2,33	3,06	vérifié
6	2,30	1,60	9,20	6,40	2,00	1,60	2,56	3,06	vérifié
5	1,80	1,20	7,20	4,80	2,00	1,60	2,56	3,06	vérifié
4	1,30	0,80	5,20	3,20	1,80	1,04	2,08	3,06	vérifié
3	0,85	0,54	3,40	2,16	1,52	0,96	1,80	3,06	vérifié
2	0,47	0,30	1,88	1,20	1,16	0,76	1,39	3,06	vérifié
1	0,18	0,11	0,72	0,44	0,72	0,44	0,84	4,59	vérifié

**Tab.4.7.** Vérification des déplacements des étages.

#### 4.16. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

D'après le RPA99 version 2003 :

- Les effets du second ordre (ou effets P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta Q_{qi})$$

$V_k$  : effort tranchant au niveau k.

$h_k$  : hauteur de l'étage k.

$\Delta_k$  : déplacement relatif de l'étage k.

- Si  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1 / (1 - \theta_k)$ .
- Si  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Etage	P <sub>k</sub>	h <sub>k</sub>	Effort tranchant		ΔK		θ	
			V <sub>X</sub>	V <sub>Y</sub>	ΔK <sub>X</sub>	ΔK <sub>Y</sub>	U <sub>X</sub>	U <sub>Y</sub>
10	5612,2	3,06	767,9	815,3	2,00	1,60	0,05	0,04
9	10881	3,06	1412,7	1500,5	2,40	1,60	0,06	0,04
8	16149	3,06	1996,0	2112,2	2,40	2,00	0,06	0,05
7	21418	3,06	2519,6	2649,6	2,00	1,20	0,06	0,03
6	26687	3,06	2982,7	3116,5	2,00	1,60	0,06	0,04
5	31955	3,06	3383,1	3510	2,00	1,60	0,06	0,05
4	37224	3,06	3722,3	3830,3	1,80	1,04	0,06	0,03
3	42492	3,06	3998,8	4079,9	1,52	0,96	0,05	0,03
2	47761	3,06	4214,0	4258,2	1,16	0,76	0,04	0,03
1	53413	4,59	4373,5	4373,9	0,72	0,44	0,02	0,01

**Tab.4.8.** Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ.

$\theta_k < 0,1$  pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P -Δ dans le calcul des éléments structuraux.

#### 4.17. Justifications vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

Nous utilisons la combinaison (G + Q + E) et on définit les paramètres suivants :

F : effort normal dû au poids du bâtiment

X<sub>0</sub>, Y<sub>0</sub> : centre de gravité de la Tour

M<sub>s</sub>: moment stabilisant = (F x (X<sub>0</sub>, Y<sub>0</sub>))

M<sub>r</sub>: moment renversant dû à l'effort sismique

C<sub>x</sub>, C<sub>y</sub> : rapport de M<sub>s</sub>/M<sub>r</sub> > 1,50

Etage	h <sub>k</sub> [m]	F <sub>X</sub> [kN]	F <sub>Y</sub> [kN]	M <sub>rkx</sub> [kN.m]	M <sub>rky</sub> [kN.m]
10	32,13	946,9	1142,1	30423,90	36695,67
9	29,07	867,7	1049,8	25224,04	30517,69
8	26,01	786,6	957,7	20459,47	24909,78
7	22,95	705,2	866,2	16184,34	19879,29
6	19,89	622,1	772,9	12373,57	15372,98
5	16,83	539,5	681,6	9079,79	11471,33
4	13,77	457,9	589,3	6305,28	8114,66
3	10,71	379,4	496,6	4063,37	5318,59
2	7,65	295,2	405,7	2258,28	3103,61
1	4,59	214,6	311,4	985,01	1429,33
<b>Σ Mr</b>				127357	156812,9

**Tab.4.9.** Valeurs des forces sismiques.

F [kN]	$X_G$ [m]	$Y_G$ [m]	Moment stabilisant [kN.m]		Moment renversant [kN.m]		$C_x$ [m]	$C_y$ [m]
			X-X	Y-Y	X-X	Y-Y		
53413	12,99	12,71	693833,6	678878	96565,49	99246,1	7,18511	6,8404

**Tab.4.10.** Vérification de la stabilité au renversement.

Donc la stabilité au renversement au centre de gravité est vérifiée.

## Chapitre 5 : Éléments structuraux

### 5.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous étudions le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Le calcul des sections d'armatures sera mené selon les règles de calcul du béton armé **BAEL, CBA93 et RPA99/V2003**.

### 5.2 Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau).
- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.
- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.
- Seule la variation de la quantité d'armatures longitudinales est à considérer, car pour la majorité des cas, la quantité d'armatures transversales minimales imposées par le RPA dépasse de loin la quantité nécessaire.

### 5.3 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort normal (N) et à deux moments fléchissant ( $M_{x-x}$ ,  $M_{y-y}$ ).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

#### Cas durable :

##### Béton :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{bu} = 14,16 \text{ MPa} \end{cases}$$

##### Acier :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{su} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

#### Cas accidentel :

##### Béton :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{bu} = 18,47 \text{ MPa} \end{cases}$$

##### Acier :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{su} = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

#### 5.3.1 Combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 :** Situation durable :

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

- **Selon l'article 5.2 du RPA 99 :** Situation accidentelle :

$$G + Q + E$$

$$0,8G + E$$

La combinaison (G+Q+E) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Cette charge d'exploitation est tout à fait improbable dans sa totalité, mais une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes à savoir :

1.  $N^{\max}, M^{\text{corr}}$
2.  $M^{\max}, N^{\text{corr}}$
3.  $N^{\min}, M^{\text{corr}}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au max des trois valeurs (cas le plus défavorable).

### 5.3.2 Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après l'article 7.4.2 I de RPA99/version 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :
  - $A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 4\%$   $\longrightarrow$  zone courante.
  - $A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 6\%$   $\longrightarrow$  zone de recouvrement.
  - $A_{\min} = A_s > 0,9 \% b \times h$
  - Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi_L$ .
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

### 5.3.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont obtenues à partir du logiciel de calcul SAP2000 pour toutes les combinaisons. Les résultats sont présentés dans les tableaux qui suivent :

Niveau	Section de poteau [cm <sup>2</sup> ]	1,35 G + 1,5Q					
		$N^{\max}$	$M^{\text{corr}}$	$M^{\max}$	$N^{\text{corr}}$	$N^{\min}$	$M^{\text{corr}}$
		[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN.m]
S/Sol, RDC,	55x55	3025,46	-37,87	63,10	1149,68	25,07	9,65
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	50x50	2314,98	145,95	182,17	1973,86	912,56	25,87
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	45x45	1338,12	162,40	180,81	1147,34	634,39	59,06
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étage	40x40	863,80	36,67	108,65	235,74	337,71	29,65

Niveau	Section de poteau	G + Q ± E					
		$N^{\max}$	$M^{\text{corr}}$	$M^{\max}$	$N^{\text{corr}}$	$N^{\min}$	$M^{\text{corr}}$
	[cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN.m]
S/Sol, RDC,	55x55	2307,18	-10,96	72,22	1706,21	1104,53	28,43
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	50x50	1827,06	133,03	158,08	1553,16	88,07	39,70
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	45x45	976,30	82,32	99,06	548,49	580,27	46,13
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étage	40x40	577,38	75,48	82,55	405,96	222,23	31,07

Niveau	Section de poteau	0.8G ± E					
		$N^{\max}$	$M^{\text{corr}}$	$M^{\max}$	$N^{\text{corr}}$	$N^{\min}$	$M^{\text{corr}}$
	[cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN.m]
S/Sol, RDC,	55x55	1561,34	6,73	45,30	212,14	60,42	-31,94
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	50x50	1325,41	98,63	125,78	831,56	505,11	53,08
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	45x45	710,75	74,98	136,53	442,48	259,60	58,64
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étage	40x40	448,23	61,48	82,67	156,52	47,17	38,49

Tab.5.1. Sollicitations de calcul pour les trois combinaisons.

### 5.3.4 Calcul du ferrailage :

#### 5.3.4.1 Sections minimales exigée par le RPA99/version2003 :

- Poteaux 55x55 : (S/Sol, RDC)  $\longrightarrow A_s = 27,22 \text{ cm}^2$
- poteaux 50x50 : (1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage)  $\longrightarrow A_s = 22,5 \text{ cm}^2$
- Poteaux 45x45 : (4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> étage)  $\longrightarrow A_s = 18,22 \text{ cm}^2$
- Poteaux 40x40 : (7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> étage)  $\longrightarrow A_s = 14,40 \text{ cm}^2$

#### 5.3.4.2 Armatures longitudinales :

Niveau	Section	$A_{sc}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ adoptée [cm <sup>2</sup> ]	Choix des barres
S/Sol, RDC	55x55	0	0	27,22	28,63	8HA16+4HA20
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage	50x50	0	0	22,5	24,11	12HA16
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage	45x45	0	0,92	18,22	18,85	6HA20
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étage	40x40	0	0	14,40	16,08	8HA16

Tab.5.2. Ferrailage longitudinal des poteaux.



On constate que le ferrailage longitudinal des poteaux est donné par la section minimale exigée par le RPA.

✓ **Condition de non-fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \min} = \frac{0,23b df_{t28}}{f_e}$$

$$A_s > A_{s \min} = 2,86 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### 5.3.4.3 Armatures transversales :

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

$$\frac{At}{st} = \frac{\rho Vu}{h \times f_e}$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

#### a) . Espacement des cadres:

La valeur maximale des espacements des armatures transversales est fixée comme suit :

**D'après le RPA :**

- **En zone nodale (zone III) :**

$$t \leq 10\text{cm}$$

On prend donc **t = 10cm**

- **En zone courante (zone III) :**

$$t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10\Phi)$$

$\Phi$  : Diamètre longitudinal minimal

On prend : **t = 15 cm.**

**D'après le BAEL:**

$$S_t = \text{min} (12 \Phi; a/2; 30 \text{ cm}) = 19, 2 \text{ cm} \text{ (en zone courante).}$$

$a$  : la plus petite dimension de la section de béton

$$S_t = \text{min} (8 \Phi ; a/4 ; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \text{ (en zone critique).}$$

Donc il faut que :  $S_t = \text{min} (\text{RPA}, \text{BAEL})$

On adopte :

**En zone critique (nodale) :  $S_t = 10\text{cm.}$**

**En zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm.}$**

**b) Détermination de  $\rho_a$ :**Calcul de l'élanement géométrique du poteau  $\lambda_g$ :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g = \frac{lf}{a} = \frac{0,7 \times 4,59}{0,55} = 5,84 \\ \lambda_g = \frac{lf}{b} = \frac{0,7 \times 4,59}{0,55} = 5,84 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,50 \\ \rho_a = 2,50 \end{array} \right.$$

Pour garantir la sécurité, on prendra l'effort tranchant max et on généralisera les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h \times f_e} \times st = 1,46 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2 cadres de  $\Phi 8$**   $\longrightarrow$   **$A_t = 2,51 \text{ cm}^2$**

Armatures transversales	$S_t$ (zone courante) [cm]	$S_t$ (zone nodale) [cm]
5 $\Phi 8$	15	10

**Tab.5.3.** Ferrailage transversal des poteaux.

**5.3.4.4 Vérification des poteaux à l'effort tranchant :**

$$V_{u \max} = 129,56 \text{ kN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0,129}{0,9 \times 0,55 \times 0,55} = 0,47 \text{ MPa} \\ \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,87 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$\rho_d = 0,075$  car l'élanement géométrique  $\lambda_g = 5,84 > 5$

$$\tau_{lim} = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \min(\tau_{bu}, \tau_{lim}) \Rightarrow$  Donc la condition est vérifiée

**5.3.4.5 Vérification de la section minimale des cadres :**

$$\frac{A_t}{S_t \times b} (\%) = \frac{2,51}{15 \times 55} = 0,304 \%$$

Dans notre cas  $\lambda_g = 5,84$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{s_t \times b_1} (\%) = 0,304\% > 0,30\% \\ \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

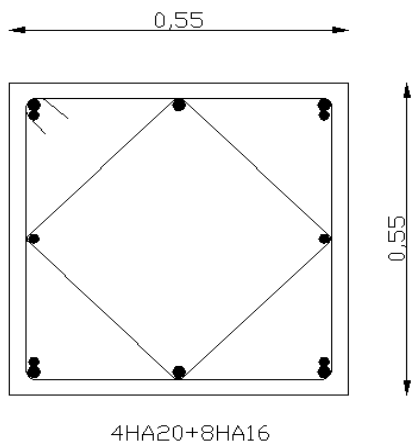


Fig.5.1. Ferraillage des poteaux du RDC.

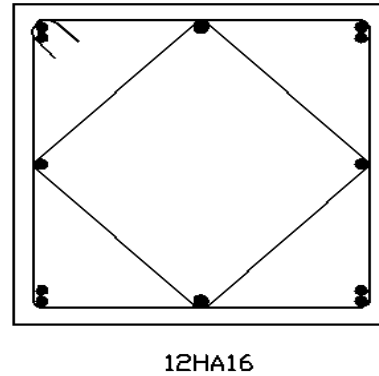


Fig.5.2. Ferraillage des poteaux des 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage.

### 5.4. Ferraillage des poutres

On adopte pour le ferraillage des poutres le ferraillage des poutres les plus sollicitées.

#### 5.4.1 Armatures longitudinales :

D'après les résultats obtenus par le logiciel SAP2000, les sections d'armatures à introduire dans les poutres sont représentées dans les tableaux suivants :

Poutre	Section	Combinaison de calcul	Moment [kN.m]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> min [cm <sup>2</sup> ]		A <sub>s</sub> adoptée
					Condition de RPA	Condition de non fragilité	
35x55	En travée	ELU	181,23	11,35	9,63	2,11	6HA16
	Sur appui	ELU	270,01	17,82	9,63	2,11	6HA16+3HA14
25x40	En travée	ELU	61,43	5,48	6,88	1,06	3HA16
	Sur appui	ELU	107,01	10,33	5,00	1,06	3HA16+3HA14

Tab.5.4. Armatures longitudinales dans les poutres.

