

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil  
Laboratoire des Matériaux de Génie Civil et Environnement  
Mémoire de projet de fin d'études  
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

### Thème

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation et de commerces  
« SS+RDC+08 étages » en béton armé contreventé par voiles**

**Auteur :**

**MANSOURI Redha**

**Présenté et soutenu publiquement le 20 juin 2017**

### Composition du Jury :

Président	M	A.BALI	Professeur	ENP
Promotrice	Mme	R.MITICHE-KETTAB	Professeur	ENP
Examineurs	Mme	S.STIHI	M.A.A	ENP
	M	M.DEMIDEM	M.A.A	ENP

**ENP 2017**

**Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP182 El- Harrach  
16200 Alger (Algérie)**

**Tel:213 21 52 53 01/03 -Fax:213 21 52 29 73**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil  
Laboratoire des Matériaux de Génie Civil et Environnement  
Mémoire de projet de fin d'études  
pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

### Thème

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation et de commerces  
« SS+RDC+08 étages » en béton armé contreventé par voiles**

**Auteur :**

**MANSOURI Redha**

**Présenté et soutenu publiquement le 20 juin 2017**

### Composition du Jury :

Président	M	A.BALI	Professeur	ENP
Promotrice	Mme	R.MITICHE-KETTAB	Professeur	ENP
Examineurs	Mme	S.STIHI	M.A.A	ENP
	M	M.DEMIDEM	M.A.A	ENP

**ENP 2017**

**Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP182 El- Harrach  
16200 Alger (Algérie)**

**Tel:213 21 52 53 01/03 -Fax:213 21 52 29 73**

## ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة عمارة من الخرسانة المسلحة ذات طابع سكني وتجاري وذات شكل غير منتظم، تتكون من 8 طوابق وطابق أرضي و طابق تحت ارضي ، وتندمج في إطار إنشاء 288 مسكن عمومي للإيجار. هذه العمارة سيتم بناؤها في بئر خادم ولاية الجزائر المصنفة ضمن المناطق ذات النشاط الزلزالي القوي. مقاومة البناية محققة بنظام الدعم بواسطة الجدران الخرسانية المسلحة. أجري التصميم والحسابات وفقا لقوانين و معايير البناء المعمول بها في الجزائر  
(RPA 99/03, CBA 93, BAEL91/99).

الدراسة الديناميكية أجريت بواسطة برنامج الحساب ROBOT 2014.

### الكلمات المفتاحية:

عمارة سكنية، الخرسانة المسلحة، هيكل مقاوم بجدران، دراسة ديناميكية،

## Abstract

The aim of this work is the study a reinforced concrete building structure with an irregular shape for residential and commercial use. It consists of eight floors above a ground floor and a basement, which is included in the program of 228 public rental-housing units.

This structure is located in Bir Khadem in the wilaya of Algiers, which is considered as a zone with high seismicity (zone III). The bracing of the structure is ensured by a system of shear walls.

The design calculations were done according to the Algerian seismic regulations (RPA 99/2003) and the reinforced concrete codes (CBA 93 and BAEL91 modified 99). The dynamic study was done using the Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 software. The building infrastructure design resulted in a general ribbed foundation.

### Key words:

Building for residential use, ROBOT2014, Ribbed foundation, Reinforced concrete, Bracing system, Dynamic study.

## Résumé

Le but de ce travail est, l'étude d'une structure en béton armé à usage d'habitation et commercial de forme irrégulière, constituée de 8 étages et d'un rez-de-chaussée avec un sous-sol, qui entre dans le cadre d'un programme de 228 logements publics locatifs.

Cette structure se situe à Bir Khadem wilaya D'ALGER, qui fait partie de la zone III de forte sismicité. Le contreventement de la structure est assuré par un système de voiles porteurs. La conception ainsi que les calculs ont été menés conformément aux règles parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et au code du béton armé (CBA 93 et BAEL91 modifié 99).

L'étude dynamique a été établie à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014. Les calculs de l'infrastructure du bâtiment ont abouti à une fondation de type radier général nervuré.

### Mots clés :

Bâtiment à usage d'habitation, Béton armé, contreventement par voile, Etude dynamique, ROBOT2014, Radier nervuré,

# **Remerciements**

*Je remercie tout d'abord Dieu le tout puissant de nous avoir donné la volonté, la santé et le courage afin de finaliser ce modeste travail.*

*Je remercie cordialement mes parents qui m'ont aidé et soutenu tout au long de mes études.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie ma promotrice: Mme R. KETTAB, pour sa disponibilité et ses précieuses orientations*

*Je remercie les membres du jury qui m'ont fait l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*Toute ma gratitude aussi à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation durant tous les cycles.*

*Je remercie également l'équipe du département génie civil de l'Entreprise Nationale des Grands Travaux Pétroliers « ENGTP ».*

*Mes remerciements vont également à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce projet.*

*Je remercie toute la promotion Génie Civil 2017.*

## **Table des matières**

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

### **INTRODUCTION GENERALE**

Introduction générale 17

### **CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET**

I.1. Introduction 19

I.2. Implantation de l'ouvrage 19

I.3. Caractéristiques du site d'assise 20

I.4. Présentation du bâtiment 20

    I.4.1. Dimensions en plan 20

    I.4.2. Dimensions en élévation 21

I.5. Constitution de la structure 22

    I.5.1. Ossature de l'ouvrage 22

    I.5.2. Plancher 23

        I.5.2 .1. Planchers à corps creux 23

        I.5.2 .2. Planchers à dalle pleine 23

    I.5.3. Escaliers 23

    I.5.4. Acrotère 23

    I.5.5. Garde-corps 24

    I.5.6. Maçonnerie 24

    I.5.7. Revêtements 24

I.6. Caractéristiques des matériaux 24

    I.6.1. Le béton 24

        I.6.1.1. Résistance mécanique du béton 25

        I.6.1.2. Contraintes limites 25

        I.6.1.3. Déformation et contrainte de calcul du béton 26

        I.6.1.4. Contrainte ultime et admissible de cisaillement du béton 27

        I.6.1.5. Module de déformation longitudinal du béton 27

        I.6.1.6. Module de déformation transversale de béton 28

    I.6.2. Les aciers 28

        I.6.2.1. Contrainte limite de traction des aciers 28

    I.6.3. Béton armé 29

        I.6.3.1. Principaux caractéristiques et avantages de béton armé 29

        I.6.3.2. Méthode de calcul 30

        I.6.3.3. Hypothèse de calcul 31

        I.6.3.4. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites 32

I.7. Conclusion 32

### **CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES**

II.1. Introduction 34

II.2. Prédimensionnement des planchers 34

    II.2.1. Plancher à Corps creux 34

## TABLE DES MATIERES

---

II.2.2. Plancher en Dalle pleine	34
II.2.3. Condition de résistance au feu	35
II.2.4. Isolation phonique	35
II.3. Prédimensionnement des poutres	35
II.3.1. Poutres transversales (poutres principales)	36
II.3.2. Poutres longitudinales (poutres secondaires)	36
II.4. Evaluation des charges et surcharges	36
II.4.1. Plancher terrasse inaccessible	36
II.4.2. Plancher étage courant	37
II.4.3. Dalles pleines	37
II.4.4. Mur extérieur (Cloisons doubles)	38
II.5. Prédimensionnement des poteaux	39
II.5.1. Charges et surcharges revenant au poteau le plus chargé	40
II.5.1.1. Les charges permanentes	41
II.5.1.2. Dégression des surcharges d'exploitation	41
II.5.1.3. Effort normal à retenir pour le prédimensionnement des poteaux	42
II.5.2. Vérification	42
II.6. Prédimensionnement des voiles	44
II.7. Conclusion	46
<b>CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES</b>	
III.1. Introduction	48
III.2. Acrotère	48
III.2.1. Evaluation des sollicitations de calcul	49
III.2.2. Calcul de ferrailage	49
III.2.2.1. Calcul à l'ELU	49
III.2.2.2. Calcul à l'ELS	51
III.2.2.3. condition de non fragilité	52
III.2.3. Vérification au cisaillement	52
III.2.4. Vérification au séisme	52
III.2.5. Schéma de ferrailage	53
III.3. Etude de balcon	53
III.3.1. Evaluation des charges et des surcharges pour les balcons	54
III.3.2. Combinaisons des charges et évaluation des sollicitations de calcul	55
III.3.3. Calcul du ferrailage	55
III.3.3.1. Calcul à l'ELU	55
III.3.3.2. Calcul à l'ELS	56
III.3.3.3. Condition de non fragilité	56
III.3.4. Vérification au cisaillement	57
III.3.5. Vérification au séisme	57
III.3.6. Schéma de ferrailage	57
III.4. Escalier	58
III.4.1. Géométrie de l'escalier	58
III.4.2. Epaisseur de la paillasse et du palier	59
III.4.3. Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier	60
III.4.3.1. Paillasse	60

## TABLE DES MATIERES

---

III.4.3.2. Palier	60
III.4.4. Combinaisons des charges	60
III.4.5. Evaluation des sollicitations de calcul	60
III.4.5.1. Calcul des sollicitations à l'ELU	61
III.4.5.2. Calcul des sollicitations à l'ELS	62
III.4.6. Calcul du ferrailage	62
III.4.6.1. Calcul à l'ELU	62
III.4.6.2. Vérification à l'ELS	63
III.4.6.3. Condition de non fragilité	64
III.4.7. Vérification au cisaillement	64
III.4.8. Schéma de ferrailage	65
III.5. Etude des planchers	65
III.5.1. Planchers à corps creux	66
III.5.1.1. Calcul des poutrelles	66
III.5.1.2. La dalle de compression	74
III.5.2. Plancher dalle pleine (RDC)	75
III.5.2. 1. Evaluation des sollicitations	75
III.5.2.2. Sollicitations de calcul	76
III.5.2.3. Calcul du ferrailage	77
III.5.2.4. Vérification au cisaillement	80
III.5.2.5. Schéma de ferrailage	80
III.6. Conclusion	82
<b>Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE</b>	
IV.1. Introduction	84
IV.2. Objectifs de l'étude dynamique	84
V.3. Modélisation	84
IV.4. Méthodes de calcul	85
IV.5. Choix de la méthode	85
IV.5.1. La méthode statique équivalente	85
IV.5.1.1. Principe	85
IV.5.1.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente	85
IV.5.2. Méthodes dynamiques	86
IV.5.2.1. La méthode analyse modale spectrale	86
IV.5.2.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	86
IV.6. Méthode dynamique modale spectrale	86
IV.6.1. Principe de la méthode	86
IV.6.2. Spectre de réponse de calcul	86
IV.6.2.1. Détermination des paramètres du spectre de réponse	86
IV.6.3. Nombre de modes à considérer	90
IV.6.4. Combinaisons des réponses modes maximales	90
IV.6.4.1. Méthode SRSS (racine carré de la somme des carrés)	90
IV.6.4.2. Méthode CQC (combinaison quadratique complète)	91
IV.7. Analyse modale	92