#### 5.4.2 Armatures transversales :

On considère le cas le plus défavorable.

$$V_u = 285,07 \text{ kN}$$

V <sub>u</sub> max [kN]	τ [MPa]	τ <sub>ult</sub> [MPa]	Condition
285,07	3,25	3,33	Vérifiée

Tab.5.5. Vérification de la contrainte de cisaillement.

D'après l'article 7.5.2.2 de RPA99/2003 et l'article A.5.1.22 des BAEL l'espacement  $S_t$  des cours successifs d'armatures transversales d'âme est donné dans le tableau suivant :

Espaceurment maximum		
RPA		BAEL
Zone nodale	En dehors de la zone nodale	
10	20	31,5

**Tab.5.6.** Espaceurment des armatures transversales.

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

**BAEL :**

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

On prend  $\phi_l = 8mm$

**RPA :**

$$A_{tmin} = 0,03 \times S \times d$$

- Poutres 35x55:  $A_t \geq 0,03 \times d \times S_t = 0,03 \times 0,9 \times 0,55 = 1,48 \text{ cm}^2$
- Poutres 25x40:  $A_t \geq 0,03 \times d \times S_t = 0,03 \times 0,9 \times 0,4 = 1,08 \text{ cm}^2$

On adopte : **1 cadre HA8 + un étrier HA8.**

### 5.4.3. Vérification au cisaillement pour l'influence de l'effort tranchant aux voisinages d'appuis

#### • appui simple d'about

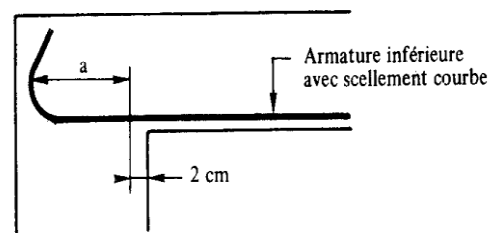
D'après l'article A.5.1.31 des BAEL :

$$\frac{2 V_{max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$a = 0,9 \cdot d$$

$$V_{max} = 525 \text{ kN}$$

$$V = 285,07 < V_{max}$$

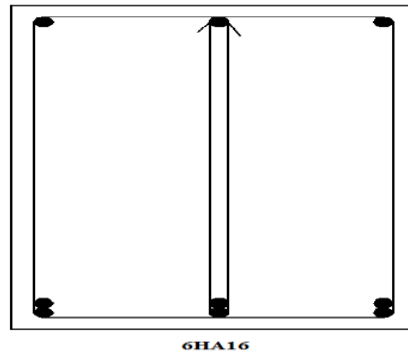


**Fig.5.3.** La longueur de scellement.

#### • appui intermédiaire

Article A.5.1.32 des BAEL : lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime  $M_u$  est inférieure à  $0,9 V_u \cdot d$ , on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V + \frac{M_{ua}}{0,9d} = -769,26 \text{ kN}$$



**Fig.5.4.** Ferrailage des poutres.

### 5.5 Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément résistant qui se comporte comme une console verticale, encadrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher. Après le séisme du 21 Mai 2003 de Boumerdès, des études faites par des experts tels que Davidovici, ont abouti à des modifications du Règlement Parasismique Algérien. L'une de ces modifications était d'élargir l'utilisation des voiles pour le contreventement des bâtiments. Le voile est sollicité par un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $V$ , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. Leur ferrailage est composé d'armatures verticales, d'armatures horizontales et d'armatures transversales.

#### • Armatures verticales :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprenne les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions suivantes, imposées par le RPA99:

- l'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- les barres verticales des zones extrêmes devront être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

#### • Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine. Elles doivent être munies de crochets à (135°) et de longueur égale à  $10\Phi$ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Les règles communes suivantes, concernant le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, l'espacement des barres et les longueurs de recouvrement sont aussi exigées par le RPA :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 1,5e \\ S \leq 30\text{cm} \end{array} \right. \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre  $\Phi_t$  des épingles est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi_t = 6\text{mm} \text{ lorsque } \Phi_v \leq 20 \text{ mm.} \\ \Phi_t = 8\text{mm} \text{ lorsque } \Phi_v > 20 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 40\Phi : \text{ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe} \\ \quad \text{des efforts est possible.} \\ 20\Phi : \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action} \\ \quad \text{de toutes les combinaisons possibles des charges.} \end{array} \right.$$

### 5.5.1 Combinaisons de calcul :

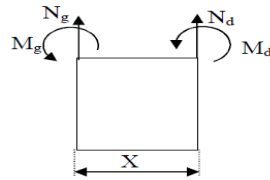
Selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99 version 2003**) les combinaisons à considérer pour le calcul des voiles sont les suivantes :

$$\begin{array}{ll} G + Q \pm E & \longrightarrow \text{ pour la vérification.} \\ 0.8G \pm E & \longrightarrow \text{ pour le ferrailage.} \end{array}$$

### 5.5.2 Calcul du ferrailage :

Il existe plusieurs approches et méthodes de calcul dont :

- La méthode utilisant des mailles. Elle est basée sur la détermination des sollicitations ( $M_g$ ,  $M_d$ ,  $N_g$ ,  $N_d$ ) aux niveaux des nœuds de chaque maille de tous les voiles. Puis on calcule les sollicitations équivalentes ( $N_U$  et  $M_U$ ) pour chaque maille à son centre de gravité G. Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations (M, N), selon les différentes combinaisons considérées, on détermine le ferrailage de la maille.



**Fig.5.5.** Schéma d'une maille de voile.

- La méthode de Navier, est une autre méthode de base pour la détermination des contraintes aux niveaux des voiles ou trumeaux. C'est cette méthode qu'on adoptera pour la détermination du ferrailage de ces derniers.

Le calcul des armatures se fera donc par la méthode des contraintes et la vérification sera effectuée selon le RPA 99 sous les efforts \$N\_{max}\$ et \$M\_{cor}\$.

- **Ferrailage vertical :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.v}{I}$$

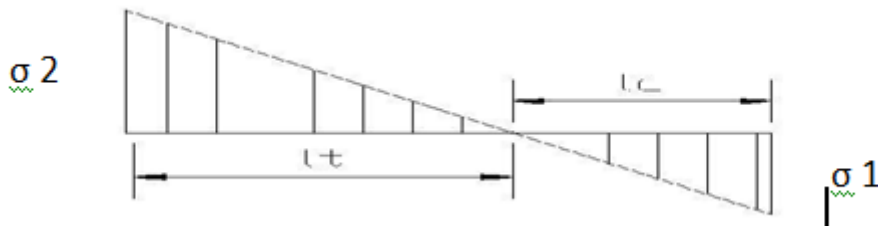
\$N\$ : effort normal appliqué

\$M\$ : moment fléchissant appliqué.

\$A\$ : section transversale du voile.

\$v\$ : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre extrême.

\$I\$ : moment d'inertie.



- **Longueur de la zone tendue :**

$$l_t = \frac{\sigma_1 \times L}{\sigma_2 + \sigma_1}$$

Il est recommandé de découper la zone comprimée en bandes de longueur \$l\_i\$ tel que :

$$l_i \leq \min \left( \frac{h_s}{2}, \frac{2}{3} l_c \right)$$

\$l\_c\$ : longueur de la zone comprimée.

\$h\$ : hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

- **Armatures verticales :**

$$F_t = \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} = \frac{\sigma_i \times l_i \times a}{2}$$

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = \max (0,2\% a.l_t ; 0,15\% a.L)$$

$$\text{Espacement } S \leq \min (1,5 a ; 30\text{cm})$$

On fixe :  $S = 20\text{cm}$  pour la zone courante.

$S = 10\text{cm}$  pour la zone nodale.

Le tableau 5.8 récapitule les résultats du calcul des armatures transversales des voiles.

Voile	a [m]	L [m]	h <sub>e</sub> [m]	A [m <sup>2</sup> ]	I [m <sup>4</sup> ]	V [m]	N [MN]	M [MN.m]	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	l <sub>t</sub> [m]	l <sub>c</sub> [m]	l <sub>i</sub> [m]	F <sub>t</sub>
V1	0,2	4,08	3,06	0,82	1,13	0,81	2,44	1,96	1,59	4,40	3,00	1,08	0,72	0,32
V2	0,2	4,08	3,06	0,82	1,13	0,81	2,49	1,98	1,63	4,48	2,99	1,09	0,73	0,33
V3	0,2	4,00	3,06	0,82	1,13	0,75	2,22	1,54	1,69	3,74	2,81	1,27	0,85	0,32
V4	0,2	4,00	3,06	0,82	1,13	0,75	2,18	1,50	1,67	3,67	2,80	1,28	0,85	0,31
V5	0,2	4,65	3,06	0,82	1,13	0,74	2,03	1,38	1,57	2,79	2,97	1,68	1,12	0,31
V6	0,2	4,08	3,06	0,82	1,13	0,91	2,49	2,73	0,86	5,24	3,51	0,57	0,38	0,20
V7	0,2	4,08	3,06	0,82	1,13	0,92	2,47	2,72	0,83	5,23	3,52	0,56	0,37	0,20

A <sub>v</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A adoptée	
		Zone tendue	Zone comprimée
7,94	12,2	2(4HA14)	2(8HA12)
8,14	12,2	2(4HA14)	2(8HA12)
7,93	12,2	2(4HA14)	2(8HA12)
7,81	12,2	2(4HA14)	2(8HA12)
7,78	13,95	2(5HA14)	2(8HA12)
5,01	14,02	2(5HA14)	2(10HA12)
4,89	14,08	2(5HA14)	2(10HA12)

**Tab.5.7.** Ferrailage vertical des voiles.

- **Armatures horizontales :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b d} \leq \bar{\tau} = 0,2f_{c28} = 5\text{MPa}$$

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

b: épaisseur du voile.  $b_0 = 20\text{ cm}$ .

d: hauteur utile =  $0,9h$

h : hauteur totale de la section brute=  $3,06\text{m}$ .

$\tau_b$ : contrainte de cisaillement admissible du béton.



## ✓ Vérification de la contrainte de cisaillement

Voile	Effort tranchant [MN]	$\tau_b$ [MPa]	$\bar{\tau}$ [MPa]
V1	0,51	1,30	5,00
V2	0,52	1,33	5,00
V3	0,65	1,66	5,00
V4	0,66	1,69	5,00
V5	0,54	1,36	5,00
V6	0,51	1,29	5,00
V7	0,62	1,57	5,00

Tab.5.8. Vérification de la contrainte de cisaillement.

D'après le tableau on constate que les armatures horizontales dans les voiles ne sont pas nécessaires mais le règlement parasismique algérien exige une quantité minimale d'armatures horizontale à prendre en considération.

Le pourcentage minimal d'armatures horizontales est :

$$\begin{cases} 0,15\% \text{ a } .1\text{m} & \text{si } \tau_b \leq 0,025.f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \\ 0,25\% \text{ a } .1\text{m} & \text{si } \tau_b > 0,025.f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \end{cases}$$

On prend

$$A_{\text{min}} = 0,25. \% \text{ b.h}$$

$$A_{\text{min}} = 5 \text{ cm}^2$$

Et on adopte un ferrailage **5HA12**.

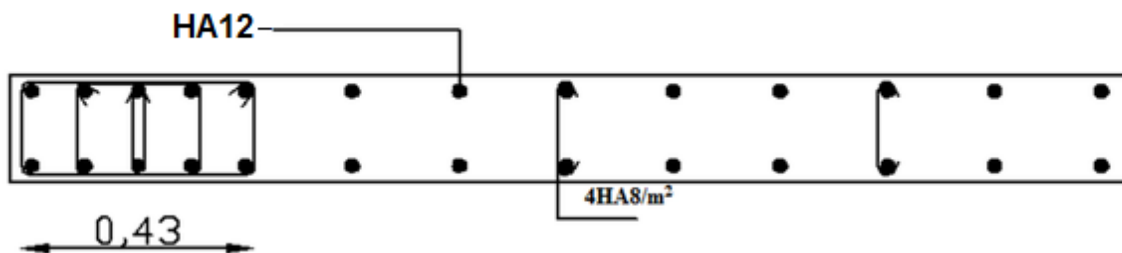


Fig.5.6. Exemple de Ferrailage des voiles.

## 5.6. Ferrailage du linteau

Dans notre ouvrage, les linteaux sont de type court ( $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$ )

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion ( $A_l$ )
- des aciers transversaux ( $A_t$ )
- des aciers en partie courante (aciers de peau) ( $A_c$ )

**5.6.1 Calcul des contraintes :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b d}$$

$$\bar{V} = 1,4.V_u$$

$$d = 0,9h.$$

h : hauteur du linteau.

Selon le RPA 99, on a deux cas pour le ferrailage des linteaux :

- Premier cas  $\tau_b \leq 0,06f_{c28}$
- Deuxième cas  $\tau_b \geq 0,06f_{c28}$

Dans notre étude, c'est le deuxième cas qui se présente.

On dispose les ferrillages longitudinaux (supérieure et inférieure), et transversaux en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

**5.6.2 Armatures diagonales :**

Les armatures diagonales dont la section est calculée par la formule suivante, devront être disposées obligatoirement

$$A_D = \frac{V}{2.f_e.\sin\alpha}$$

Avec:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

d' = enrobage = 3 cm

l = longueur du linteau = 1,2 m

- **Section minimale des armatures diagonales :**

$$A_D = 0,2\% . b . h$$

- **Espacement :**

$$S_D = 10\text{cm}$$

**➤ Récapitulation des armatures diagonales des linteaux :**

Linteau	L [m]	h [m]	V [kN]	$\bar{V}$ [kN]	$\tau_b$ [MPa]	$\tau_b$ [MPa]	$\alpha$	$A_D$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{Dmin}$ [cm <sup>2</sup> ]
L1	1,2	0,8	110,31	154,43	1,50	1,5	0,55	3,68	3,2
L2	1,2	0,8	98,76	138,26	1,34	1,5	0,55	3,29	3,2
L3	1,2	0,8	149,4	209,16	2,03	1,5	0,55	4,98	3,2
L4	1,2	0,8	150,83	211,16	2,05	1,5	0,55	5,03	3,2
L5	1,2	0,8	112,15	157,01	1,53	1,5	0,55	3,74	3,2

**Tab.5.9.** Armatures diagonales des linteaux.

**5.6.3 Armatures longitudinales, transversales et armatures de peau :**

D'après l'article 7.7.3.2 de RPA :

- **Armatures longitudinales :**

$$(A_l, A_l') \geq 0,15\% \cdot b \cdot h = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$A_l = M/z \cdot f_e$$

M: moment fléchissant max

$$A_l = \frac{M}{z} \cdot f_e = \frac{137,65}{(0,80 - 2 \times 0,03) \times 400} = 4,65 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA12.**

- **Armatures transversales :**

$$\tau_b > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_t \geq 0,25\% \cdot b \cdot St$$

- ✓ **Espacement des armatures transversales:**

$$S_t \leq h/4 = 20 \text{ cm}$$

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

Section d'armatures transversales :

$$A_t = 0,0025 \times 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2$$

On adopte: **A<sub>t</sub> = 2HA10.**

- **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0,2\% \cdot b \cdot h = 0,002 \times 20 \times 80 = 3,2 \text{ cm}^2$$

On adopte: **A<sub>c</sub> = 6 HA10**

## ➤ Récapitulation du ferrailage des linteaux :

$A_D$ choisie	Ferrailage longitudinal	Armatures transversales	Armatures de peau
4HA10	5HA12	2HA11	2(3HA10)
4HA11	5HA12	2HA12	2(3HA10)
4HA12	5HA12	2HA13	2(3HA10)
4HA13	5HA12	2HA14	2(3HA10)
4HA14	5HA12	2HA15	2(3HA10)

Tab.5.10. Ferrailage des linteaux.

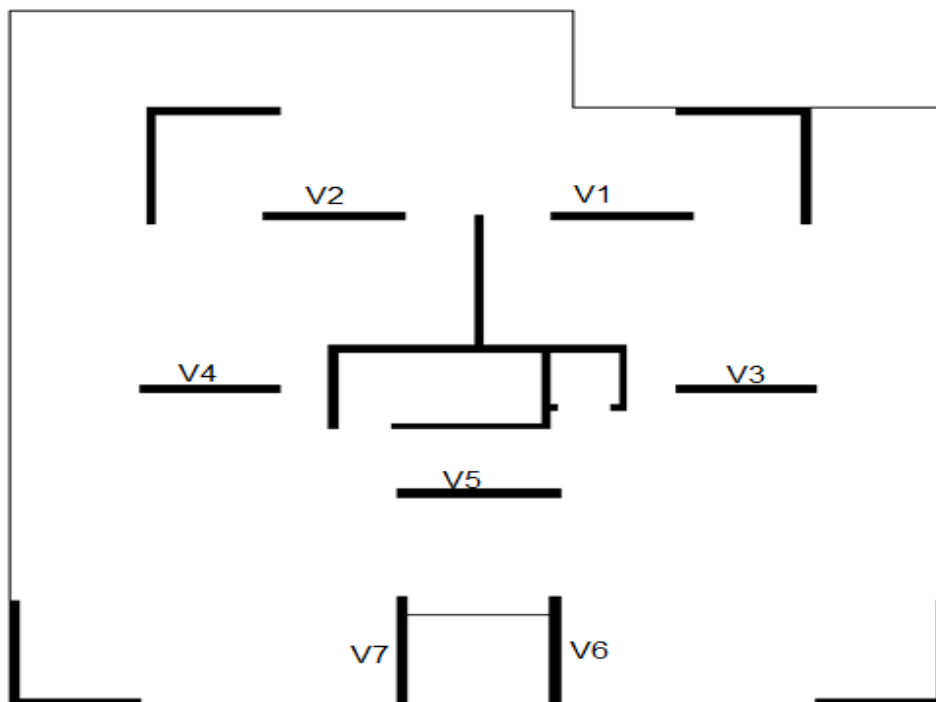


Fig.5.7 Schéma des voiles calculés.

## Chapitre 6 : Infrastructure

## 6.1. Introduction

Les fondations sont les éléments de l'infrastructure qui ont pour rôle le support des charges de la superstructure et leur transmission au sol.

Elles constituent un ensemble rigide capable d'assurer les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure,
- Transmettre la totalité des charges apportées par la superstructure au sol d'assise,
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structural.

## 6.2. Ferrailage du voile périphérique

### 6.2.1. Ferrailage vertical

#### ✓ Sollicitations de calcul

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles périphériques, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et semi encastré de l'autre côté. Les voiles sont soumis à la pression des terres. Cette pression est une charge triangulaire répartie le long de voile.

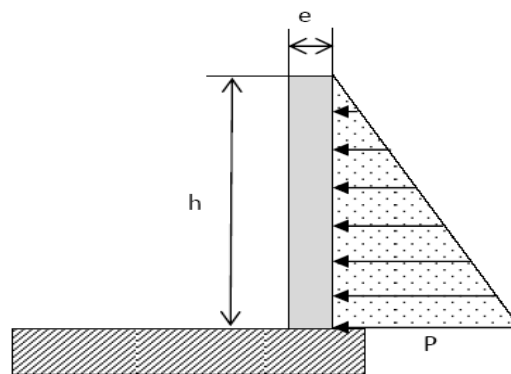


Fig.6.1. Schéma statique du voile périphérique.

Les voiles périphériques sont considérés sollicités en flexion composée. Le moment maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{max} = \frac{2 \times h \times P}{9\sqrt{3}}$$

Avec :

$$P = \gamma_d \times h \times \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$\gamma_d$ : poids spécifique du remblai = 18kN/m<sup>3</sup>;

$\varphi$ : angle de frottement interne du remblai = 22°.

#### ✓ Calcul de ferrailage

Le calcul se fera en flexion composée pour une section de (100x20) cm<sup>2</sup>. Le tableau 6.1 présente les résultats du calcul du ferrailage du voile périphérique.

Voile	H [m]	P [kN/m/ml]	M [kN.m/ml]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]		A <sub>s</sub> min [cm <sup>2</sup> ]		A <sub>s</sub> adoptée	
				inf.	sup.	RPA	C.N.F	sup.	inf.
V	2,5	32,45	16,53	2,41	0	4	2,1	6HA10	6HA10

**Tab.6.1.** Ferrailage du voile périphérique.

### 6.2.2. Ferrailage horizontal

Le voile périphérique est calculé comme une dalle continue appui sur les poteaux, on prendra pour le calcul la portée maximale, soit  $L = 5,2\text{m}$ .

#### ✓ Sollicitation de calcul

$$P_{moy} = \frac{(P_{max} + P_{min})}{2} = 16,22$$

$$M_0 = \frac{P_{moy} l^2}{8} = 55,16$$

Le moment en travée :  $M_t = 0,75M_0$

Le moment en appui :  $M_a = 0,5M_0$

Dans la portée principale  $lx$ , on doit respecter :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25M_0$$

Ce qui conduit à adopter les valeurs suivantes pour le moment en travée  $M_t$ , en fonction des valeurs des moments sur appuis :

Voile	P <sub>moy</sub> [kN/ml]	M <sub>0</sub> [kN.m/ml]	Moment [kN.m/ml]		$M_t + \frac{M_w + M_e}{2}$	1,25M <sub>0</sub>
			En travée	En appui		
V	16,22	55,16	41,37	27,58	68,95	68,95

**Tab.6.2.** Valeurs du moment fléchissant.

#### ✓ Calcul des ferrailages :

La section transversale de calcul est  $(100 \times 20) \text{ cm}^2$ , La fissuration est considérée comme préjudiciable. Le tableau 6.3 donne les résultats de calcul des ferrailages horizontaux.

voile	M [kN.m/ml]		As [cm <sup>2</sup> ]		As min [cm <sup>2</sup> ]		As adopté	
	En travée	En appui	En travée	En appui	En travée	En appui	En travée	En appui
V	41,37	27,58	7,93	5,17	4	2,1	8HA12	6HA12

**Tab.6.3.** Ferrailage horizontales des voiles périphériques.

### 6. 3 Choix du type de fondation :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Le taux de charge transmise.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie d'abord pour les semelles isolées, puis pour les semelles filantes. Si les deux choix ne conviennent pas on opte pour un radier général.

Selon l'article **10.1.4** du **RPA**, les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8.G \pm E$$

### 6.4 Vérifications relatives au choix du type de fondation :

#### 6.4.1 Semelles isolées :

On a :

$$N = 3025,46 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$$

#### ✓ Prédimensionnement:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{N}{A \times B} < \overline{\sigma}_{\text{sol}} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

D'après (1) et (2) on obtient :

$$A = \sqrt{\frac{a \times N}{b \times \sigma}} = \sqrt{\frac{0,5 \times 3025,46}{0,5 \times 250}} = 3,47 \text{ m}$$

Tenant compte des distances existant entre les poteaux dans les deux directions, on peut conclure que l'emploi des semelles isolées est impossible, à cause de chevauchement de deux semelles voisines. Ce qui nous conduit à essayer les semelles filantes.



### 6.4.2 Semelle filante :

Choisissons une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique formé de 8 poteaux :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \longrightarrow B = \frac{N}{\sigma_s \times l}$$

$$N = \sum Ni = 27052,6 \text{ kN}$$

$$B = \frac{27052,6}{250 \times 23,4} = 4,62 \text{ m}$$

Vu la distance existant entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Par conséquent, nous optons pour un radier général.

### 6.5. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé; c'est une très bonne solution car il permet une transmission des charges au sol en évitant les tassements différentiels.

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour le radier à nervures supérieures.

#### 6.5.1. Prédimensionnement

##### ➤ Condition de coffrage

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

$l_{\max}$  : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Dans notre cas :  $l_{\max} = 5,2 \text{ m}$

Donc :  $h_r = 0,52 \text{ m}$

##### ➤ Condition de rigidité

$$\frac{\pi}{4} \times l_e \geq l_{\max}$$

$l_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$\text{Sachant que : } l_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton.

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ .

b : la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h^3}{12} \quad \text{sachant que : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times l_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,76 \text{ m}$$

Tenant compte de ces deux conditions on prend :

$$\begin{cases} \mathbf{h_t = 90 \text{ cm.}} & \text{Pour les nervures (+ radier) .} \\ \mathbf{h_r = 55 \text{ cm.}} & \text{Pour le radier.} \end{cases}$$

➤ **Surface du radier**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{65695,13}{250} = 262,78 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est :  $S_{bat} = 729 \text{ m}^2$ .

$$L_D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right)$$

On prend:

$$\begin{cases} L_D = 100 \text{ cm.} \\ L_P = 108 \text{ m.} \end{cases}$$

$L_D$  : débord

$L_P$  : périmètre.

$$\text{Donc: } S_{rad} = S_{bat} + L_D \times L_P = 837 \text{ m}^2$$

### 6.5.2. Les vérifications nécessaires

#### ✓ Vérification au poinçonnement

D'après l'article A5.2.4.2 de CBA93, on doit vérifier que :

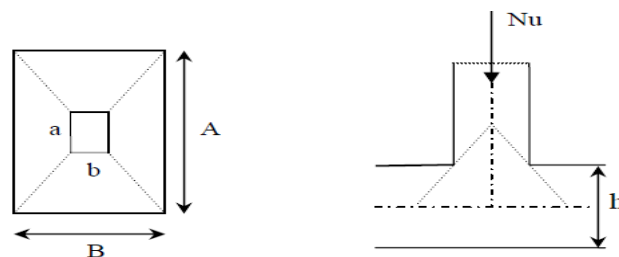
$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Sachant que :

$$\begin{cases} U_c = 2 \times (A+B) = 4,4 \text{ m} \\ A = a + h = 1,1 \text{ m} \\ B = b + h = 1,1 \text{ m} \end{cases}$$

$N_u$  : effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$U_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.



**Fig.6.1.** Zone de contact poteau-radier.

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4,4 \times 0,55 \times \frac{25}{1,55} = 2,37 \text{ MN}$$

⇒ La condition est vérifiée.

✓ **Vérification des contraintes dans le sol :**

Il faut s'assurer que :  $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$

✓ **Dans le sens x-x :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_r} \pm \frac{M_x}{I_x} \cdot X$$

$$\sigma_1 = \frac{65,71}{729} - \frac{713,27}{44286,75} \cdot 13,5 = -0,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{65,71}{729} + \frac{713,27}{44286,75} \cdot 13,5 = 0,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times (-0,12) + 0,30}{4} = -0,015 < 0,25 \text{ MPa}$$

✓ **Dans le sens y-y :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_r} \pm \frac{M_y}{I_y} \cdot y$$

$$\sigma_1 = \frac{65,71}{729} - \frac{809,7}{44286,75} \cdot 13,5 = -0,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{65,71}{729} + \frac{713,27}{44286,75} \cdot 13,5 = 0,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times (-0,16) + 0,33}{4} = -0,037 < 0,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

Il faut assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w$

N : poids propre du bâtiment

F<sub>s</sub> : coefficient de sécurité

H : hauteur de la partie entré du bâtiment

S<sub>radier</sub> : surface du radier

γ<sub>w</sub> : poids volumique de sol

$$N \geq F_s \times H \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w = 1,5 \times 2,5 \times 729 \times 10 = 27337,5 \text{ kN.}$$

Donc la condition est vérifiée

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur b = 1m, de 5,2m de longueur, d = 0,9 \* h<sub>r</sub> = 0,81m.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\text{max}}}{2S} \times b = \frac{65695,13 \times 5,2}{2 \times 837} \times 1 = 204,07 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{204,07}{1 \times 0,81} = 0,25 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

### 6.5.3. Ferrailage du radier

#### 6.5.3.1. Ferrailage de la dalle

##### ✓ Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}} = \frac{90,1}{837} = 0,11 \text{ MPa}$$

$N_u$  est l'effort ultime, sans oublier d'ajouter le poids propre du radier  $N_{ru} = 10,02 \times 10^3 \text{ kN}$ .

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$$L_x = 3,6\text{m} \quad L_y = 5,2\text{m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,6}{5,2} = 0,7 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_y = 0,4320 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x L_x^2 Q_u \\ M_y = M_x \mu_y \end{cases}$$

Sachant que :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0,85 M_x \quad M_{ty} = 0,85 M_y$$

$$\text{Sur appui : } M_{ax} = 0,5 M_x \quad M_{ay} = 0,5 M_y$$

Et que le ferrailage se fait pour une section  $h \times b = (1 \times 0,55) \text{ m}^2$ .