## TABLE DES MATIERES

---

IV.7.1. Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique	92
IV.7.2. Disposition des voiles	92
IV.7.3. Modélisation de la structure	93
IV.7.4. Périodes et facteurs de participation massique	94
IV.8. Analyse sismique	95
IV.8.1. Combinaisons de charges	95
IV.8.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment	96
IV.8.2.1. Centre de masse « G »	96
IV.8.2.2. centre de torsion « C »	96
IV.8.2.3. Excentricité	96
IV.8.3. Distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux	97
IV.9. Vérifications règlementaires des résultats	99
IV.9.1. Vérification de la période fondamentale de la structure	99
IV.9.2. Vérification de la participation des éléments résistant au contreventement	99
IV.9.3. Résultante des forces sismiques de calcul	100
IV.9.4. Vérification au renversement	101
IV.9.5. Justification vis-à-vis des déformations	102
IV.9.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$	103
IV.10. Conclusion.	104
<b>CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX</b>	
V.1. Introduction	106
V.2. Ferrailage des poteaux	106
V.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul	106
V.2.2. Vérification spécifique des poteaux	107
V.2.2.1. Sous sollicitations normales (coffrage de poteau)	107
V.2.2.2. Sous sollicitations tangentes	107
V.2.3. Calcul du ferrailage longitudinal	108
V.2.3.1. Recommandations	108
V.2.3.2. Résultats obtenus	109
V.2.3.3. Choix des armatures longitudinal (Ferrailage adopté)	110
V.2.3.4. Vérification de la condition de non fragilité	111
V.2.3.5. Vérification à l'ELS	111
V.2.4. Armatures transversales	111
V.2.4.1. Recommandations	111
V.2.4.2. Résultats obtenus	112
V.2.4.3. Choix des armatures transversal (Ferrailage adopté)	112
V.2.5. Dispositions constructives et schéma de ferrailage	113
V.3. Ferrailage des poutres	115
V.3.1. Combinaisons d'actions	115
V.3.2. Calcul du ferrailage longitudinal	115
V.3.2.1. Recommandations	115
V.3.2.2. Effort internes dans les poutres	116
V.3.2.3. Détermination des armatures longitudinales	116

## TABLE DES MATIERES

---

V.3.2.4. Vérification de la condition de non fragilité	117
V.3.2.5. Vérification à l'ELS	117
V.3.4. Calcul du ferrailage transversal.	118
V.3.4.1. Recommandations	118
V.3.4.2. Résultats du ferrailage transversal	118
V.3.4.3. Vérification au cisaillement	119
V.3.5. Dispositions constructives et schéma de ferrailage	119
V.4. Ferrailage des voiles	122
V.4.1. Rôle du contreventement (voile)	123
V.4.2. Combinaison d'actions	123
VI.4.3. Voiles pleins et/ou trumeaux	123
V.4.3.1. Prescriptions imposées par le RPA99/version2003	123
V.4.3.1.1. Aciers verticaux	123
V.4.3.1.2. Aciers horizontaux	124
V.4.3.1.3. Prescriptions communes	124
V.4.3.1.4. Armatures transversales.	124
V.4.3.2. Calcul de Ferrailage vertical	124
V.4.3.2.1. Principe de la méthode de calcul de ferrailage vertical	125
V.4.3.2.2. Détermination des armatures verticales	126
V.4.3.2.3. Tableaux récapitulatifs de ferrailage vertical des voiles	126
V.4.3.3. Armatures horizontales	130
V.4.3.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement	130
V.4.3.4. Dispositions constructives et schéma de ferrailage	132
V.4.4. Ferrailage du linteau	134
V.4.4.1. Calcul des contraintes de cisaillement	135
V.4.4.2. Calcul du ferrailage des linteaux	135
V.4.4.3. Ferrailage final des linteaux	136
V.5. Conclusion	138
<b>CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS</b>	
VI.1. Introduction	140
VI.2. Caractéristiques du site d'assise	140
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer	141
VI.4. Choix du type de fondation	141
VI.4.1. Vérification des semelles isolées	141
VI.4.2. Vérification des semelles filantes	142
VI.4.3. Vérification du radier	142
VI.5. Etude du radier	143
VI.5.1. Efforts globaux à la base	143
VI.5.2. Pré dimensionnement du radier	143
VI.5.2.1. Calcul de la surface du radier	143
VI.5.2.2. Calcul de l'épaisseur du radier	144
VI.5.3. Caractéristiques géométriques du radier	145

## TABLE DES MATIERES

---

VI.5.3.1. Surface du radier	145
VI.5.3.2. Centre de gravité	145
VI .5.3.3. Moments d'inertie	145
VI.5.4. Vérifications	146
VI.5.4.1. Condition de non cisaillement	146
VI.5.4.2. Vérification au poinçonnement	146
VI.5.4.3. Vérification aux sous pressions	147
VI.5.4.4. Vérification des contraintes dans le sol	148
VI.5.4.5. Vérification de la stabilité au renversement	150
VI .5.5. Ferrailage du radier	150
VI.5.5.1. Sollicitations de calcul	150
VI.5.5.2. Calcul du ferrailage	151
VI.5.5.2.1. Calcul à l'ELU	152
VI.5.5.2.2. Calcul à l'ELS	154
VI.5.5.3. Condition de non fragilité	155
VI.5.5.4. Vérification au cisaillement	155
VI.5.5.5. ferrailage adopté	155
VI .5.6. Ferrailage des nervures	156
VI.5.6.1. Calcul des sollicitations	157
VI.5.6.2. Calcul du ferrailage.	160
VI.5.6.3. Armatures de peau	161
VI.5.6.4. Condition de non fragilité	161
VI.5.6.5. Ferrailage transversal	161
VI.5.7. Etude du débord du radier	162
VI.5.7.1. Évaluation des sollicitations de calcul	162
VI.5.7.2. Calcul du ferrailage	163
VI.5.7.3. Condition de non fragilité	164
VI.5.7.4. Vérification au cisaillement	164
VI.5.7.5. Ferrailage de débord	164
VI.5.8. Schéma de Ferrailage du radier nervuré	164
VI.6. Etude du voile périphérique (voile d'infrastructure)	166
VI.6.1. Dimensionnement	166
VI.6.2. Modélisation et Sollicitations du calcul du voile périphérique	167
VI.6.2.1. Sollicitations de calcul	168
VI.6.3. Calcul du ferrailage	170
VI.6.4. Vérification au cisaillement	171
VI.6.5. Schéma de ferrailage	171
VI.7. Conclusion	172
<b>CONCLUSION GENERALE</b>	
Conclusion générale	173
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>	
Références Bibliographiques	174
<b>ANNEXE : PLAN D'ARCHITECTURE</b>	
Annexe : Plan d'architecture	175

---

## Liste des tableaux

### CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Tableau. I.1 : Coefficient d'application	26
--	----

### CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Tableau. II.1 : Charges permanentes dues au plancher terrasse	37
Tableau. II.2: Descente des charges (Plancher étage courant)	37
Tableau. II.3 : Charges permanentes dues au plancher dalle pleine (RDC)	38
Tableau II.4. Charges permanentes dues au mur en double cloison	38
Tableau II.5: Dégression de charges	42
Tableau II.6: Descente de charges de poteau le plus sollicité	42
Tableau II.7: Vérification de l'effort normal	43
Tableau II.8: Vérification des poteaux	43

### CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau.III.1 : Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère	49
Tableau III.2 : Charges permanentes dues au balcon	54
Tableau III.3 : Charges permanentes dues au garde-corps	55
Tableau.III.4 : Actions et sollicitations agissant sur le balcon	55
Tableau.III.5 : Charges permanentes dues à la paillasse	60
Tableau.III.6 : Charges permanentes dues au Palier	60
Tableau.III.7 : Combinaisons de charges pour l'escalier	60
Tableau.III.8: Diagrammes des sollicitations à l'E.L.U.	61
Tableau.III.9: Calcul des sollicitations (E.L.U)	62
Tableau.III.10: Diagrammes des sollicitations à l'E.L.S.	62
Tableau.III.11: Calcul des sollicitations (E.L.S.)	62
Tableau.III.12 : Sollicitations combinées de calcul des poutrelles avant coulage.	67
Tableau.III.13: Actions de calcul des poutrelles après coulage	68
Tableau.III.14 : Sollicitation des poutrelles après coulage	69
Tableau.III.15 : Sollicitations de calcul du ferrailage des poutrelles après coulage.	70
Tableau.III.16 : Charges revenant à la dalle appuyée sur quatre côtés	76
Tableau.III.17 : Sollicitations de calcul du ferrailage de la dalle pleine	77

### Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

Tableau IV.1: Valeurs de A	87
Tableau IV.2: Valeurs de $\xi$ (%)	87
Tableau IV.3 : Valeurs de R	87
Tableau IV.4: Valeurs de $T_1$ et $T_2$ .	87
Tableau IV.5 : valeurs des pénalités $P_q$	88
Tableau IV.6 : Facteurs définissant le spectre de réponse	89
Tableau IV.7 : Valeurs du Spectre de réponse	89
Tableau. IV.8 : Participation des masses modales effectives	94
Tableau. IV.9 : Caractéristiques géométriques du bâtiment	97