##### ✓ Condition de non-fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur  $e \geq 12 \text{ cm}$  et  $\alpha > 0,4$ , la valeur minimale des armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \frac{\rho_0 \times (3-\alpha) \times b \times e}{2} \\ A_y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \quad \rho_0 = 0,0008 \text{ pour des HAE40}$$

$$\begin{cases} A_x = 5,06 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \\ A_y = 4,40 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \end{cases}$$

Les résultats du calcul du ferrailage sont présentés dans le tableau suivant (6.1.) :

		M [kN.m]	A <sub>calculée</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Section adoptée
Sens xx	Travée	172,51	10,19	5,06	7HA14
	Appui	101,72	5,94	5,06	6HA12
Sens yy	Travée	74,52	12,07	4,33	6HA12
	Appui	43,94	5,12	2,54	4HA12

**Tab.6.4.** Armatures du radier.

**6.5.3.2 Ferrailage des nervures :**

Les nervures servent d'appuis au radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture), mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Les charges trapézoïdales : } P_u = \left(2 - \frac{\rho^2}{2}\right) x Q_u x \frac{l_x}{2} \\ \text{Les charges triangulaires : } P_u = Q_u x \frac{l_x}{3} \end{array} \right.$$

**• Armatures longitudinales :**

Nous avons utilisé la méthode forfaitaire présentée dans le BAEL. Dans cette méthode les moments de flexion sont obtenus en vérifiant les inégalités suivant :

- $M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \leq \max \{ (1 + 0,3x\alpha) x M_0 \quad 1,05 M_0 \}$
- $M_t \geq \frac{1 + 0,3x\alpha}{2} x M_0$  Pour une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3x\alpha}{2} x M_0$  Pour une travée de rive
- La valeur minimale du moment sur appui intermédiaire est  $0,5 x M_0^{e,w}$  pour un appui voisin de l'appui de rive et  $0,4 x M_0^{e,w}$  pour les appuis centraux.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{q}{q+g} \text{ et } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$M_0 = \frac{q_u x l^2}{8} \text{ moment en travée de la poutre isostatique de comparaison.}$$

$M_t$  : moment en travée de la poutre continue.

$M_e, M_w$  : moments sur appuis de droite et de gauche respectivement de la poutre continue.

La poutre (nervure) la plus chargée est la poutre intermédiaire, comportant 6 travées de portées différentes, la plus grande portée étant de 5,2m. La charge répartie uniforme équivaut à la charge trapézoïdale appliquée.

$$P_u = \left(2 - \frac{0,0008^2}{2}\right) x 0,11 x \frac{5,2}{2} = 0,57 \text{ MN/ml}$$

$$M_0 = \frac{0,11 x 5,2^2}{8} = 0,37 \text{ MN.m}$$

$$\text{Les moments maximaux obtenus sont : } \left\{ \begin{array}{l} M_{app} = 0,5x M_0 = 0,185 \text{ MN.m} \\ M_{tr} = 0,8x M_0 = 0,296 \text{ MN.m} \end{array} \right.$$

**✓ Ferrailage sur appuis :**

La section en travée est une section en T sollicitée par un moment de flexion.

$M_{tr} = 0,296 \text{ MN.m}$ . Elle est représentée dans la figure 7-4

$$b_0 = 0,55\text{m} ; \quad b = 1\text{m} ; \quad h_0 = 0,55\text{m} ; \quad h = 0,90\text{m}$$

$$M_{tu} = b x h_0 x \left(d - \frac{h_0}{2}\right) x f_{bc} = 7,9 \text{ MPa} > M_{tr}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, on considère donc pour le calcul une section rectangulaire.

On adopte : **6HA12+2HA14**

- **Armatures transversales :**

Par la méthode forfaitaire  $V_{\max} = 1,1 \times T_0 = 1,1 \times q_u^v \times \frac{l}{2}$

Avec :  $q_u^v = q_u \times \frac{l}{4} = 0,143 \text{ MN.m}$

$$\bar{\tau} = \min\{0,1 \times f_{c28}, 3 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_b = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{0,817}{0,55 \times 0,85} = 1,74 \text{ MPa}$$

$\tau_b < \bar{\tau}$  condition vérifiée

L'espace minimal est donné par :  $S = \min\{20\text{cm} ; 15\varnothing_1\}$

Nous utiliserons des doubles cadres HA8 espacés de 15 cm.

## Chapitre 7 : Etude économique

## 7.1 Introduction :

Le contexte de concurrence qui prévaut au sein du BTP, entraîne une exigence de rigueur dans la maîtrise des coûts sur le site de production qu'est le chantier. Une culture de rigueur doit donc être adoptée par tous les niveaux de responsabilités ; et celle-ci s'articule sur trois points clés :

- ✓ Le **contrôle de l'avancement** physique du chantier ;
- ✓ Le **contrôle des dépenses** par rapport au budget ;
- ✓ Le **contrôle du résultat** pendant la réalisation pour l'équilibre des coûts.

La direction du chantier choisit l'orientation à suivre par des plannings rigoureux. Ce suivi doit être réalisé par tous les niveaux de responsabilités (du pointeur au directeur de travaux). Il est donc primordial que l'encadrement du chantier mette en place le système de gestion dès la préparation du chantier et instaure au démarrage du chantier un système rigoureux de suivi des coûts et des délais..

Dans cette étude économique on a essayé d'estimer le coût de la réalisation d'un bloc d'une tour R+9.

## 7.2 Préparation en amont de chantier :

### 7.2.1 Etude quantitatif (Devis quantitatif) :

Pour réussir un projet de ce type, il faut décrire, quantifier et estimer par article l'ensemble des travaux à réaliser ainsi que les moyens matériels à mettre en œuvre ainsi que les matériaux nécessaires pour la durée du projet..

### 7.2.2 Etude de prix :

Pour déterminer le coût de l'opération pour la soumission et l'appel d'offres, les études de prix sont nécessaires.

### 7.2.3 Etude quantitatif et estimatif :

L'étude quantitative et estimative est en fait un cadre indiquant les quantités de prestations à réaliser par type d'ouvrage et leur coût .Le niveau de détail du devis quantitatif et estimatif doit correspondre à celui du devis descriptif. Il doit faire apparaître, au minimum, le détail des quantités et leur coût par phase ou tranche, par bâtiment, et par étage, dans cet ordre



### 7.3 Devis quantitatif de projet :

#### 7.3.1 Installation de chantier :

##### 7.3.1.1 Description de projet :

Le présent projet est un bâtiment R+9 à usage d'habitation et de commerce sis à Draria, dans la wilaya d'Alger. Il sera étudié dans le cadre de l'opération location et vente du projet 2230 logements, pour l'AADL (Agence d'Amélioration et de Développement du Logement). L'étude et la conception sont confiées à un bureau d'études Algérien, la réalisation à une société de construction chinoise.

##### 7.3.1.2 Le panneau du chantier :

Le panneau sera une plaque de (3mx2m) portée sur deux tubes d'acier de 5m de longueur, ancré de 0.80 m dans le sol et qui contient des informations sur le maître de l'ouvrage, le maître de l'œuvre, le type de projet, les délais de réalisation .....

##### 7.3.1.3 Les baraques de chantier :

Pour assurer le bon déroulement des travaux des baraques de chantier devra être installées derrière le projet, loin de l'assiette des travaux. Ce sont des constructions légères préfabriquées dont l'unité de base est de (4mx2m) qui peuvent être collées les unes aux autres selon le besoin.

##### Exemple des baraques :

- un bureau de chantier: 12 m<sup>2</sup> .....1 unité.
- un local d'échantillon : 8m<sup>2</sup> ..... 1 unité.
- une salle de réunion : 16 m<sup>2</sup> ..... 1 unité.
- vestiaires et WC : 16 m<sup>2</sup> .....8 unités.
- un réfectoire : 24m<sup>2</sup> .....1 unité.

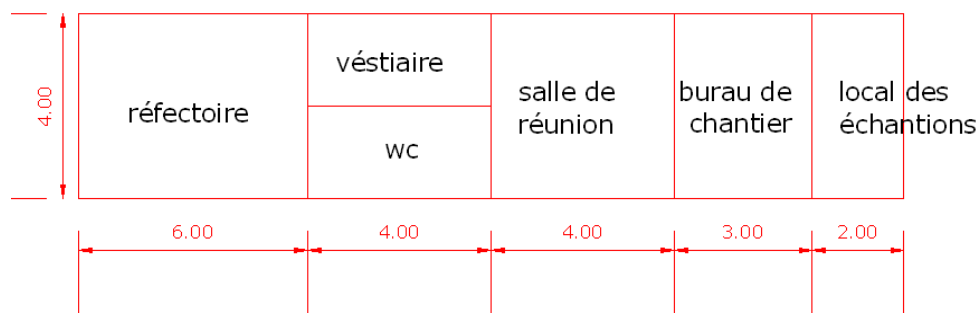


Fig.7.1 Exemple des baraques.

##### 7.3.1.4 Le nettoyage :

Le nettoyage de l'assiette du projet permet de débiter les travaux. Son coût est forfaitaire et selon les cas il peut coûter 10 000 DA comme il peut être multiplié par 10.

### 7.3.1.5 Le matériel de chantier :

- **Une grue fixe posée sur rails relié par une grue mobile** Si on veut construire tous les blocs en parallèle nous aurons besoin de plusieurs grues installées à deux mètres environ du bloc à réaliser. Le choix de leur type et de leur nombre se fait selon la longueur et la disposition des blocs.
- **Les camions poids lourds et poids léger** : le camion **10 t, 6t .....**
- **Matériel de terrassement** : niveleuse, pelle hydraulique, chargeurs

Ainsi que d'autres matériels pour la confection du béton et la préparation de ferrailage.

### 7.3.1.6 La clôture :

Une clôture provisoire va définir les limites de notre chantier. Elle doit être réalisée à partir des panneaux métalliques de **(4m x 2,5m)**. Elles sont portées par deux tubes en aciers posés sur deux masses en béton.

### 7.3.2 Terrassement :

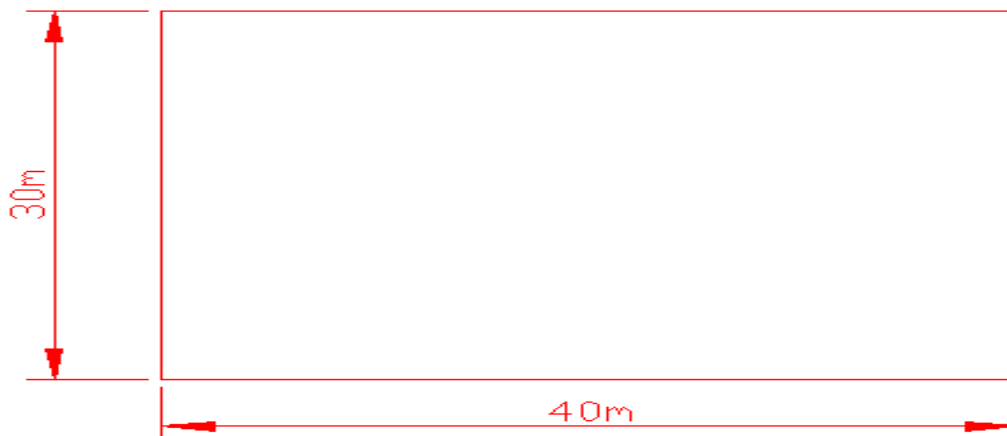


Fig.7.2. La zone de terrassement générale.

#### 7.3.2.1 Décapage de la Terre végétale :

$$V = 40 \times 30 \times 0,30 \longrightarrow V = 360 \text{ m}^3$$

#### 7.3.2.2 Terrassement en grande masse :

##### 7.3.2.2.1 Excavation :

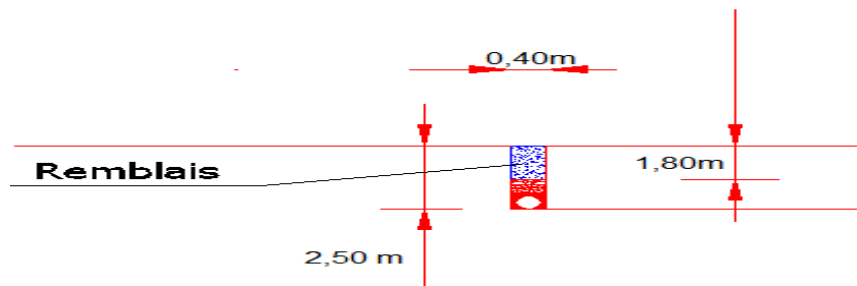
##### a. Déblais :



Fig.7.3 Terrassement en grande masse pour drains.

$$[(27,40+26,90) \times 2] \times 0,40 \times 2,50 = 108,6 \text{ m}^3$$

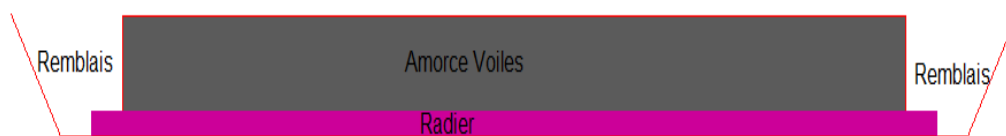
**b. Remblai :**



**Fig.7.4.** Remblai pour drains.

$$[(27,40+26,90) \times 2] \times 0,40 \times 1,80 = 78,19 \text{ m}^3$$

**7.3.2.2.2 Pour le radier :**



**Fig.7.5.** Déblais et le remblai de l'infrastructure.

**a. Déblais :**

$$(28 \times 27,50) \times 2,50 = 1925 \text{ m}^3$$

**b. Remblai :**

$$\text{Volume remblai} = \text{volume déblais} - \text{volume béton}$$

**Calcul le volume du béton :**

• **Les voiles :**

$$[(26+25,5) \times 2] \times 0,2 \times 2 \longrightarrow V_{\text{voiles}} = 41,2 \text{ m}^3$$

• **Le radier :**

$$(27 \times 26,5) \times 0,50 \longrightarrow V_{\text{radier}} = 357,75 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume remblai} = 1925 - (41,2 + 357,75) = 1526,05 \text{ m}^3$$