## LISTE DES TABLEAUX

---

Tableau. IV .10 : Distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux.	98
Tableau. IV.11 : valeurs du coefficient $C_T$	99
Tableau. IV.12 : Vérification de la répartition des efforts verticaux dans la structure	100
Tableau. IV.13 : Charge sismique à la base par la méthode statique équivalente	100
Tableau. IV.14 : Charge sismique à la base par la méthode modale spectrale	100
Tableau. IV.15 : Vérification de l'effort tranchant à la base	101
Tableau. IV.16 : Valeur des forces sismiques et moment de renversement	102
Tableau. IV.17 : Vérification de la stabilité au renversement à la base.	102
Tableau. IV.18 : Justification vis-à-vis la déformation	103
Tableau. IV.19: Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta	104

### CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1:Vérification des poteaux sous sollicitations normales	107
Tableau V.2:Vérification des poteaux sous sollicitation tangentes	108
Tableau V.3 : ferrailage ( $N_{max}$ ; $M_{corr}$ )	109
Tableau V.4 : ferrailage ( $N_{min}$ ; $M_{corr}$ )	109
Tableau V.5 : ferrailage ( $M_{max}$ ; $N_{corr}$ )	110
Tableau V.6 : Section et Choix des armatures longitudinal des poteaux.	110
Tableau V.7 : Vérification de la condition de non fragilité	110
Tableau V.8 : Vérification à l'ELS	111
Tableau V.9 : Section des armatures transversales des poteaux.	112
Tableau V.10:Ferrailage transversal des poteaux	112
Tableau V.11 : Résultats de ferrailage des poteaux.	113
Tableau V.12: Efforts internes dans les différentes poutres.	116
Tableau V.13: Efforts internes dans les poutres à appuis sur voile.	116
Tableau V.14 : Résultats des armatures dans les poutres.	116
Tableau V.15 : Résultats des armatures dans les poutres à appuis sur voile.	117
Tableau V.16 : Vérifications à L'ELS	117
Tableau V.17 : Résultats des armatures transversales	118
Tableau V.18 : Résultats de ferrailage des poutres	119
Tableau V.19 : Epaisseurs des voiles	123
Tableau. V.20 : Efforts internes et sections du Ferrailage vertical des voiles de RDC d'épaisseur 20cm	128
Tableau. V.21 : Ferrailage vertical des voiles de l'ascenseur	129
Tableau. V.22 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les voiles de RDC	131
Tableau. V.23 : Ferrailage horizontal des voiles de RDC	132
Tableau. V. 24 : Différents types de linteaux	135
Tableau. V.25 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les linteaux.	135
Tableau. V.26 : Armatures diagonales des linteaux	136
Tableau. V.27 : Armatures longitudinales, transversales et armatures de peau	136
Tableau. V.28 : Ferrailage final des linteaux	136

### CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

Tableau. VI.1 : Efforts normale exercés à la base de la structure	143
---	-----

---

## LISTE DES TABLEAUX

---

Tableau. VI.2 : Vérification des contraintes dans le sol	150
Tableau. VI.3 : Vérification de la stabilité au renversement du radier	150
Tableau. VI.4 : Sollicitations de calcul du ferrailage de la dalle du radier	152
Tableau. VI.5 : Ferrailage adopté pour la dalle de radier	156
Tableau. VI.6 : Transmission des charges	156
Tableau. VI.7 : Valeurs de $P_M$ et $P_V$ pour calcul le moment fléchissant et effort tranchant.	157
Tableau. VI.8 : Valeurs de $P_M$ et $P_V$ pour calcul le moment fléchissant et effort tranchant	159
Tableau. VI.9 : Valeurs maximum des efforts tranchant et moments fléchissent en travée et en appui de la nervure la plus chargée	160
Tableau. VI.10 : Ferrailage en appui et en travée des nervures à l'ELU et à l'ELS	161
Tableau. VI.11 : Résultats du ferrailage adopté en appui et en travée des nervures	161
Tableau. VI.12 : Actions et sollicitations agissant sur le débord du radier	163
Tableau. VI.13 : Sollicitations de calcul du ferrailage du voile périphérique	170
Tableau. VI.14 : Ferrailage en appui et en travée du voile périphérique à l'ELU et à l'ELS	170
Tableau. VI.15 : Résultats du ferrailage adopté en appui et en travée des voiles périphériques.	171

## Liste des figures

### **CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET**

Figure. I.1 : Plan de masse	19
Figure. I.2 : Plan de RDC et étage courant	21
Figure. I.3 : vue en élévation	23
Figure. I.4 : Diagramme parabole rectangle contrainte-déformation du béton à l'ELU	26
Figure. I.5 : Diagramme contrainte – déformation du béton a l'ELS	27
Figure. I.6 : Diagramme déformation- contrainte de l'acier	29
Figure 1.7 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots	30

### **CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES**

Figure II.1: Terrasse inaccessible	36
Figure II.2:Plancher étage courant	37
Figure II.3:Plancher dalle pleine (RDC)	38
Figure II.4: coupe transversale du mur extérieur	38
Figure II.5: Dimensions du plancher revenant au poteau le plus sollicité	40
Figure II.6 : Schéma et dimensions des voiles (Coupe de voile en élévation)	45
Figure II.7 : Coupe de voile en plan	45

### **CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

Figure. III.1 : Caractéristiques géométriques et modèle de calcul de l'acrotère	48
Figure.III.2 : Dimensions de la section dangereuse de l'acrotère	49
Figure.III.3 : Ferrailage de l'acrotère	53
Figure.III.4 : Schéma statique du balcon	54
Figure.III.5: Evaluation des charges pour les balcons	54
Figure.III.6 : Dimensions de la section dangereuse du balcon.	55
Figure.III.7 : Schéma de ferrailage du balcon	58
Figure. III.8: Schéma d'un escalier	58
Figure. III.9 : Dimensions de l'escalier (coupe)	59
Figure III.10: Modélisation de l'escalier	61
Figure III.11: Schéma statique de l'escalier	61
Figure.III.12 : Dimensions de la section transversale de l'escalée	62
Figure.III.13: Schéma de Ferrailage de l'escalier	65
Figure.III.14: Schéma statique d'une poutrelle avant coulage	67
Figure.III.15: Schéma de la poutrelle après coulage	68
Figure.III.16 : Types de poutrelles	69
Figure.III.17 : dimension de poutrelle	71
Figure.III.18: Schéma de ferrailage des poutrelles	74
Figure.III.19: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	75
Figure.III.20 : Dimensions de la section transversale de la dalle pleine(RDC)	77
Figure.III.21 : Disposition des armatures	81
Figure.III.22: Schéma de ferrailage de la dalle pleine (RDC)	82

## LISTE DES FIGURES

---

### Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

Figure IV.1 : Allure du spectre de réponse de calcul	89
Figure IV.2 : Représentation des voiles en plan	93
Figure IV.3: Vue 3D de l'ouvrage après modélisation par Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014	94
Figure IV.4 : Principaux modes de vibration	95
Figure IV.5 : Distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux suivant X et Y	98
Figure IV.6 : Schéma statique de bâtiment sous moments stabilisant et renversant	101

### CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure. V.1: Schéma de ferrailage des poteaux	114
Figure. V2: schéma de ferrailage des poutres	122
Figure .V.3.Schéma des contraintes développées dans un voile (cas 3)	125
Figure. V.4: Numérotation des voiles de RDC	127
Figure. V.5: Schéma de ferrailage des voiles	134
Figure. V.6: Schéma de ferrailage des linteaux	138

### CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée	141
Figure VI.2 : Schéma d'une Semelle filante	142
Figure VI.3 : Schéma de transmission des charges sur le radier sous poteau.	146
Figure VI.4 : Schéma de transmission des charges sur le radier sous voile.	147
Figure VI.5 : Schéma de la contrainte du sol	148
Figure VI.6 : Dimensions de la section transversale de la dalle du radier	152
Figure VI.7 : Lignes de rupture d'un panneau de dalle.	156
Figure VI.8 : Schéma de la poutre (Nervure) la plus chargée suivant-X	157
Figure VI.9 : Digrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la nervure la plus chargée suivant-X à l'ELU	158
Figure VI.10: Digrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la nervure la plus chargée suivant-X à l'ELS	158
Figure VI.11 : Schéma de la poutre (Nervure) la plus chargée suivant-Y	158
Figure VI.12 : Digrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la nervure la plus chargée suivant-Y à l'ELU.	159
Figure VI.13: Digrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la nervure la plus chargée suivant-Y à l'ELS	160
Figure VI.14 : Schéma d'une coupe transversale de nervure.	160
Figure VI.15 : Schéma statique du débord	162
Figure VI.16 : Dimensions de la section dangereuse du débord.	163
Figure VI.17 : Schéma de ferrailage du radier nervuré	166
Figure VI.18 : Schéma statique du voile périphérique	167
Figure VI.19 : Distribution de contraintes sur le voile périphérique a'l'ELU	168
Figure VI.20 : Distribution de contraintes sur le voile périphérique a'l'ELS	168
Figure VI.21 : Dimensions de la section transversale du voile périphérique	170
Figure VI.22 : Schéma de ferrailage du voile périphérique	172



## Liste des symboles

A : Coefficient d'accélération de zone.

B : Facteur de comportement de la structure

As : Aire d'une section d'acier.

At : Section d'armatures transversales.

Ar : Section d'armature de répartition

Bc : Aire d'une section de béton.

Br : Aire d'une section de béton réduite

∅ : Diamètre des armatures.

Φ<sub>l</sub> : Diamètre des armatures longitudinales.

Φ<sub>t</sub> : Diamètre des armatures transversales.

φ : Angle de frottement.

Q : Charge d'exploitation.

γ<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ<sub>b</sub> : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ<sub>s</sub> : Contrainte de traction de l'acier.

σ<sub>b</sub> : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte de compression admissible du béton.

τ<sub>u</sub> : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

i : Rayon de giration

β : Coefficient de pondération.

η : Facteur de correction d'amortissement ; Coefficient de fissuration.

σ<sub>sol</sub> : Contrainte du sol.

G : Charge permanente.

ε : Déformation relative.

V : Effort tranchant a la base.

C<sub>T</sub> : Coefficient de période

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

N<sub>ser</sub> : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N<sub>u</sub> : Effort normal pondéré aux états limites ultimes.

T<sub>u</sub> : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

St : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur ; excentricité.

F : Force concentrée.

L : Longueur ou portée.

L<sub>f</sub> : Longueur de flambement.

W : Poids total de la structure.

## LISTE DES SYMBOLES

---

$d$  : Hauteur utile.

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.

$M_u$  : Moment à l'état limite ultime.

$M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.

$M_t$  : Moment en travée.

$M_a$  : Moment sur appuis.

$M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

$I$  : Moment d'inertie.

$M$  : Moment, Masse.

$E$  : Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).

$E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.

$E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

$f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à  $j$  jours d'âge.

$K$  : Coefficient de raideur de sol.

$Y$  : Position de l'axe neutre.

$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène.

BAEL : Béton armé à l'état limite.

## Introduction générale

Le génie civil est une discipline du bâtiment qui s'occupe des constructions des ouvrages de la conception à la réalisation, et revêt un caractère primordial quant à l'étude de stabilité en alliant technique et économie.

La construction est l'une des plus grandes préoccupations des nations tant économiquement que techniquement ; elle s'est accrue avec le développement de l'industrie et l'explosion démographique ce qui suscitera les ingénieurs et chercheurs à innover et développer des constructions surtout dans le domaine du bâtiment.

Un bâtiment au sens commun est une construction immobilière, destinée à servir d'abri, c'est-à-dire à protéger des intempéries des personnes, des biens et des activités.

La construction des bâtiments en béton armé dans une zone sismique, et leurs études nécessitent des règlements et normes pour assurer leur stabilité et leur durabilité.

Pour cela, il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque pays.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment étagé en béton armé à usage d'habitation avec commerce, implanté dans une zone de forte sismicité, comportant un sous-sol, un RDC et 8 étages ; ce bâtiment n'est pas encore réalisé.

Ce mémoire est constitué de six chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tels que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les balcons, les escaliers et les planchers).
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel Autodesk 2014 est présenté dans le cinquième chapitre.
- Le dernier chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure ; nous avons fait un choix des fondations qui conviennent aux caractéristiques du site ainsi qu'au poids de la structure. On terminera le travail par une conclusion générale.

**CHAPITRE I :**

**PRESENTATION  
DU PROJET**

### I.1. Introduction

Ce projet consiste en l'étude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation, situé à Ouled Megnouche (partie Est) commune de Bir Khadem wilaya d'ALGER rentrant dans le cadre du programme de 228 logements publics locatifs.

Ce projet est pris en charge par le Bureau d'Etudes de Recherche et d'Engineering Général (B.E.R.E.G), dont le siège est domicilié à Bab-Ezzouar ALGER.

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que, poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escaliers, balcon, plancher, Acrotère) ainsi que l'étude dynamique de la structure.

Le calcul se fera conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/03) et aux règles de béton armé (BAEL91/99 et CBA93) et moyennant le logiciel de calcul (Autodesk ROBOT Analysis 2012).

### I.2. Implantation de l'ouvrage

Ce bâtiment sera implanté dans la wilaya d'Alger, classé en zone III (zone de fort sismicité) d'après les RPA 99/VERSION 2003.[1]

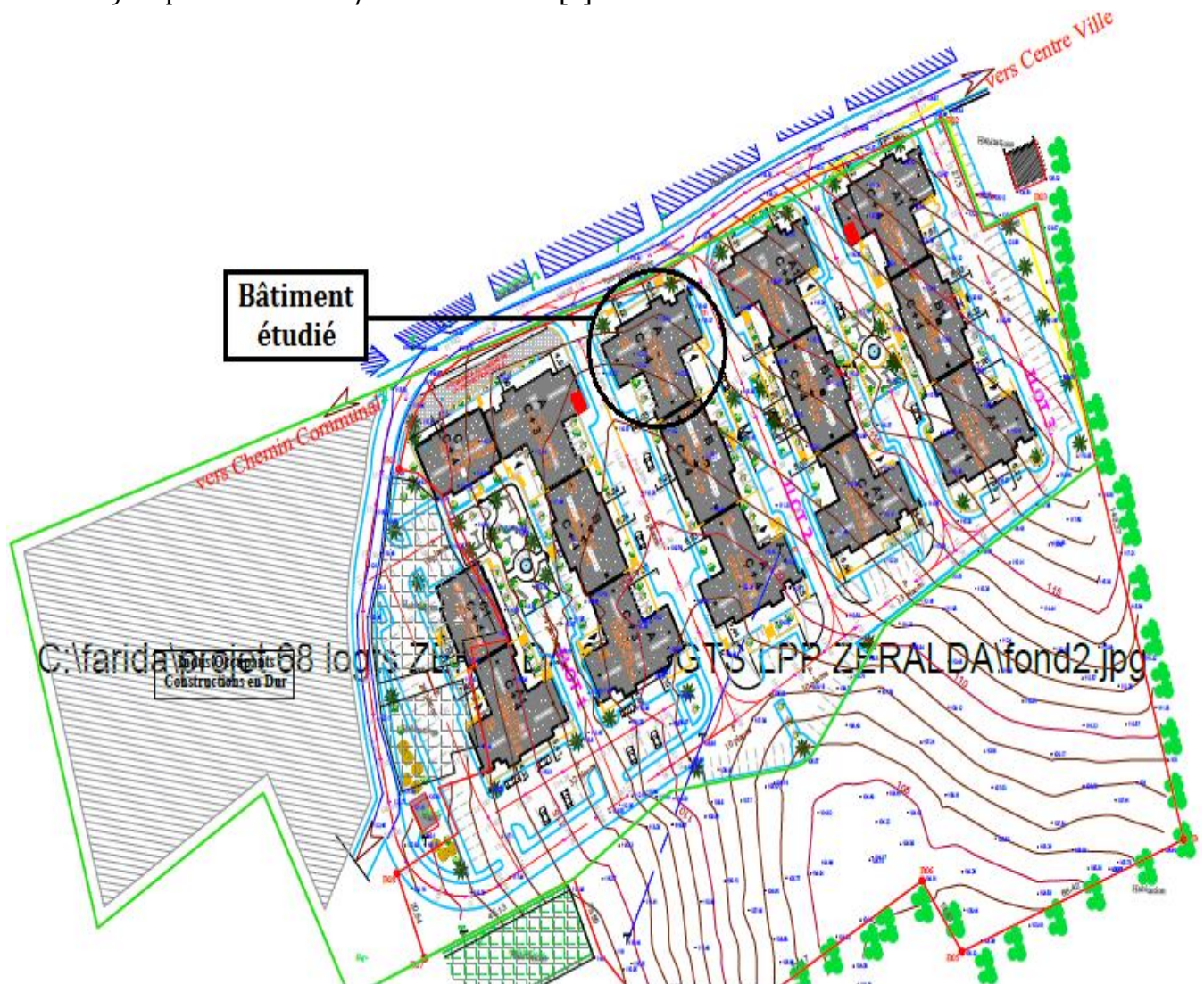


Figure. I.1 : Plan de masse

## I.3. Caractéristiques du site d'assise

D'après l'étude de sol, les résultats obtenus sont :

- ✓ Site classé dans la catégorie S<sub>4</sub> (sol d'assise très meuble).
- ✓ Taux de travail admissible de sol  $\sigma_{adm}=1,3$  bar.
- ✓ Ancrage de 1,5m par rapport au terrain naturel.

## I.4. Présentation du bâtiment

Nous sommes chargés d'étudier un bloc de R+8 en béton armé composé de :

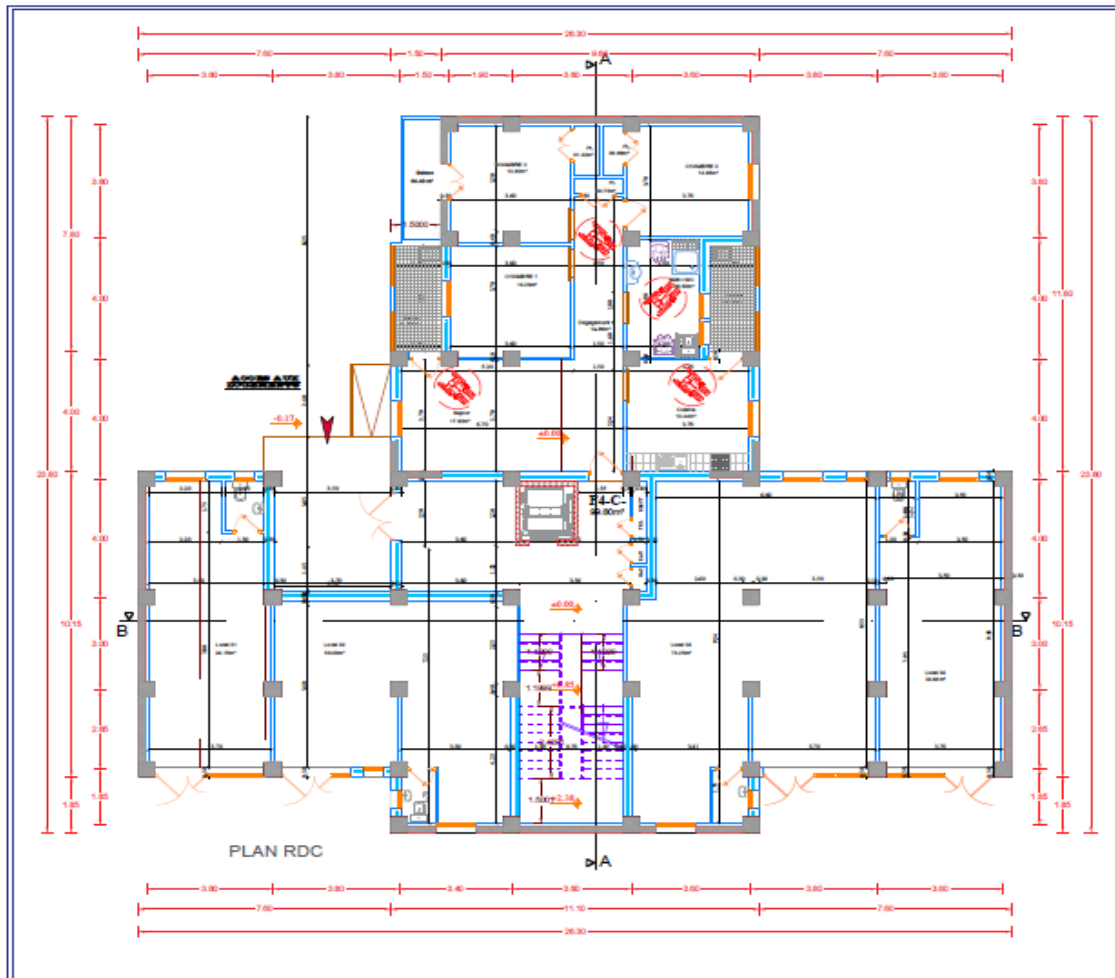
- ✓ un sous-sol à usage de parking.
- ✓ un rez-de-chaussée à usage d'entrepôt commercial et un logement F4.
- ✓ Les 8 étages à usage d'habitation avec 3 logements par niveau (3 F4).