**7.3.3 Infrastructure et la superstructure :**

**7.3.3.1 Fondation :**

**1. Béton :**

• **Radier :**

$$(27 \times 26,5) \times 0,50 \longrightarrow V_{\text{radier}} = 357,75 \text{ m}^3$$

• **Béton de propreté :**

$$(27,10 + 26,6) \times 0,1 \longrightarrow V_{\text{bp}} = 72,08 \text{ m}^3$$

- **Nervures :**  
 $(25 \times 2 + 8 \times 24,5) \times 0,4 \times 0,3 \longrightarrow V_{bn} = 29,52 \text{ m}^3$

$$\text{Volume de béton nette de radier} = 357,75 - 29,52 = 328,23 \text{ m}^3$$

## 2. Acier :

- **Radier : (ration = 100 kg/ m<sup>3</sup>)**  
**Acier radier = ration x Volume béton**  
**Acier radier = 100 x 328,23 = 32823 kg**
- **Nervures : (120 kg/ m<sup>3</sup>)**  
**Acier nervures = 120 x 29,52 = 3542,4 kg**

### ✓ Récapitulation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Acier total de radier} = 32823 + 3542,4 = 36365,4 \text{ kg} \\ \text{Béton total de radier} = 357,75 \text{ m}^3 \\ \text{Béton de propreté} = 72,08 \text{ m}^3 \end{array} \right.$$

### 7.3.3.2 Les planchers :

- Niveau : + 4,59 m

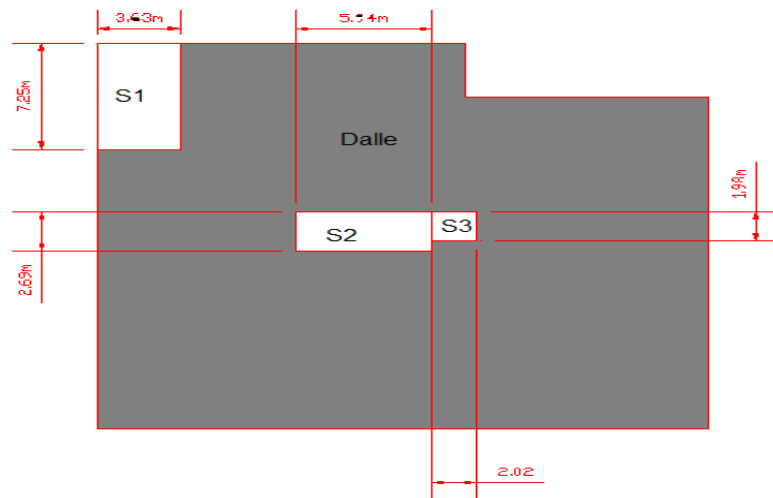


Fig.7.6. Plancher RDC.

#### 1. Béton :

- **Dalle :**  
 $V_{dalle} = V - (V1 + V2 + V3)$

$$V = (27 \times 26,5 - 7,5 \times 3,54) \times 0,14 = 96,45 \text{ m}^3$$

$$V_{dalle} = [96,45 - (7,24 \times 3,63 + 5,94 \times 2,69 + 2,02 \times 1,98) \times 0,14] = 89,98 \text{ m}^3$$

- **Les poutres :**

$$V_{poutres} = V_{poutre \text{ principales}} + V_{poutres \text{ secondaires}}$$

$$V_{poutres} = [(6 \times 27 + 19,5) \times 0,55 \times 0,35] + [(7 \times 26,5 + 22,96) \times 0,44 \times 0,25] = 55,77 \text{ m}^3$$

**2. Acier :**

- **Dalle : (120 kg/ m<sup>3</sup>)**  
Acier<sub>dalle</sub> = 120x (89,98 – 55,77) = **4105,2 kg**
- **Poutres : (150 kg/ m<sup>3</sup>)**  
Acier<sub>poutres</sub> = 150 x 55,77 = **8365,5 kg**

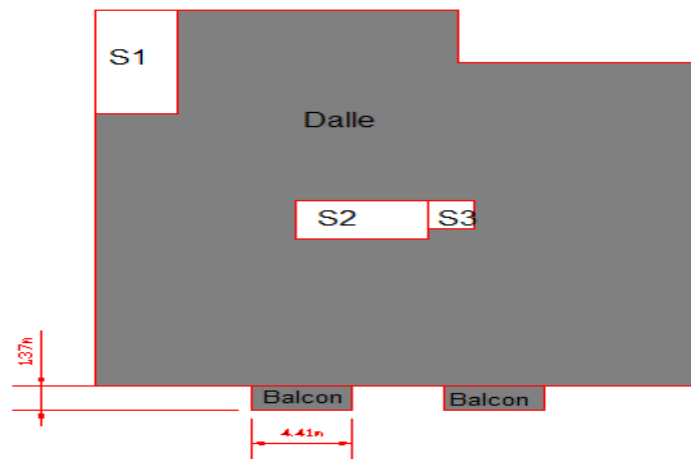
**3. Coffrage :**

Surface du coffrage = volume béton / épaisseur  
Surface du coffrage = 89,98 / 0,14 = **642,71 m<sup>2</sup>**

✓ **Récapitulation :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Acier total du plancher RDC} = 4105,2 + 8365,5 = 12470,7 \text{ kg} \\ \text{Béton total du plancher RDC} = 89,98 \text{ m}^3 \\ \text{Coffrage du plancher RDC} = 642,71 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

➤ Niveau : + 7,65 m



**Fig.7.8.** Plancher 1<sup>er</sup> étage.

**1. Béton :**

- **Dalle +Balcons :**  
 $V = 89,98 + [(4,41 \times 1,37) \times 0,14] \times 2 = \mathbf{91,67 \text{ m}^3}$
- **Les poutres :**  
 $V_{\text{poutres}} = V_{\text{poutre principales}} + V_{\text{poutres secondaires}}$   
 $V_{\text{poutres}} = [(6 \times 27 + 19,5) \times 0,55 \times 0,35] + [(7 \times 26,5 + 22,96) \times 0,44 \times 0,25] = \mathbf{55,77 \text{ m}^3}$

**2. Acier :**

- **Dalle +Balcons : (120 kg/ m<sup>3</sup>)**  
Acier = 120x (91,67 - 55,77) = **4308 kg**
- **Poutres : (150 kg/ m<sup>3</sup>)**  
Acier<sub>poutres</sub> = 150 x 55,77 = **8365,5 kg**

**3. Coffrage :**

$$\text{Surface du coffrage} = 91,67 / 0,14 = 654,78 \text{ m}^2$$

✓ **Récapitulation :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Acier total du plancher du 1}^{\text{er}} \text{ niveau} = 4308 + 8365,5 = 12673,5 \text{ kg} \\ \text{Béton total du plancher du 1}^{\text{er}} \text{ niveau} = 91,67 \text{ m}^3 \\ \text{Coffrage du plancher du 1}^{\text{er}} \text{ niveau} = 654,78 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

➤ Niveau : + 10,71 m

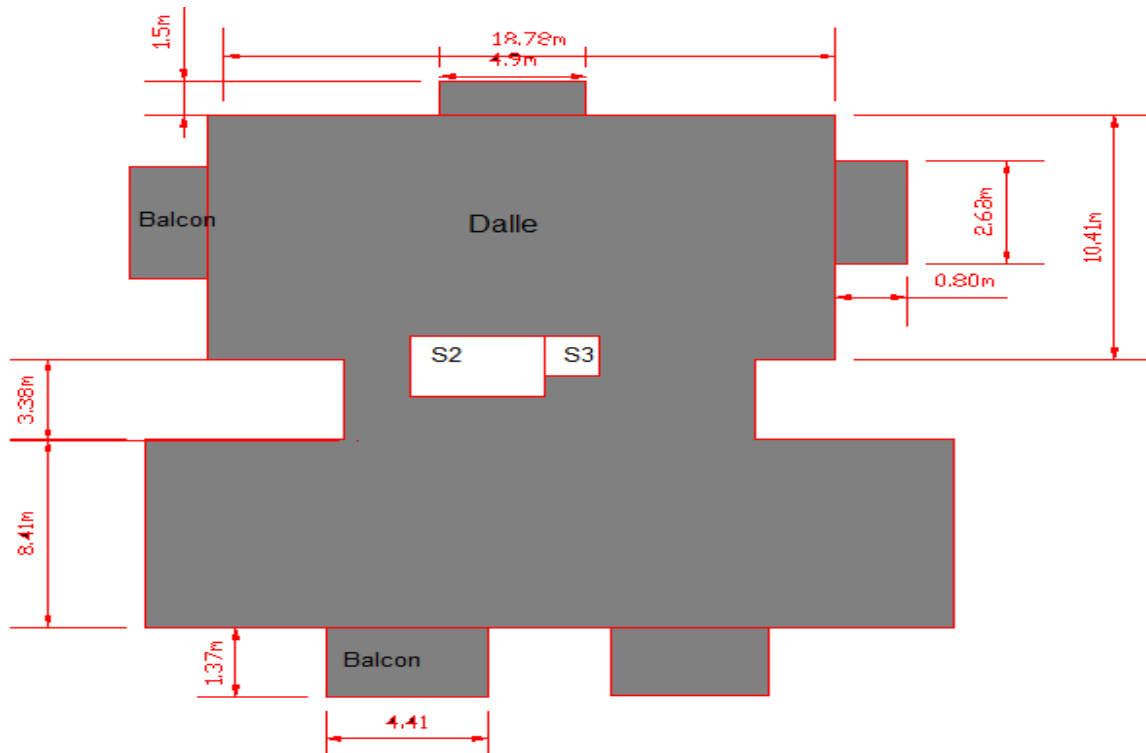


Fig.7.9. Planchers 2<sup>ème</sup> étage.

1. Béton :

• **Dalle :**

$$[(18,78 \times 10,41 + 13,21 \times 3,38 + 27 \times 8,41) - (5,94 \times 2,69 + 2,02 \times 1,98)] \times 0,14 = 62,61 \text{ m}^3$$

• **Balcon :**

$$(2 \times 4,4 \times 1,37 + 2 \times 0,8 \times 2,68 + 1,5 \times 4,9) = 3,32 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume de béton} = 62,61 + 3,32 = 65,93 \text{ m}^3$$

• **Les poutres :**

$$[(27 + 19,12) \times 3 \times 0,55 \times 0,35 + (8 \times 8,40 + 4 \times 10,98 + 2 \times 4,39) \times 0,4 \times 0,25] = 38,62 \text{ m}^3$$

2. Acier :

• **Dalle + Balcons : (120 kg/ m<sup>3</sup>)**

$$\text{Acier} = 120 \times (65,93 - 38,62) = 32776,68 \text{ kg}$$

• **Poutres : (150 kg/ m<sup>3</sup>)**

$$\text{Acier}_{\text{poutres}} = 150 \times 38,62 = 5793,64 \text{ kg}$$

### 3. Coffrage :

$$\text{Surface du coffrage} = 65,93 / 0,14 = 470,92 \text{ m}^2$$

#### ✓ Récapitulation :

$$\text{Acier total de plancher du 2}^{\text{ème}} \text{ niveau} = 9070,32 \text{ kg}$$

$$\text{Béton total de plancher du 2}^{\text{ème}} \text{ niveau} = 65,93 \text{ m}^3$$

$$\text{Coffrage de plancher du 2}^{\text{ème}} \text{ niveau} = 470,92 \text{ m}^2$$

#### ✓ Récapitulation pour les planchers :

{	Acier total des planchers	= 12470,7 + 12673,5 + 8 x 9070,32	= 97706,83 kg
	Béton total des planchers	= 89,98 + 91,67 + 8 x 65,93	= 709,09 m <sup>3</sup>
	Coffrage total des planchers	= 642,71 + 654,78 + 8 x 470,92	= 5064,85 m <sup>2</sup>

### 7.3.3.3 Voiles :

#### 1. Amorce voiles (h=2,00) m :

##### ➤ Voiles extérieurs :

#### 1. Béton :

$$[(26+25,5) \times 2] \times 0,2 \times 2 = 41,2 \text{ m}^3$$

#### 2. Acier : (180 kg/ m<sup>3</sup>) :

$$\text{Acier} = 180 \times 41,2 = 7416 \text{ kg}$$

#### 3. Coffrage :

$$\text{Surface du coffrage} = 41,2 / 0,25 = 164,8 \text{ m}^2$$

##### ➤ Voiles intérieurs :

#### 1. Béton :

$$[2 \times (3,13 + 3,68) + 2 \times 1,48 + 4,76 + 2 \times 4,96 + 2 \times 3,07 + 5,88 + 4,34 + 2 + 1,99 + 3,89 + 2 \times 3,15 + 2 \times 6,14] \times 0,25 \times 2 = 37,04 \text{ m}^3$$

#### 2. Acier : (180 kg/ m<sup>3</sup>) :

$$\text{Acier} = 180 \times 37,04 = 6667,2 \text{ kg}$$

#### 3. Coffrage :

$$\text{Surface du coffrage} = 37,04 / 0,25 = 148,16 \text{ m}^2$$

#### 2. Les voiles du RDC (h=4,59)m :

##### ➤ Voiles extérieurs :

#### 1. Béton :

$$[2 \times 3,16 + 0,84 + 0,95 + 3 + 2 \times 3,19 + 1,10 + 0,83] \times 4,59 \times 0,2 = 17,82 \text{ m}^3$$

#### 2. Acier : (180 kg/ m<sup>3</sup>) :

$$\text{Acier} = 180 \times 17,82 = \mathbf{3208,96 \text{ kg}}$$

### 3. Coffrage :

$$\text{Surface du coffrage} = 17,82 / 0,20 = \mathbf{89,14 \text{ m}^2}$$

#### ➤ Voiles intérieurs :

##### 1. Béton :

$$[3,68+3,12+2 \times 1,46+4,78+2 \times 3,14+0,71+1,59+5,93+2,30+4,35+1,99+2+2,41+0,5] \times 4,5 \times 0,2 = \mathbf{39,07 \text{ m}^3}$$