La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan, et le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne car c'est un bâtiment d'habitation collective. (Groupe d'usage2, d'après la classification du RPA99 /03).

### I.4.1. Dimensions en plan

Le bâtiment se particularise par sa forme irrégulière en plan suivant les deux sens (décrochements transversal et longitudinal). Les dimensions en plan sont :

- Largeur = 23,8m
- Longueur = 26,3m



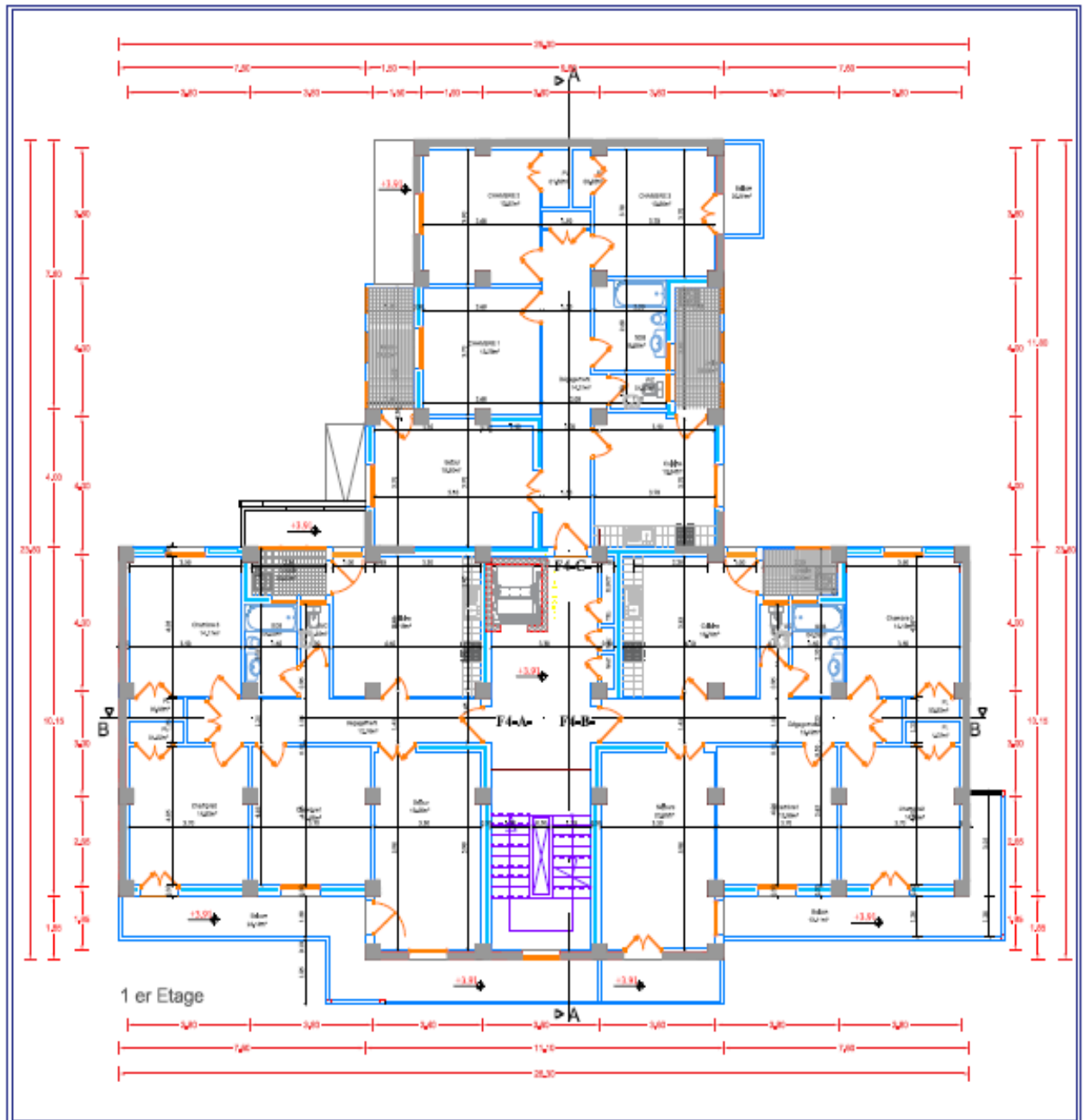


Figure. I.2 : Plan de RDC et étage courant

## I.4.2. Dimensions en élévation

Les dimensions en élévation sont :

- Hauteur totale du bâtiment :  $H = 31,45\text{m}$
- Hauteur du RDC :  $h_{\text{RDC}} = 3,91\text{ m}$
- Hauteur des étages courants :  $h_e = 3,06\text{ m}$
- Hauteur de sous-sol  $h_{\text{SS}} = 2,55\text{m}$

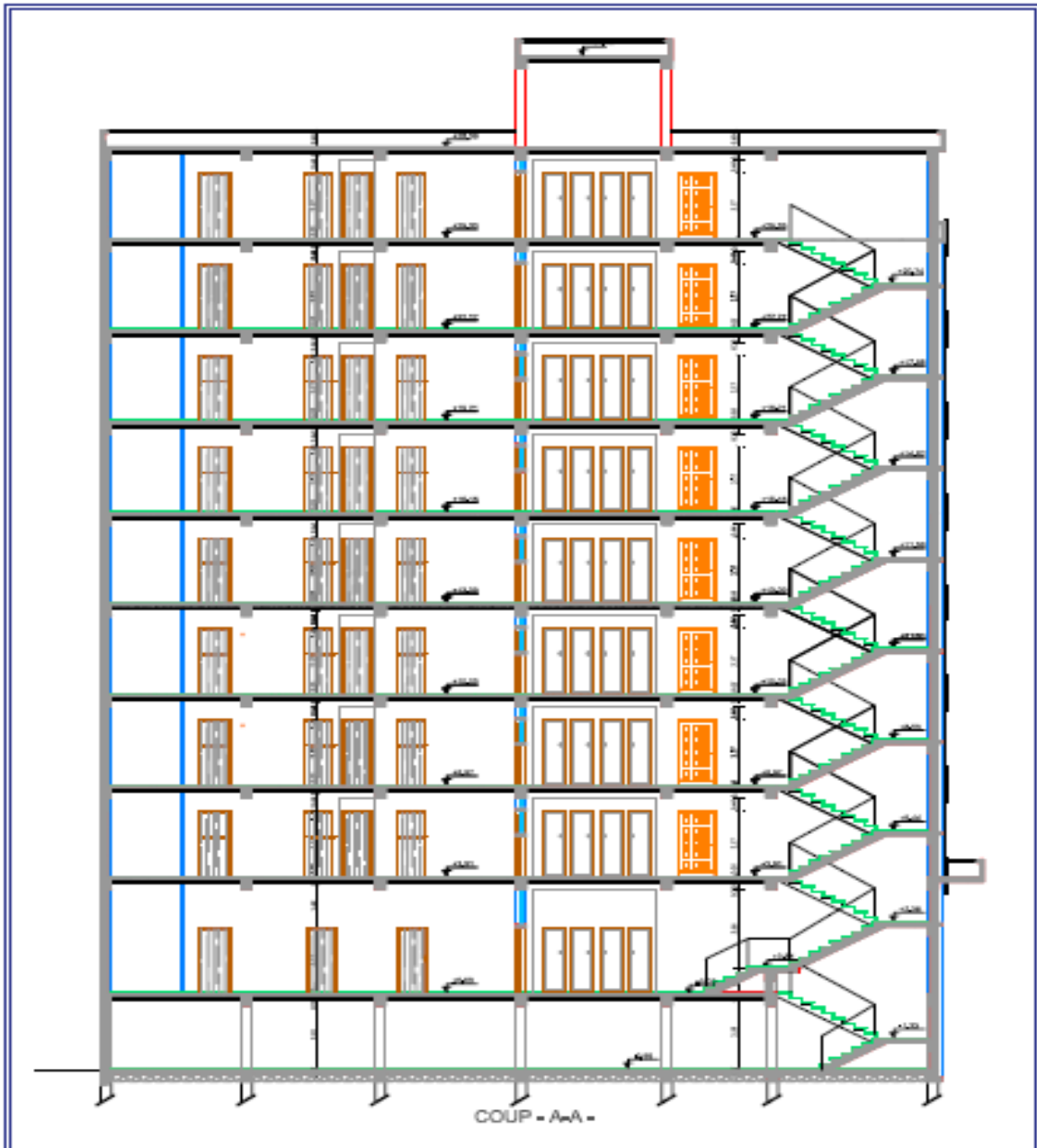


Figure. I.3 : Vue en élévation (coup A-A)

## I.5. Constitution de la structure

### I.5.1. Ossature de l'ouvrage

Cet ouvrage est en béton armé dont la hauteur dépasse les 17m en zone (III), alors selon le RPA 99/03 il nécessite un contreventement spécial.[1]

Le système de contreventement est constitué de voiles. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Au niveau du sous-sol se trouve une forte concentration de voiles en béton armé, qui forme une base très rigide pour le bâtiment grâce aux murs de soubassement. Puis en partant vers le haut, les voiles qui constituent le sous-sol continuent leurs montées avec une répartition spéciale.



### I.5.2. Plancher

C'est une aire généralement plane et rigide de dimensions relativement faibles par rapport aux autres dimensions de la structure, destinée à séparer les niveaux.

Il joue un rôle important dans le contreventement de l'ouvrage puisqu'il reporte et répartit les actions (forces) horizontales de la construction vers les composants de stabilité (contreventement), on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

#### I.5.2 .1. Planchers à corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- les corps creux (ou entrevous) très légers (polystyrène) qui servent de coffrage perdu (de 50 à 70 cm de largeur)
- les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- une dalle de compression armée qui reprend les efforts de compression (de 5 cm d'épaisseur)

#### ➤ On a opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ( $L_{max} \leq 4.5m$ ) ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Economie de la construction.

#### I.5.2 .2. Planchers à dalle pleine

Pour le plancher du RDC et les portes à faux (les balcons), nous avons opté pour des dalles pleines à cause de :

- fort surcharge d'exploitation au niveau de plancher de rez-de-chaussée car le rez-de-chaussée à usage des entrepôts commercial.
- la formes particulière des balcons (portes à faux), et aussi pour respecter le règlement parasismique (RPA99 version 2003).

### I.5.3. Escaliers

Ce sont des éléments non structuraux en béton armé coulé sur place, qui permettent le passage d'un niveau à un autre et qui comportent :

- deux paliers de repos et trois volées uniquement au niveau du RDC.
- un palier de repos et deux volées pour les autres étages.

### I.5.4. Acrotère

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur pour permettre d'effectuer correctement les relevés d'étanchéité.

### I.5.5. Garde-corps

Pour assurer la sécurité des habitants, les balcons et les escaliers sont bordés par des garde-corps, réalisé en maçonnerie (briques creuses de 10cm) Une seule paroi avec une hauteur de 1,2m

### I.5.6. Maçonnerie

La maçonnerie permet de séparer et de découper la surface d'un niveau donné, tout en ayant le rôle d'isolateur phonique et thermique.

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques en terre cuite creuses de 10cm et 15cm d'épaisseur.

Nous avons la même maçonnerie qui est disposée différemment (deux types de murs) :

- **Mur extérieur** (En double paroi) : en double cloison de briques creuses de 15cm et 10cm respectivement séparées par une lame d'air de 5 cm pour permet d'avoir une meilleure isolation.
- **Mur intérieur** (Une seule paroi) : en briques creuses de 10 cm, permet de séparer les différentes pièces de la surface du niveau.

### I.5.7. Revêtements

Les revêtements utilisés dans le bâtiment sont :

- ✓ Couche de mortier sur laquelle on place le carrelage
- ✓ Carrelage de 2 cm d'épaisseur pour les chambres, les couloirs, les balcons et les escaliers.
- ✓ Céramique recouvrant tous les murs des salles d'eau.
- ✓ Enduit plâtre pour les murs intérieurs et Faux plafond (Placoplatre) pour les plafonds.
- ✓ Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.
- ✓ Gravillons de protection avec une forme de pente (évacuation des eaux pluviales) concernant le plancher terrasse.

## I.6. Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), au règlement parasismique algérien (RPA 99/03) et le règlement du béton armé aux états limites (BAEL 91/99).

### I.6.1. Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage,

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

La composition courant d'un mètre cube (1m<sup>3</sup>) de béton ordinaire est la suivante :

- **Le ciment** : Joue un rôle de liant entre granulats du béton ; nous utilisons dans notre cas le ciment portland CEM II/ A 42,5, avec un dosage de 350 Kg/m<sup>3</sup>.

- **Les granulats** : Sont constitués de grains de sable de diamètre inférieur à 5mm et de classe 3/8 et de graviers de classe 8/15 et de classe 15/25.
- ✓ 400 l de sable  $C_g \leq 5$  mm.
- ✓ 800 l de gravillons  $C_g \leq 25$  mm.
- **L'Eau** : Permet d'avoir une bonne hydratation du ciment.
- ✓ 175 l d'eau de gâchage ( $E/C=0,5$ )
- **Poids volumique** :

Le poids volumique de béton non armé est pris généralement égale a :  $\gamma_b = 22\text{KN/m}^3$

### I.6.1.1. Résistance mécanique du béton

#### ➤ Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression ; cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 60 jours ( $j \leq 60$ ). On se réfère à la résistance  $f_{cj}$ . Obtenue au jour considéré ; elle est évaluée par la formule suivante selon le CBA93:

$$f_{cj} = \frac{j}{a+b \cdot j} f_{c28}$$

Pour :  $f_{c28} \leq 40$  MPa  $\implies$  a = 4,76 et b = 0,83

$40 \leq f_{c28} \leq 60$  MPa  $\implies$  a = 1,40 et b = 0,95

Pour le dosage utilisé de  $350\text{Kg/m}^3$ , nous aurons une résistance à la compression de 25MPa à 28 jours qui est décrite par  $f_{c28}$  ( $f_{c28}=25\text{Mpa}$ ).

#### ➤ Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations suivantes selon le CBA93:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa}$$

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

Pour :  $f_{c28} = 25$  Mpa  $\leq 60\text{Mpa}$   $\implies$   **$f_{t28} = 2,1$  Mpa**

### I.6.1.2. Contraintes limites

Un état limite est celui qui satisfait strictement les conditions initiales imposées qui peuvent être des forces, des moments de flexion ou des couples.

Les états limites sont classés en deux catégories :

#### ➤ Etat limite ultime (ELU)

On distingue les états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique : stabilité de construction au renversement ou au glissement
- Etat limite ultime de résistance : pour les matériaux constitués de béton ou d'acier exemple : non rupture par écrasement du béton
- Etat limite ultime de stabilité de forme : non flambement dans le cas d'un poteau.

#### ➤ Etat limite de service (ELS)

On distingue les états suivants :

- Etat limite de compression du béton : la contrainte de calcul de compression du béton est limitée par les règlements.
- Etat limite de déformation : limitation des flèches des ouvrages tels que poutre ou planchers pour réduire les désordres de fissuration.
- Etat limite d'ouverture de fissures : limitation des contraintes de l'acier pour réduire la fissuration des ouvrages et assurer leur pérennité.

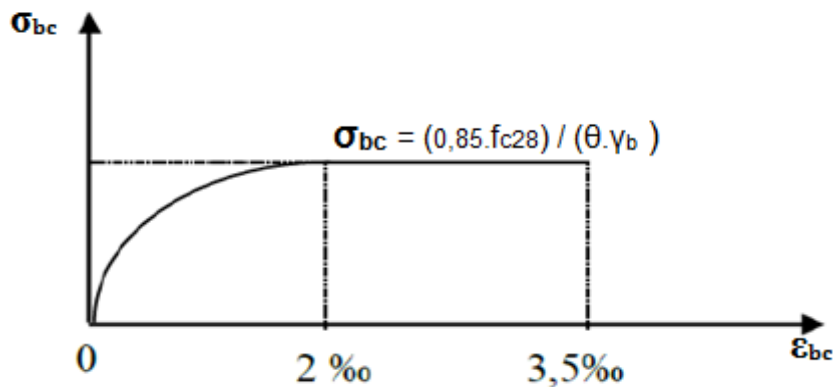
**I.6.1.3. Déformation et contrainte de calcul du béton**

➤ **Etat limite ultime de résistance (ELU)**

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

• **Diagramme parabole rectangle (BAEL91/99)**

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de l'ELU (en compression 2 ‰ et 3,5‰)



**Figure. I.4 :** Diagramme parabole rectangle contrainte-déformation du béton à l'ELU  
 $\epsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression.

$\sigma_{bc}$  : contrainte de calcul pour :  $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à la compression du béton à « 28 » jours.

D'où la contrainte  $\sigma_{bc}$  en fonction de raccourcissement du béton

Si :  $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2‰ \implies \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc} (4 - 103 \times \epsilon_{bc})$

Si :  $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰ \implies \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  cas général.

$\gamma_b = 1,15$  cas accidentel

$\theta$  : Coefficient d'application (voir le tableau I.2)

**Tableau. I.1 :** Coefficient d'application  $\theta$  [2]

$\theta$	Durée d'application
1	>24 h
0,9	1h ≤ durée ≤ 24h
0,85	<1h

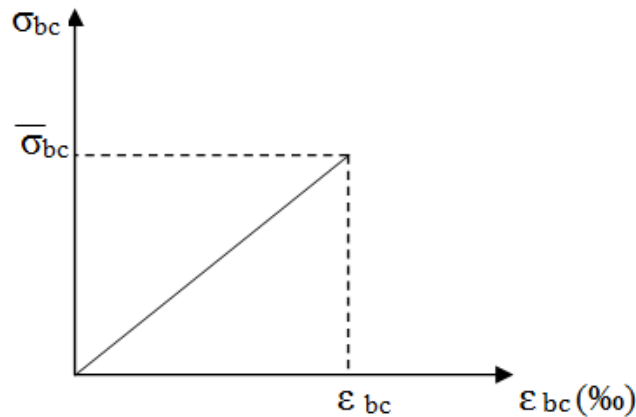
Donc :  $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1,5} \implies \sigma_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

La contrainte de compression du béton à l'ELS (symbole  $\bar{\sigma}_{bc}$ ) est limitée à :

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \implies \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$   
 $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Le comportement de béton est considéré comme linéairement élastique, donc le diagramme contrainte - déformation à l'ELS est une droite schématiser ci-dessous



**Figure. I.5 :** Diagramme contrainte - déformation du béton a l'ELS

**I.6.1.4. Contrainte ultime et admissible de cisaillement du béton**

➤ La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définit par rapport à l'effort tranchant ultime

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Avec : b : largeur de la pièce.  
 d : hauteur utile de la pièce.

➤ La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes selon CBA93 :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \quad \text{si Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \quad \text{si Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

Avec :  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité ( $\gamma_b = 1,5$ ).