##### 2. Acier : (180 kg/ m<sup>3</sup>) :

$$\text{Acier} = 180 \times 39,07 = \mathbf{7032,6 \text{ kg}}$$

### 3. Coffrage :

$$\text{Surface du coffrage} = 39,07 / 0,20 = \mathbf{195,35 \text{ m}^2}$$

### 3. Les voiles du 1<sup>er</sup> Niveau (h=3,06)m :

#### ➤ Voiles extérieurs :

##### 1. Béton :

$$[2 \times 3,16+2 \times 0,84+0,95+2 \times 3,19+1,10+0,83] \times 3,06 \times 0,2 = \mathbf{11,14 \text{ m}^3}$$

##### 2. Acier : (180 kg/ m<sup>3</sup>) :

$$\text{Acier} = 180 \times 11,14 = \mathbf{2006,01 \text{ kg}}$$

### 3. Coffrage :

$$\text{Surface du coffrage} = 11,14 / 0,20 = \mathbf{55,72 \text{ m}^2}$$

#### ➤ Voiles intérieurs :

##### 1. Béton :

$$[3,68+3,12+2 \times 1,46+4,78+2 \times 3,14+0,71+1,59+5,93+2,30+4,35+1,99+2+2,41+0,5] \times 3,06 \times 0,2 = \mathbf{26,04 \text{ m}^3}$$

##### 2. Acier : (180 kg/ m<sup>3</sup>) :

$$\text{Acier} = 180 \times 26,04 = \mathbf{4688,40 \text{ kg}}$$

### 3. Coffrage :

$$\text{Surface du coffrage} = 26,04 / 0,20 = \mathbf{130,23 \text{ m}^2}$$

#### ✓ Récapitulation pour les voiles :

#### ➤ Voiles extérieur :



$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Acier total} = 7416 + 3208,96 + 9 \times 2006,01 & = 28679,05 \text{ kg} \\ \text{Béton total} = 41,2 + 17,82 + 9 \times 11,14 & = 159,28 \text{ m}^3 \\ \text{Coffrage total} = 164,8 + 89,14 + 9 \times 55,72 & = 755,42 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Voiles intérieur:**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Acier total} = 6667,2 + 7032,6 + 9 \times 4688,4 & = 55895,4 \text{ kg} \\ \text{Béton total} = 37,04 + 39,07 + 9 \times 26,04 & = 310,47 \text{ m}^3 \\ \text{Coffrage total} = 148,16 + 195,35 + 9 \times 130,23 & = 1515,58 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

### 7.3.3.4 Poteaux :

➤ **Poteaux de sous-sol (55x55x2,5) :**

**1. Béton :**

$$[0,55 \times 0,55 \times 2,5] \times 56 = 42,35 \text{ m}^3$$

**2. Acier : (180 kg/ m<sup>3</sup>) :**

$$\text{Acier} = 180 \times 42,35 = 7623 \text{ kg}$$

**3. Coffrage :**

$$\text{Surface du coffrage} = 42,35 / 0,55 = 77 \text{ m}^2$$

➤ **Poteaux du RDC (55x55x4,59) :**

**1. Béton :**

$$[0,55 \times 0,55 \times 4,59] \times 56 = 77,75 \text{ m}^3$$

**2. Acier : (180 kg/ m<sup>3</sup>) :**

$$\text{Acier} = 180 \times 77,75 = 13995,8 \text{ kg}$$

**3. Coffrage :**

$$\text{Surface du coffrage} = 77,75 / 0,55 = 141,37 \text{ m}^2$$

➤ **Poteaux du 1<sup>er</sup> étage (50x50x3,06) :**

**1. Béton :**

$$[0,50 \times 0,50 \times 3,06] \times 53 = 40,54 \text{ m}^3$$

**2. Acier : (180 kg/ m<sup>3</sup>) :**

$$\text{Acier} = 180 \times 40,54 = 7298,1 \text{ kg}$$

**3. Coffrage :**

$$\text{Surface du coffrage} = 40,54 / 0,50 = 81,09 \text{ m}^2$$

➤ **Poteaux des 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages (50x50x3,06) :**

**1. Béton :**

$$[0,50 \times 0,50 \times 3,06] \times 49 = 37,48 \text{ m}^3$$

**2. Acier : (180 kg/ m<sup>3</sup>) :**

$$\text{Acier} = 180 \times 37,48 = 6747,3 \text{ kg}$$

**3. Coffrage :**

$$\text{Surface du coffrage} = 37,48 / 0,50 = 74,97 \text{ m}^2$$

➤ **Poteaux des 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étages (45x45x3,06) :**

**1. Béton :**

$$[0,45 \times 0,45 \times 3,06] \times 49 = 30,36 \text{ m}^3$$

**2. Acier : (180 kg/ m<sup>3</sup>) :**

$$\text{Acier} = 180 \times 30,36 = 5465,3 \text{ kg}$$

**3. Coffrage :**

$$\text{Surface du coffrage} = 30,36 / 0,45 = 67,47 \text{ m}^2$$

➤ **Poteaux des 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étages (40x40x3,06) :**

**1. Béton :**

$$[0,40 \times 0,40 \times 3,06] \times 49 = 23,99 \text{ m}^3$$

**2. Acier : (180 kg/ m<sup>3</sup>) :**

$$\text{Acier} = 180 \times 23,99 = 4318,2 \text{ kg}$$

**3. Coffrage :**

$$\text{Surface du coffrage} = 23,99 / 0,40 = 59,97 \text{ m}^2$$

✓ **Récapitulation pour les poteaux :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Acier total} = 7623 + 13995,8 + 7298,1 + 2 \times 6747,3 + 3 \times 5465,3 + 3 \times 4318,2 & = 71762 \text{ kg} \\ \text{Béton total} = 42,35 + 77,75 + 40,54 + 2 \times 37,48 + 3 \times 30,36 + 3 \times 23,99 & = 398,65 \text{ m}^3 \\ \text{Coffrage total} = 77 + 141,37 + 81,09 + 2 \times 74,97 + 3 \times 67,47 + 3 \times 59,97 & = 831,72 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

## 7.4. Etude de prix

### 7.4.1. Barème de main-d'œuvre d'exécution

CATEGORIE	OHQ	OQ	OS	MO	C.P.L	C.G.E	C.P.E
<b>A- Salaire de base DA/h</b>	68,50	52,00	41,60	36,50	68,50	72,50	65,00
<b>B- incidence heurs supplémentaires (1,6% de A)</b>	1,09	0,83	0,66	0,61	1,09	1,16	1,04
<b>C- S/total (A+B)</b>	69,59	52,83	42,26	37,11	69,59	73,66	66,04
<b>D- Indemnité expérience (10% de A)</b>	6,85	5,10	4,16	3,65	6,85	7,27	6,50
<b>E- Prime d'entretien</b>	/	/	/	/	0,44	0,44	/
<b>F- S/total (C+D+E)</b>	76,44	58,03	46,42	40,76	76,88	81,35	72,54
<b>G- Indemnité de panier</b>	6,25	6,25	6,25	6,25	6,25	6,25	6,25
<b>H- Indemnité de transport</b>	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
<b>I- Charge social (35% de C)</b>	36,88	27,99	22,39	19,67	36,88	39,03	35,00
<b>J- Outillage (3% de F)</b>	2,29	1,74	1,39	1,22	2,30	2,44	2,17
<b>K- Total (F+G+H+I+J) DA/h</b>	122,91	95,06	77,50	68,95	123,36	130,12	117,01
<b>L- Temps payé sans travail (6% de K)</b>	7,37	5,70	4,65	4,14	7,40	7,80	7,02
<b>TOTAL TAUX HORAIRES</b>	<b>130,28</b>	<b>100,76</b>	<b>82,15</b>	<b>73,09</b>	<b>130,76</b>	<b>137,09</b>	<b>124,03</b>

Tab.7.1. Barème de main d'œuvre d'exécution.

**OHQ** : Ouvrier hautement qualifié

**C.P.L** : Chauffeur poids lourd

**C.G.E** : Conducteur grand engin

**C.P.E** : Conducteur petit engin

### 7.4.2. Barème des frais du Matériel

N°	Désignation	Cu/J	Energie	Conducteur	Ct/j [DA]
<b>01</b>	<b>Camion benne 10t</b>	7184,21	794,48	1176,84	<b>9155,53</b>
<b>02</b>	<b>Camion plateau 2,5t</b>	2874,56	435,60	1176,84	<b>4505,00</b>
<b>03</b>	<b>Grue</b>	1240,35	/	1241,28	<b>2481,63</b>
<b>04</b>	<b>Bétonnière</b>	593,86	259,20	1116,27	<b>1969,33</b>
<b>05</b>	<b>Benne</b>	28,95	/	/	<b>28,95</b>
<b>06</b>	<b>Chargeur</b>	9961,40	3240,00	1241,28	<b>14442,68</b>
<b>07</b>	<b>Pelle hydraulique</b>	10685,06	1944,00	1241,28	<b>13870,33</b>
<b>08</b>	<b>Vibreux</b>	127,00	165,12	/	<b>292,12</b>
<b>09</b>	<b>Compteur</b>	627,19	216,00	1241,28	<b>2084,47</b>

Tab.7.2. Barème des frais du Matériel.

**Cu/j** : prix unitaire par jour en DA

**Ct/j** : prix total par jour en DA

### 7.4.3. Prix unitaire des matériaux de construction

Liste des matériaux			
N°	Désignation	U	Prix unitaire [DA]
1	Sable 3000DA /t	m <sup>3</sup>	4687,5
2	Gravier 5/15 2000DA/t	m <sup>3</sup>	3400,00
3	Gravier 5/25 2000DA/t	m <sup>3</sup>	3400,00
4	Ciment CPJ 50 kg 600 DA TTC	t	12000,00
5	Acier HA 66,00DA/Kg	t	66000,00
6	Fil d'attache 110,00Kg	kg	110,00
7	Point de coffrage 110,00Kg	kg	110,00
8	Bois de coffrage 1500,00 DA	m <sup>3</sup>	15 00,00
9	Huile de coffrage 15,00DA	l	15,00

**Tab.7.3.** Prix unitaire des matériaux de construction.

### 7.4.4. Calcul des frais total des matériaux

➤ **Sable :**

Prix d'achat HT .....	4687,5 DA/m <sup>3</sup>
Transport par camion de 10 T :	
<u>9155,53DA/J</u> .....	1307,93 DA/m <sup>3</sup>
$7m^3/Vx1V/J$	
Perte 3 % .....	179,86 DA/m <sup>3</sup>
	<hr/>
	6175,29 DA/m <sup>3</sup>

➤ **Gravier 5/15 :**

Prix d'achat HT .....	3400,00 DA/m <sup>3</sup>
Transport par camion de 10 T :	
<u>9155,53DA/J</u> .....	1307,93 DA/m <sup>3</sup>
$7 m^3/Vx1V/J$	
Perte 3 % .....	141,23 DA/m <sup>3</sup>
	<hr/>
	4849,16 DA/m <sup>3</sup>

➤ **Gravier 5/25 :**

Prix d'achat HT .....	3400,00 DA/m <sup>3</sup>
Transport par camion de 10 T :	
<u>9155,53DA/J</u> .....	1307,93 DA/m <sup>3</sup>
$7 m^3/Vx1V/$	
Perte 3 % .....	141,23 DA/m <sup>3</sup>
	<hr/>
	4849,16 DA/m <sup>3</sup>

<b>➤ Ciment C-P-J 42,5 :</b>	
Prix d'achat HT .....	12000,00 DA/t
Transport par camion de 10 T :	
<u>9155,53DA/J</u> .....	915,55 DA/t
10 m <sup>3</sup> /Vx1V/J	
Déchargement et stockage :	
Mo 73,09 DA/h x 2,00h/t .....	146,18 DA /t
Perte 3 % .....	391,85 DA/t
	<hr/>
	13453,58 DA/t
<b>➤ Aciers :</b>	
Prix d'achat HT .....	66000,00 DA/t
Transport par camion de 10 T :	
<u>9155,53DA/J</u> .....	915,55 DA/t
10T/Vx1V/J	
Déchargement et rangement :	
Mo 73,09 DA/h x 1,50h/T...	109,63 DA/t
Perte 1 % .....	670,25 DA/t
	<hr/>
	67695,43 DA/t
<b>➤ Fil d'attache :</b>	
Prix d'achat HT .....	110,00 DA/kg
Transport par camion de 2,5 T :	
<u>4505,00DA/J</u> .....	2,25 DA/kg
2000 kg/Vx1V/J	
Déchargement et stockage :	
Mo 73,09 DA/h x 2,00h/2000kg.....	0,07 DA/kg
Perte 2 % .....	2,24 DA/kg
	<hr/>
	114,56 DA/kg
<b>➤ Pointes de coffrage :</b>	
Prix d'achat HT .....	110,00 DA/kg
Transport par camion de 2,5 T :	
<u>4505,00DA/J</u> .....	2,25 DA/kg
2000 kg/Vx1V/J	
Déchargement et stockage :	
Mo 73,09 DA/h x 2,00h/2000kg.....	0,07 DA/kg
Perte de 2 %.....	2,24 DA/kg
	<hr/>
	114,56 DA/kg
<b>➤ Huile de décoffrage :</b>	
Prix d'achat HT .....	15,00 DA/l
Transport par camion de 2,5 T :	
<u>4505,00DA/J</u> .....	4,50 DA/l
1000L/V x 1V/J	
Déchargement et stockage :	
Mo 73,09 DA/h x 0,005h/L.....	0,36 DA/l
Perte 3 % .....	0,59 DA/l
	<hr/>
	20,45 DA/l

➤ **Bois de coffrage :**

Prix d'achat HT .....	<b>1500,00 DA/m<sup>3</sup></b>
Transport par camion de 10 T :	
<u>9155,55DA/J</u> .....	<b>915,55 DA/m<sup>3</sup></b>
10 m <sup>3</sup> /Vx1V/J	
Déchargement et stockage :	
Mo 73,09 DA/h x 2,00h/m <sup>3</sup> .....	<b>146,18 DA/m<sup>3</sup></b>
Perte 2 % .....	<b>51,23 DA/m<sup>3</sup></b>
	<b>2612,96 DA/m<sup>3</sup></b>