$f_{cj}$  : résistance caractéristique à la compression du béton ( $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ ).

**I.6.1.5. Module de déformation longitudinal du béton**

➤ **Module de déformation instantanée**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$$

Avec :

$f_{cj}$  : désignant la résistance caractéristique à la compression à « j » jours.

$E_{ij}$  et  $f_{cj}$  en MPa

➤ **Module de déformation différée**

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

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

D'où :  $E_{vj} = E_{ij}/3$

Avec :  $E_{vj}$ ,  $E_{ij}$  et  $f_{cj}$  en Mpa

**I.6.1.6. Module de déformation transversale de béton**

Le module de déformation transversale de béton est donné par la relation suivante :

$$G = E/2.(1 + \nu)$$

$\nu$  : Coefficients de poisson

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- ✓  $\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU) (béton fissuré).
- ✓  $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service(ELS) (béton non fissuré).

**I.6.2. Les aciers**

Le matériau acier est un alliage Fer+Carbone en faible pourcentage.

Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- ✓ Nuance douce pour un pourcentage de carbone compris entre 0,15% à 0,25%
- ✓ Nuance mi-dure et dure pour un pourcentage de carbone compris entre 0,25% à 0,40%

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

- ✓ Acier naturel FeE 235  $f_e = 235$  Mpa
- ✓ Acier à haute adhérence FeE 400  $f_e = 400$  Mpa
- ✓ Treillis soudés de maille 200 x 200 mm<sup>2</sup> avec  $\Phi = 6$  mm
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200\,000 \text{ Mpa}$$

- Poids volumique de l'acier égal à :

$$\gamma_s = 78,5 \text{ KN /m}^3$$

**I.6.2.1. Contrainte limite de traction des aciers**

➤ **L'état limite ultime(ELU)**

La contrainte ultime à l'ELU est donnée par :

$$f_{su} = \sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$f_e$  : limite élastique des aciers utilisés.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité pris égale à :

- { 1 cas de situations accidentelles.
- { 1,15 cas de situations durables ou transitoires.

➤ **L'état limite de service(ELS)**

Les formes et les dimensions de chaque élément ainsi que les dispositions des armatures sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage.

Nous avons ainsi trois cas de fissurations :

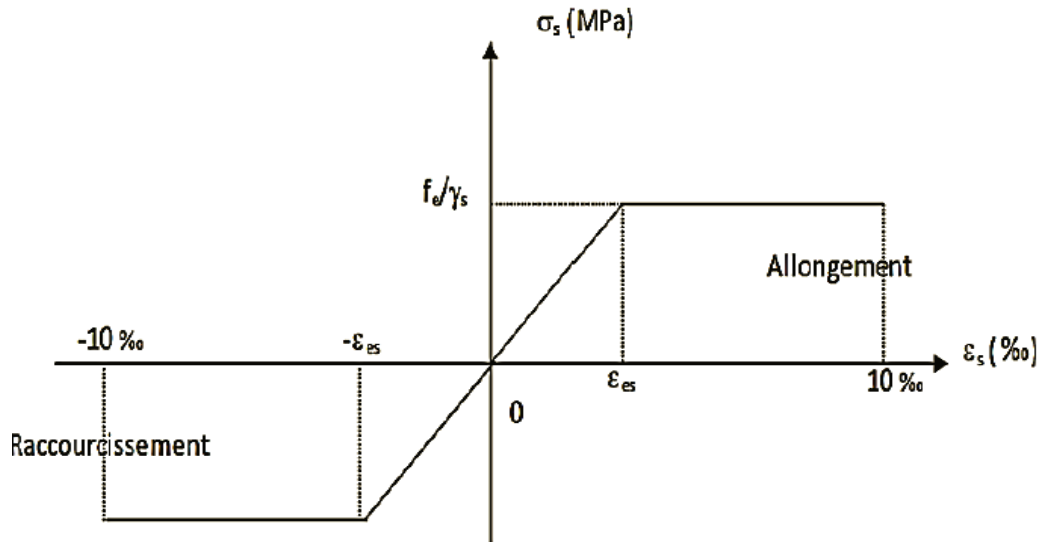
- ✓ Fissuration peu préjudiciable : Pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} [ 2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} ]$
- ✓ Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} [ 1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} ]$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration pris égale a :

- { 1 : pour des ronds lisses(RL)
- { 1,6 : pour les hautes adhérences avec  $\Phi \geq 6$  mm (HA)

➤ **Diagramme déformation- contrainte de l'acier (BAEL91/99)**

Le diagramme contrainte -déformation est donné dans la figure I.6



**Figure. I.6 :** Diagramme déformation- contrainte de l'acier

**I.6.3. Béton armé**

Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction et la flexion.

Le poids volumique du Béton armé est pris généralement égal a :

$$\gamma_b = 25 \text{KN} / \text{m}^3$$

**I.6.3.1. Principaux caractéristiques et avantages de béton armé**

➤ **La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les quatre opérations suivantes :**

- ✓ Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- ✓ Mise en place des armatures dans le coffrage.
- ✓ Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- ✓ Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

➤ **Les principaux avantages du béton armé sont :**

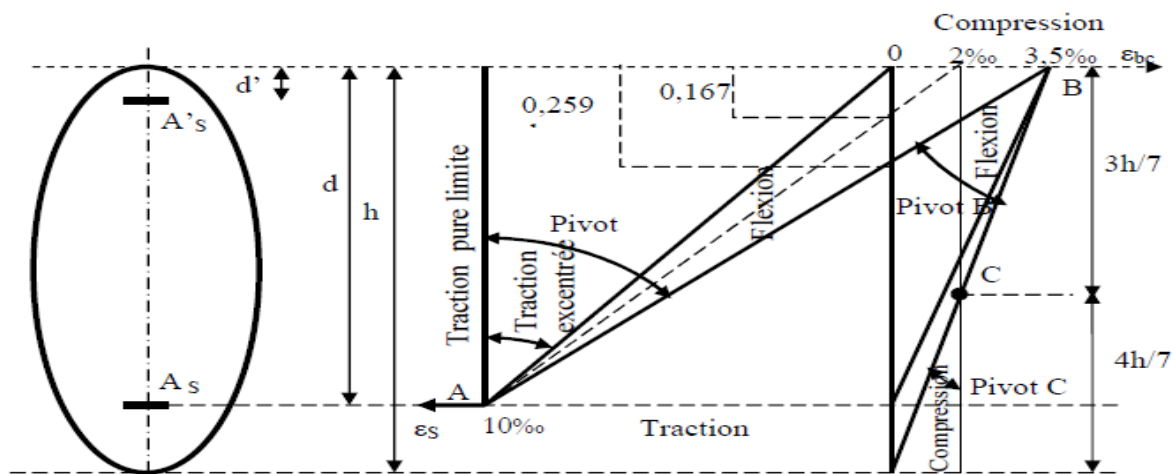
- ✓ Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- ✓ Souplesse des formes : elle résulte de la mise en oeuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- ✓ Résistance aux agents atmosphériques : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- ✓ Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- ✓ Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contre partie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

**I.6.3.2. Méthode de calcul**

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

❖ **Règle des trois pivots (BAEL91/99)**



**Figure 1.7 :** Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots  
 Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.  
 La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A,B ou C appelés pivots.

- **Traction pure :** toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations ; la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰.



L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par le pivot A.

- **Traction excentrée** : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, et la moins tendue  $\varepsilon_s < 10‰$ . Plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0. Les droites de déformation pivotent donc autour de pivot A jusqu'à la position AO.
- **Flexion (simple ou composée)** : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement  $\varepsilon_{bc}=3,5‰$  de la fibre de béton la plus comprimée. l'état limite ultime est atteint avec  $\varepsilon_s = 10‰$  et  $\varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$ .

La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance  $y=\alpha_{AB} \times d$  de la fibre la plus comprimée avec  $\alpha_{AB} = 3,5/(10+3,5)=0,259$  ; la flexion simple ou composée avec  $0 \leq \alpha \leq 0,259$  admet le pivot A.

Le cas particulier où  $\varepsilon_s = 10‰$  et  $\varepsilon_{bc} = 2‰$  correspond à  $\alpha = 2/(10+2) = 0,167$

Pour augmenter la zone comprimée, on ne peut plus augmenter  $\varepsilon_{bc}$  au de là de 3,5 ‰, il faut donc diminuer  $\sigma_s$ . La droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que:  $\varepsilon_s = 0$  ;  $\alpha = Y/d$  varie de 0,259 à 1

La flexion simple ou composée avec armature tendues avec  $0,259 \leq \alpha \leq 1$  admet le pivot B.

Si on fait tourner la droite autour de B, la petite partie de section située au dessous des armatures pourra travailler en partie en traction (pas de contrainte) et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée. La flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec  $1 \leq \alpha \leq h/d$ ) admet le pivot B.

- **Compression** : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser 2‰

La compression simple ou composée admet le pivot C, avec les déformations du béton suivent :

- $\varepsilon_{bc} \leq 2‰$  : Sur la fibre la plus moins comprimée.
- $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$  : Sur la fibre la plus comprimée .

**En résumé :**

**Pivot A** : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

**Pivot B** : flexion avec état limite ultime atteint dans le béton.

**Pivot C** : compression simple ou composée.

### I.6.3.3. Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul sont :

- **A l'état limite ultime (ELU)**
  - ✓ Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
  - ✓ Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
  - ✓ La résistance du béton à la traction est négligée.
  - ✓ Le raccourcissement du béton est limité à :
    - $\varepsilon_{bc}=2‰$  en flexion composée.
    - $\varepsilon_{bc}=3,5‰$  en compression simple
  - ✓ L'allongement de l'acier est limité à  $\varepsilon_s = 10‰$  .