✓ **Récapitulation :**

**Le prix réel = Le prix d'achat + frais de transport**

N°	Désignation	U	Prix réel [DA]
<b>1</b>	Sable	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>6175,29</b>
<b>2</b>	Gravier 5/15	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>4849,16</b>
<b>3</b>	Gravier 5/25	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>4849,16</b>
<b>4</b>	Ciment CPA 50 kg	<b>t</b>	<b>13453,58</b>
<b>5</b>	Acier HA	<b>t</b>	<b>67695,43</b>
<b>6</b>	Fil d'attache	<b>kg</b>	<b>114,56</b>
<b>7</b>	Point de coffrage	<b>kg</b>	<b>114,56</b>
<b>8</b>	Bois de coffrage	<b>m<sup>3</sup></b>	<b>2612,96</b>
<b>9</b>	Huile de coffrage	<b>l</b>	<b>20,45</b>

**Tab.7.4. Prix réel des matériaux de construction.**

## 7.4.5 Prix du béton :

<b>Béton N° 01 Dosé à 250 kg / m<sup>3</sup> C-P-J 42.5</b>			
<b>Matériaux</b>	<b>U</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire</b>
<b>Béton propreté :</b>			
Ciment C-P-J	t	0,250	Béton et achevé rendus sur Chantier
Sable	m <sup>3</sup>	0,400	
Gravier 5/15	m <sup>3</sup>	0,400	
Gravier 15/25	m <sup>3</sup>	0,400	
			<b>9712,83DA/m<sup>3</sup></b>
<b>Béton N° 02 Dosé à 350 kg / m<sup>3</sup> C-P-J 42.5</b>			
<b>Matériaux</b>	<b>U</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire</b>
<b>Béton pour infrastructure et superstructure :</b>			
Ciment C-P-J	t	0,350	Béton et achevé rendus sur Chantier
Sable	m <sup>3</sup>	0,400	
Gravier 5/15	m <sup>3</sup>	0,400	
Gravier 15/25	m <sup>3</sup>	0,400	
			<b>11058,19 DA/m<sup>3</sup></b>
<b>Béton N° 03 Dosé à 400kg / m<sup>3</sup>C-P-J 42.5</b>			
<b>Matériaux</b>	<b>U</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix unitaire</b>
<b>Béton pour élément préfabriqué :</b>			
Ciment C-P-J	t	0,400	Béton et achevé rendus sur Chantier
Sable	m <sup>3</sup>	0,400	
Gravier 5/15	m <sup>3</sup>	0,400	
Gravier 15/25	m <sup>3</sup>	0,400	
			<b>11730,87 DA/m<sup>3</sup></b>

Tab.7.5. Prix du béton.

## 7.4.6 Matériels au forfait :

Benne : 50,00 DA/m<sup>3</sup>Vibreur : 75,00 DA/ m<sup>3</sup>Echafaudage : 15,00DA/m<sup>2</sup>

## 7.4.7 Calcul de prix unitaire pour les travaux de terrassement et de bétonnage :

## 7.4.7.1 Terrassement :

N°	Libellé	MO	FO	MS	MC	Total
----	---------	----	----	----	----	-------

1	<b>Déblais et terrassement en grande masse, fouilles en excavation, profondeur de 0.00 A 2.50 m :</b> Matériel spécifique : Pelle hydraulique : 13870,34 DA/J _____ 50 m <sup>3</sup> /J			277,41		277,41
	<b>Prix unitaire (DA)</b>	/	/	277,41	/	<b>277,41</b>
2	<b>Remblais des fouilles en grande masse :</b> Matériel spécifique : Chargeur : 14442,68 DA/J x 13J _____ 1526,05 m <sup>3</sup>			123,03		123,03
	<b>Prix unitaire (DA)</b>	/	/	123,03	/	<b>123,03</b>
N°	Libellé	MO	FO	MS	MC	Total
3	<b>Evacuation des déblais à la D.P :</b> Camion 10 T : Temps de chargement et déchargement 0,17h Distance à la décharge publique : 30km Vitesse moyenne du camion : 30km/h Temps aller et retour 2h Temps total : (2,00h + 0,17h) = 2,17h Nombre de voyage 1V _____ 2,17h x _____ 8h x = $\frac{8h \times 1V}{2,17h}$ _____ 3,68V ≈ 4V/J Nombre de jour : $\frac{456,102 \text{ m}^3 \times 1,20}{7 \text{ m}^3/V \times 4V/J}$ _____ 19,54 ≈ 20J 9155,53DA/J x 20J _____ 456,102m <sup>3</sup> Chargeur : 14442,68DA/J x 5J _____ 456,102 m <sup>3</sup>					
	<b>Prix unitaire</b>	/	/	559,80	/	<b>559,80</b>

Tab.7.6. Le prix unitaire pour les travaux de terrassement.

## 7.4.7.2 Bétonnage de l'infrastructure et la superstructure :

N°	Libellé	MO	FO	MS	MC	Total
1	<b>Béton de propreté :</b> Main d'œuvre: MO : 0,59 h/m <sup>3</sup> x 73,09DA/h	43,12				43,12



	<b>Fourniture : béton dose à 250 kg/m<sup>3</sup> de CPJ</b> Béton N°1 : 9712,83DA/ m <sup>3</sup> x 1,05		10198,4			10198,4
	<b>Matériel spécifique :</b> Benne : 50,00DA/ m <sup>3</sup> x 1,05			52,50		52,50
	Bétonnière : 175 DA/ m <sup>3</sup> x1,05			183,75		183,75
	<b>Prix unitaire</b>	43,12	10198,4	236,25	/	<b>10477,84 DA/m<sup>3</sup></b>
2	<b>Béton armé pour radier :</b> <b>Béton :</b> <b>Main d'œuvre:</b> MO:0,26h/ m <sup>3</sup> x 73,09DA/h OQ: 0,62h/ m <sup>3</sup> x 100,76DA/h <b>Fourniture : béton dose à 350kg/ m<sup>3</sup> de CPJ</b> Béton N°2: 11058,19DA/ m <sup>3</sup> x1,05 <b>Matériel spécifique :</b> Vibreur : 75,00DA/ m <sup>3</sup> x1,05 Benne : 50,00DA/ m <sup>3</sup> x 1,05 Bétonnière : 175 DA/m <sup>3</sup> x1,05	19,00 62,47	11611,06	78,75 52,50 183,75		19,00 62,47 11611,06 78,75 52,50 183,75
	<b>Prix unitaire</b>	81,47	5115,50	315		<b>12007,5 DA/m<sup>3</sup></b>
	<b>Ferraillage :</b> <b>Main d'œuvre : de mise en œuvre</b> MO : 10,00h/100kgx73,09DA/h OHQ:6,00h/100kgx130,28DA/h <b>Fourniture :</b> Acier: 66,00DA/kgx1, 05 Fil d'attache 114,56DA/kgx0,02kg/kgx1,05	7,31 7,82	69,3	2,40		7,31 7,82 69,3 2,40
	<b>Prix unitaire</b>	15,13	71,70	/	/	<b>86,83 DA/kg</b>

3	<b>Béton armé pour les voiles :</b>				
	<b>Béton :</b>				
	<b>Main d'œuvre:</b> MO:0,64h/ m <sup>3</sup> x 73,09DA/h	46,78			46,78
	_____				
	OQ: 0,86h/ m <sup>3</sup> x 100,76DA/h	86,65			86,65
	_____				
	<b>Fourniture : béton dose à 350kg/M3 de CPJ</b>				
	Béton N°2: 11058,19DA/ m <sup>3</sup> x1,05		11611,06		11611,06
	_____				
	<b>Matériel spécifique :</b>				
Vibreux : 75,00DA/ m <sup>3</sup> x1,05 _____			78,75	78,75	
Benne : 50,00DA/ m <sup>3</sup> x 1,05 _____			52,50	52,50	
Bétonnière : 175DA/m <sup>3</sup> x1,05 _____			183,75	183,75	
<b>Prix unitaire</b>				<b>12059,5 DA/m<sup>3</sup></b>	
<b>Ferrailage :</b>					
<b>Main d'œuvre : de mise en œuvre</b>					
MO :10,00h/100kgx73,09DA/h_	7.35			7.35	
OHQ:6,00h/100kgx130,28DA/h_	7.86			7.86	
<b>Fourniture :</b>					
Acier: 66,00DA/kgx1,05 _____		69,3		69,3	
Fil d'attache 114,56DA/kgx0,02kg/kgx1,05 ____		2,4		2,4	
<b>Prix unitaire</b>	15.21	71,7		<b>86,91DA/kg</b>	
<b>Coffrage :</b>					
<b>Main d'œuvre :</b>					
MO : 0,44h/m <sup>2</sup> x73,09DA/h_____	32.16			32,16	
OQ : 0,40h/m <sup>2</sup> x100,76DA/h_____	40,30			40,30	
<b>Matière consommable :</b>					
Bois : 0,07M3/m <sup>2</sup> x2612,96DA/m <sup>3</sup> x1,05x 3 réemplois				64,01	
<b>Huile de décoffrage :</b> 20,45DA/Lx0, 20L/m <sup>2</sup> x1,05 x7, 5 _____				32,20	
Pointe : 114,56DA/kgx0,150kg/m <sup>2</sup> x1,05 ____				18,04	
<b>Prix unitaire</b>	72,46	/	/	114,25	
				<b>186,71 DA/m<sup>2</sup></b>	

4	<b>Béton armé pour dalle pleine :</b>					
	<b>Béton :</b> <b>Main d'œuvre:</b> MO : 0,26h/ m <sup>3</sup> x 73,09DA/h _____ OQ : 0,59h/ m <sup>3</sup> x 100,76DA/h _____ <b>Fourniture:</b> béton dose à 350kg/ m <sup>3</sup> de CPJ Béton N°2: 11058,19DA/ m <sup>3</sup> x1,05 _____	19,00 59,45				19,00 59,45
	<b>Matériel spécifique :</b> Vibreur : 75,00DA/ m <sup>3</sup> x1,05 _____ Benne : 50,00DA/ m <sup>3</sup> x 1,05 _____ Bétonnière : 175DA/ m <sup>3</sup> x1,05 _____		11611,1		78,75 52,50 183,75	11611,1 78,75 52,50 522,83
<b>Prix unitaire</b>					<b>12343,6 DA/m<sup>3</sup></b>	
	<b>Ferraillage :</b> <b>Main d'œuvre :</b> de mise en œuvre MO : 14,00h/100kgx73,09DA/h _____ OHQ : 8,00h/100kgx130,28DA/h <sup>3</sup> _____ <b>Fourniture :</b> Acier : 66,00DA/kgx1,05 _____ Fil d'attache 114,56DA/kgx0,02kg/kgx1,05 _____	10,23 10,42				10,23 10,42
			69,3			69,3
			2,4			2,4
	<b>Prix unitaire</b>	<b>20,65</b>	<b>71,70</b>	/	/	<b>92,35 DA/kg</b>
	<b>Coffrage :</b> <b>Main d'œuvre :</b> MO : 0,56h/m <sup>2</sup> x73,09DA/h _____ OQ : 0,72h/m <sup>2</sup> x100,76DA/h x8,17 M <sup>2</sup> /M <sup>3</sup> _____ <b>Matière consommable:</b> Bois : 0,07 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> x2612,96DA/ m <sup>3</sup> x1,05 _____ 3 réemplois <b>Huile de décoffrage :</b> 20,45DA/Lx0,20L/m <sup>2</sup> x1,05 x _____ Pointe : 114,56DA/kgx0,250kg/m <sup>2</sup> x1,05 _____	40,93 72,55				40,93 72,55
					64,01	64,01
					4,29 30,07	4,29 30,07
	<b>Prix unitaire</b>	113,48	/	/	98,37	<b>211,85 DA/m<sup>2</sup></b>

Tab.7.7. Prix unitaire pour le bétonnage de l'infrastructure et la superstructure.

MO : Main d'œuvre

**FO** : Fourniture

**MS** : Matériel spécifique

**MC** : Matière consommable

## 7.5 Devis quantitatif et estimatif :

### 7.5.1 Installation de chantier :

Les installations	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
Panneau de chantier	ens	/	1500	1500
Etude	ens	/	20000	20000
Bureau de chantier	u	1	55000	55000
Local pour échantillons	u	1	1000	1000
Salle de réunion	u	1	40000	40000
Vestiaires et sanitaires	u	1	4000	4000
Réfectoire	u	1	62500	62500
Nettoyage	ens	/	10000	10000
Géomètre	ens	/	1200	1200
Clôture de chantier	ml	140	1000	140000
<b>Le prix total de l'installation de chantier (DA)</b>				<b>335200</b>

**Tab.7.8.** Estimation du coût de l'installation de chantier.

### 7.5.2. Prix de Terrassement :

Travaux de terrassement	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total [DA]
Décapage de la terre végétale	m <sup>3</sup>	360	120,00	144000,00
Terrassement en grande masse				
Déblais	m <sup>3</sup>	2033,6	277,41	564140,97
Remblais	m <sup>3</sup>	1604,24	96,83	155338,55

<b>Le coût total de terrassement en DA</b>	<b>863479,53</b>
--	------------------

**Tab.7.9.** Estimation du coût du terrassement.

**7.5.3. Prix de l'infrastructure et la superstructure :**

Les matériaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
<b>Radier</b>				
Béton de propreté	m <sup>3</sup>	72,08	10477,8	755239,824
Béton	m <sup>3</sup>	357,75	12007,5	4295683,125
Acier	kg	36365,4	86,83	3157607,682
<b>Les planchers</b>				
Béton	m <sup>3</sup>	709,09	12343,6	8752723,324
Acier	kg	97706,83	92,37	9025179,887
Coffrage	m <sup>2</sup>	5064,85	211,85	1072988,473
<b>Les voiles</b>				
Béton	m <sup>3</sup>	469,75	12059,5	5664950,125
Acier	kg	84574,45	86,91	7350365,45
Coffrage	m <sup>2</sup>	2271	186,72	424041,12
<b>Les poteaux</b>				
Béton	m <sup>3</sup>	398,65	12059,5	4807519,675
Acier	kg	71762	86,83	6231094,46
Coffrage	m <sup>2</sup>	831,72	186,72	155298,7584
<b>Le prix total des matériaux (DA)</b>				<b>51692691,9</b>

**Tab.7.10.** Estimation du coût de l'infrastructure et la superstructure.

**Le coût estimatif de notre projet = 335200 + 863479,53 + 51692691,9 = 52891371,4 DA**

**TVA= 17%**

**TOTAL TTC = 61882904,6 DA**

## CONCLUSION

L'étude effectuée nous a permis de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

La réalisation d'une construction en zone sismique, nécessite donc , juste après l'établissement de la partie architecturale qui tient compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, la recherche de la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons l'importance de l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures, très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui même.

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, en nous basant sur les documents techniques spécifiques et ce par l'application des règlements et l'application de certaines méthodes de calcul, et de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

## **BIBLIOGRAPHIE**

- [1] Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- [2] Code de Béton Armé CBA 93.
- [3] Béton Armé Aux Etats Limites BAEL.
- [4] Document technique réglementaire DTR B.C.2.2.
- [5] LESTUZZI Pierino : Analyse et dimensionnement sismiques, EPFL.
  
- [6] M.BOUTEMEUR : Cours Béton armé, ENP.
- [7] M.DEMIDEM : Cours Dynamique des structures, ENP.
- [8] M<sup>me</sup> BAOUCHE: Cours d'ouvrages et structures, ENP
- [9] M<sup>me</sup> CHIKH : Cours Bâtiment, ENP.
- [10] M.BOUKHEMACHA et M.HAMIDANE : Calcul d'un bâtiment en R+5 à usage d'habitation et commercial, PFE 2006, ENP.

## **LOGICIELS**

- [1] Logiciel d'analyse des structures **SAP2000 V14**.
- [2] Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**.
- [3] AUTO CAD 2008. .



## Annexe A : Dalle sur appuis continus

### A.1 Définitions et notations :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des dimensions (l'épaisseur  $h$ ) est petite par rapport aux deux autres (les portées  $l_x$  et  $l_y$ ). On désigne par  $l_x$  la plus petite des portées. On s'intéresse au rapport des portées  $l_x / l_y$ . Dans le cas courant où il n'y a pas d'appareil d'appuis, les portées sont définies entre nus intérieurs des poutres ou des voiles porteurs.

### A.2 Domaine d'application :

On désigne par dalles sur appuis continus, les dalles dont le rapport des portées  $l_x/l_y$  est supérieur à 0,4 (on a  $0,4 \leq l_x/l_y \leq 1$ ). Lorsque le rapport des portées est inférieur à 0,4 la dalle est calculée comme une poutre-dalle de largeur unitaire, soit isostatique soit continue. Dans le dernier cas, on appliquera la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot pour déterminer les moments.

### A.3 Dalle articulée sur ces contours :

#### A.3.1 Cas des charges réparties :

La théorie des plaques minces fournit les équations différentielles qui permettent de déterminer les moments fléchissant dans une plaque mince. La flèche  $u(x; y)$  d'une plaque supportant une charge répartie  $p$  est solution de l'équation:

$$\frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 u}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 u}{\partial y^4} = P/D$$

Où  $D = Eh^3/[12(1 - \nu^2)]$  c'est la rigidité de la plaque. Les moments sont alors donnés par :

$$M_{0x} = -D \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \quad M_{0y} = -D \left( \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \right)$$

La résolution de ces équations nécessite une intégration numérique et c'est pour cette raison que le BAEL propose des méthodes approchées sous formes d'abaques.

Pour cela, on pose

$$M_{0x} = \mu_x p l_x^2 \quad M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des fonctions du rapport des portées  $l_x$  et  $l_y$  et du type d'état limite considéré (puisque la valeur du coefficient de Poisson n'est pas identique à l'ELU et à l'ELS). La valeur de la charge surfacique dépend aussi de l'état limite considéré ( $P = P_{elu}$  à l'ELU et  $P = P_{els}$  à l'ELS). En raison de l'article A.8.2, 41 du BAEL, qui stipule que le rapport de la section des aciers armant la direction la moins sollicitée sur celle armant la direction la plus sollicitée doit être supérieur à 1/4, la valeur du coefficient  $\mu_y$  est limitée à 0,25.

Le tableau A.1 donne les valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  pour l'ELU ( $\nu = 0$ ) et l'ELS ( $\nu = 0,2$ ).

	ELU ( $\nu = 0$ )		ELS ( $\nu = 0,2$ )	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
1	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

**Tab. A.1.** Valeurs de  $\mu_x$  et  $\mu_y$  pour l'ELU et l'ELS.

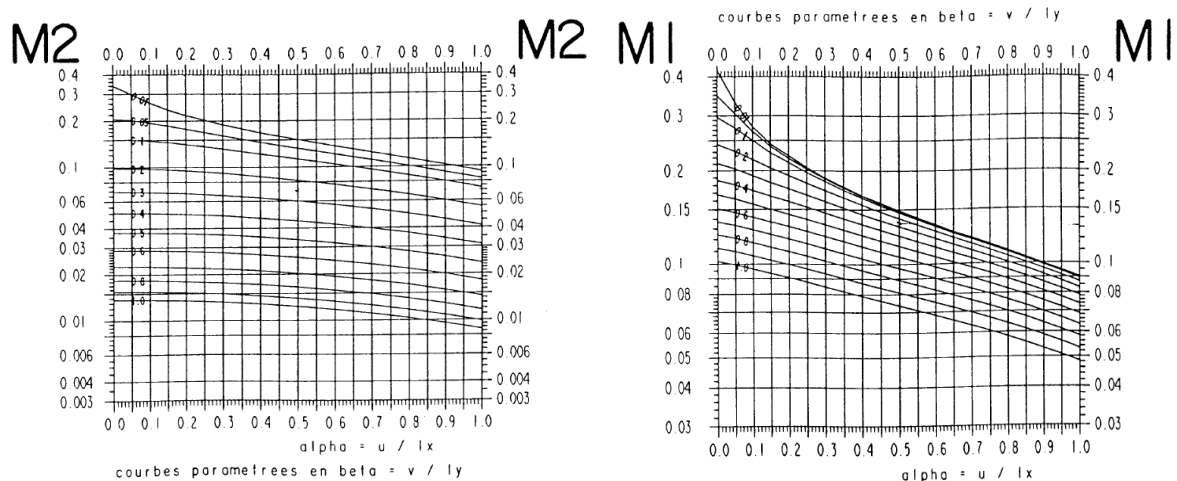
On calcule les moments en travée  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  de la dalle articulée sur son contour par la théorie des plaques minces. Ceci nécessite souvent un calcul numérique, de type éléments finis ou à l'aide d'abaques.

Par exemple, pour une dalle chargée par une charge répartie  $q$  sur une surface rectangulaire centrée de côté  $u$  selon  $l_x$  et  $v$  selon  $l_y$ , on pourra utiliser les abaques de Mougins. En entrée, il faut injecter  $\alpha = u/l_x$  et  $\beta = v/l_y$ , ce qui permet de déterminer  $M_1$  et  $M_2$ , puis les moments en travée par:

$$M_{0x} = (M_1 + \nu M_2)q \cdot u \cdot v$$

$$M_{0y} = (\nu \cdot M_1 + M_2)q \cdot u \cdot v$$

Avec  $\nu$  = coefficient de poisson, il vaut 0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS. L'abaque donnée en exemple sur la figure suivante est valable dans le cas particulier où  $l_x/l_y = 0,5$ .



**Fig. A.1.** Abaqués de Mougins pour le calcul des moments dans une dalle de dimensions  $l_x$  et  $l_y$  supportant une charge uniforme.

### A.3.2. Prise en compte de la continuité :

Dans la réalité, les dalles en BA ne sont pas articulées sur leurs contours. On prend en compte un moment d'encastrement, qui permet de diminuer dans une certaine mesure la valeur des moments en travée déterminés pour la dalle articulée. L'article A.8.2, 32 du BAEL stipule que:

- ✓ les moments en travée peuvent être réduits de 25% au maximum par rapport aux moments de la dalle articulée, selon les conditions de continuité aux appuis,
- ✓ les moments d'encastrement sur les grands côtés sont estimés à au moins 40 ou 50% du moment de la dalle articulée  $M_{0x}$ ,
- ✓ les moments d'encastrement sur les petits côtés prennent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés,
- ✓ pour la portée principale  $l_x$ , on doit respecter :

$$M_{tx} + \frac{M_{wx} + M_{wy}}{2} > 1,25M_{0x} \quad \text{et} \quad M_{tx} \leq M_{0x}$$

Ce qui conduit à adopter les valeurs suivantes pour le moment en travée  $M_{tx}$ , en fonction des valeurs des moments sur appuis :

		$0,15M_{0x}$	$0,30M_{0x}$	$0,50 M_{0x}$
Appui simple	$M_{0x}$	$M_{0x}$	$M_{0x}$	$M_{0x}$
Encastrement faible $0,15M_{0x}$	$M_{0x}$	$M_{0x}$	$M_{0x}$	$0,925 M_{0x}$
Encastrement partiel $0,30M_{0x}$	$M_{0x}$	$M_{0x}$	$0,95 M_{0x}$	$0,85 M_{0x}$
Continuité $0,50M_{0x}$	$M_{0x}$	$0,925 M_{0x}$	$0,85 M_{0x}$	$0,75 M_{0x}$

**Tab. A.2.** Moment en travée  $M_{tx}$ , en fonction des valeurs des moments sur appuis.

## Annexe B : Méthode forfaitaire

### B.1. Domaine d'application :

Pour déterminer les moments sur appui et en travée des poutres continues, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire, sous réserve que ses conditions d'application soient vérifiées.

### B.2. Application de la méthode :

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et sur appui  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [1,05M_0, (1 + 0,3\alpha)M_0]$
- $2 M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0/2$  dans une travée intermédiaire,  $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2$  dans une travée de rive.
- la valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à
  - ✓  $0,6M_0$  pour une poutre à deux travées,
  - ✓  $0,5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
  - ✓  $0,4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

$M_0$  est la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique indépendante de même portée et supportant le même chargement que la travée considérée)

$\alpha = q / (g + q)$  est le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérée.

#### Deux travées

$$\begin{array}{ccccccc} 0 & & 0.6 \max(M_{01}, M_{02}) & & 0 & & M_a < 0 \\ \triangle & & \triangle & & \triangle & & M_t > 0 \\ & (0.6+0.15\alpha) M_{01} & & (0.6+0.15\alpha) M_{02} & & & \end{array}$$

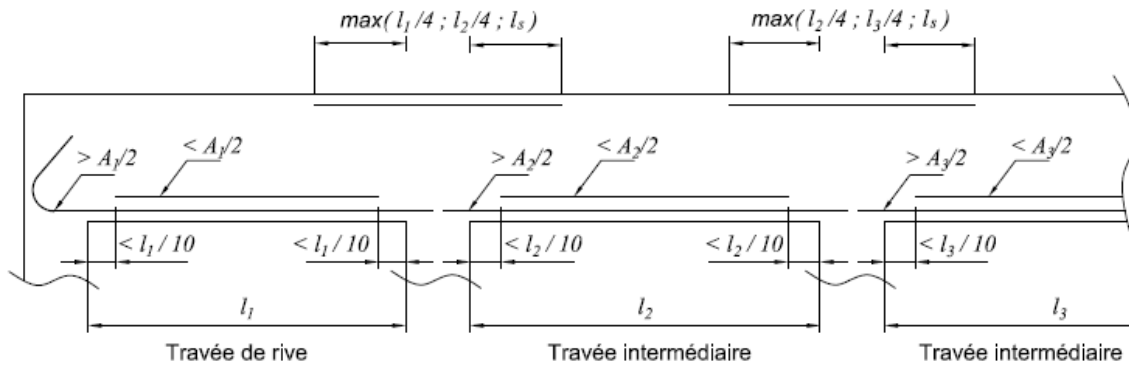
#### Plus de deux travées

$$\begin{array}{ccccccc} 0 & & 0.5 \max(M_{01}, M_{02}) & & 0.4 \max(M_{02}, M_{03}) & & \\ \triangle & & \triangle & & \triangle & & \\ & (0.6+0.15\alpha) M_{01} & & (0.5+0.15\alpha) M_{02} & & (0.5+0.15\alpha) M_{03} & \\ \text{appui de} & & \text{appui voisin} & & \text{appui} & & \\ \text{rive} & & \text{de rive} & & \text{intermédiaire} & & \end{array}$$

**Fig.B.1.** Répartition des moments sur les poutres selon la méthode forfaitaire pour des poutres à deux travées et plus de deux travées.

### B.3. Armatures longitudinales :

Lorsque les trois conditions suivantes sont réunies :  $q \leq g$ , les charges sont réparties et les moments sur appui sont pris à leur valeur absolue minimale, il est alors possible de déterminer de façon forfaitaire la longueur des chapeaux et l'arrêt des barres, comme indiqué sur la figure suivante (B.2.):

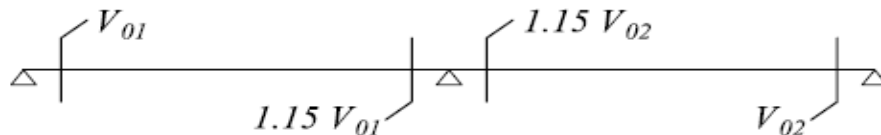


**Fig.B.2** Arrêt des barres selon la méthode forfaitaire.

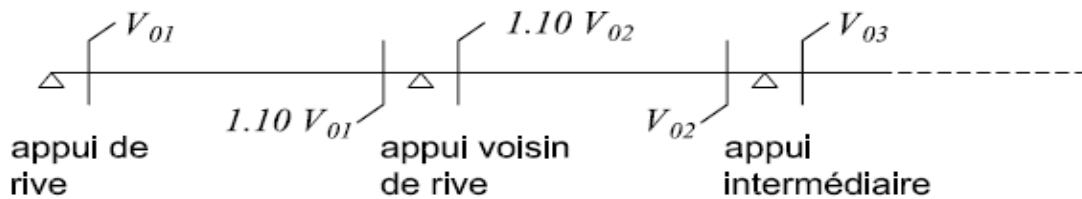
#### B.4 Effort tranchant :

En notant  $V_{0i}$  la valeur absolue de l'effort tranchant sur les appuis de la travée isostatique de référence, les valeurs absolues de l'effort tranchant aux appuis sont déterminés de façon forfaitaire comme suit ( Fig. B.3.) :

##### Deux travées



##### Plus de deux travées



**Fig.B.3.** Valeur forfaitaire de l'effort tranchant dans des poutres continues à deux travées et plus de deux travées.