- ✓ Les diagrammes contraintes- déformations sont définis pour :  
Le béton en compression.  
L'acier en traction et en compression

➤ **A l'état limite de service (ELS)**

- ✓ Les sections droites restent planes.
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✓ Le béton tendu est négligé.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.  
$$\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc} \quad \text{et} \quad \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$
- ✓ Par convention «n» correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = E_s / E_b = 15 \quad \text{coefficient d'équivalence}$$

### 1.6.3.4. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

➤ **Etat limite ultime**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante

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

➤ **Etat limite de service**

Combinaison d'action suivante :

$$G + Q$$

➤ **Etat limite accidentelle**

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes (RPA99/03) ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$$G+Q\pm E$$

$$0,8 G\pm E$$

Avec : G : charge permanente

Q : charge d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

## I.7. Conclusion

L'ouvrage qu'on étudie ,est un bâtiment (R+8, +sous-sol) de forme irrégulière , avec un contreventement par voiles.

Les matériaux utilisés sont de type ordinaire (Béton 25MPa, Acier HA 400MPa).

Nous allons par la suite dimensionner notre bâtiment à l'ELU et le vérifier à l'ELS.

**CHAPITRE II :**

**PREDIMENSIONNEMENT  
ET DESCENTE DE  
CHARGES**

## II.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va faire un dimensionnement initial des éléments structuraux résistants qui sont les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles. Dans notre cas, ce pré dimensionnement nous permet de connaître l'ordre de grandeur des dimensions de la structure.

La prédimensionnement représente le point de départ de justification vis-à-vis de la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales** : Elles sont dues aux charges d'exploitation et du poids propre qui sont transmises des planchers aux poutrelles, poutres, poteaux et enfin au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales** : Elles sont généralement d'origine sismique et sont transmises par les diaphragmes (planchers) aux éléments de contreventement (voiles).

Le pré dimensionnement sera fait selon les règles du CBA 93, BAEL91/99 et le RPA99/03, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et de béton et aussi de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

## II.2. Prédimensionnement des planchers

Les planchers constituent la séparation horizontale entre étages ; ils assurent la transmission des charges et surcharges vers les éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles). Ils fournissent aussi une bonne isolation thermique et acoustique.

Pour le bâtiment étudié, on a deux types de planchers :

- Plancher en Corps creux
- Plancher en Dalle pleine (RDC)

### II.2.1. Plancher à corps creux

Il concerne la dalle des planchers étage courant et plancher terrasse.

- L'épaisseur « e » est obtenue par la condition de flèche:

$$e \geq \frac{L}{22,5}$$

L : la portée maximale d'une poutrelle.

Dans notre cas : L = 3,8m

$$\text{D'ou : } e \geq 3,8/22,5 \implies e \geq 0,17\text{m}$$

On prend: **e = 21cm**

### II.2.2. Plancher en Dalle pleine

Il concerne la dalle de plancher du rez-de-chaussée. L'épaisseur à adopter sera la plus grande des conditions suivantes, appliquées au plus grand panneau dont la dimension de portée est maximale.

L'épaisseur d'une dalle en fonction de la portée est donnée selon le nombre d'appuis par les relations suivantes.

- Dalles reposant sur deux appuis :

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$$

- Dalles reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

L : est la portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas, la dalle reposant sur trois ou quatre appuis, a une portée égale à : 4,5m

$$\text{D'où: } \frac{4,5}{50} \leq e \leq \frac{4,5}{40} \quad \Rightarrow \quad 0,09\text{m} \leq e \leq 0,11\text{m}$$

On prend: **e = 11cm**

### II.2.3. Condition de résistance au feu

L'épaisseur à prendre pour vérifier cette condition est soit :

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

Dans notre cas on prend : **e = 15 cm.**

### II.2.4. Isolation phonique

Pour avoir une bonne isolation phonique, il faut que l'épaisseur du plancher dépasse 14cm selon les règles CBA93.

On prend : **e = 14 cm.**

### Conclusion :

- ✓ Pour les planchers à corps creux **e = 21 cm**. Ce qui nous donne un plancher constitué de hourdis de 16cm et une dalle de compression de 5cm.
- ✓ En ce qui concerne le plancher de rez-de-chaussée (dalle pleine), nous avons opté pour une épaisseur égale à : **e=15cm**

## II.3. Prédimensionnement des poutres

D'une manière générale, on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux qui transmettent les charges des planchers vers les éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles)

- Leur prédimensionnement est donné par les formules suivantes BAEL91/99:

$$\begin{cases} L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10 \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

- Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes d'après le RPA 99/03 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases}$$

Avec :

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre

### II.3.1. Poutres transversales (poutres principales)

La plus grande portée de notre bâtiment est :  $L_{max}=4,5m$

- ✓ hauteur de la poutre :  $4,5/15 \leq h_p \leq 4,5/10$   
 $0,3 \leq h_p \leq 0,45$

On prend:  **$h_p=40cm$**

- ✓ Largeur de la poutre :  $0,3 \times 0,40 \leq b_p \leq 0,7 \times 0,40$   
 $0,12 \leq b_p \leq 0,28$

Pour des conditions pratique (ferraillage et dans notre cas on a des murs d'épaisseur de 30cm). On prend :  **$b_p=30m$**

- Vérifications :

$h_p \geq 30$  (vérifiée).

$b_p \geq 20$  (vérifiée).

$h_p/b_p = 1,3 < 4$  (vérifiée).

⇒ Les conditions du RPA99/03 sont toutes vérifiées

### II.3.2. Poutres longitudinales (poutres secondaires)

La plus grande portée de notre bâtiment est :  $L_{max}=3.8m$

- ✓ hauteur de la poutre :  $3,8/15 \leq h_s \leq 3,8/10$   
 $0,25 \leq h_s \leq 0,38$

On prend:  **$h_s=35cm$**

- ✓ Largeur de la poutre :  $0,3 \times 0,35 \leq b_s \leq 0,7 \times 0,35$   
 $0,10 \leq b_s \leq 0,25$

Pour des conditions pratique (ferraillage et dans notre cas ona des murs extérieur d'épaisseur de 30cm). On prend :  **$b_p=30m$**

- Vérifications :

$h_s = 35 \geq 30$  (vérifiée).

$b_s = 30 \geq 20$  (vérifiée).

$h_s/b_s = 1,16 < 4$  (vérifiée).

⇒ Les conditions du RPA99/03 sont toutes vérifiées

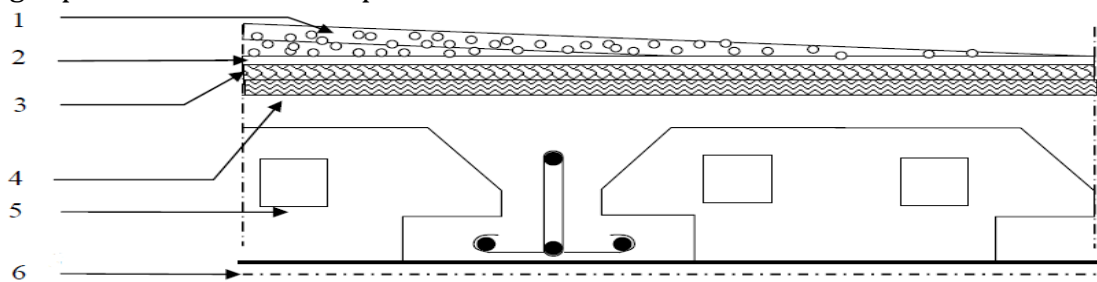
## II.4. Evaluation des charges et surcharges

La descente de charge a pour but de définir les charges qui reviennent aux planchers et qui sont transmises aux éléments porteurs.

Les charges permanentes surcharges d'exploitation sont définies par le DTR [4]

### II.4.1. Plancher terrasse inaccessible

La figure II.1 illustre la composition du plancher terrasse, et le tableau. II.1 récapitule les charges permanentes dues au plancher terrasse.



**Figure II.1: Terrasse inaccessible**

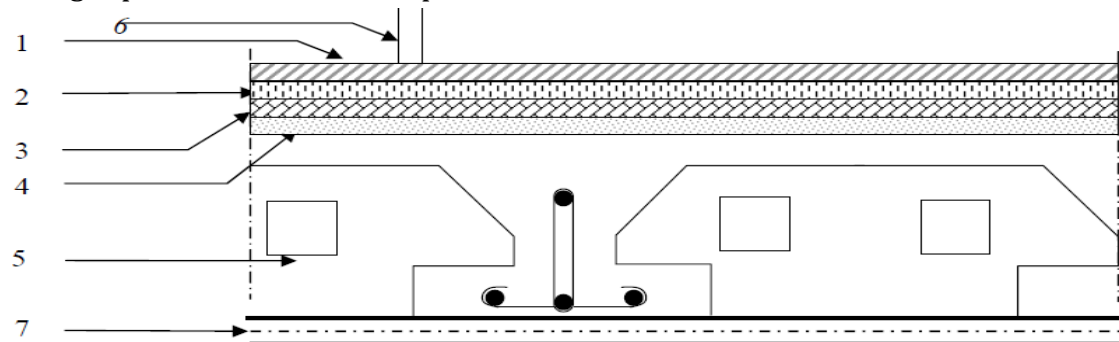
**Tableau. II.1** : Charges permanentes dues au plancher terrasse

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m <sup>3</sup> )	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Gravillon de protection	0,05	17	0,85
2-Etanchéité multi couche	0,02	6	0,12
3- Forme de pente	0,1	22	2,2
4- Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
5-Dalle à corps creux(Polystyrène)	0,16+0,05	-	2
6-Faux plafond (Placoplatre)	0,02	10	0,2

- Charge permanente (poids propre) : **G =5.53 KN/m<sup>2</sup>**.
- Surcharge d'exploitation sur terrasse inaccessible : **Q= 1 KN/m<sup>2</sup>**.

### II.4.2. Plancher étage courant

La figure II.2 illustre la composition du plancher terrasse, et le tableau II.2 récapitule les charges permanentes dues au plancher courant.



**Figure II.2:**Plancher étage courant

**Tableau. II.2:** Descente des charges (Plancher étage courant).

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	20	0,4
2-Mortier de ciment (Chappe)	0,02	20	0,4
3- Lit de sable fin	0,02	18	0,36
5- Dalle à corps creux(Polystyrène)	0,16+0,05	-	2
6-cloisons (Brique creux)	0,1	10	1
7- Faux plafond (Placoplatre)	0,02	10	0,2

- Charge permanente (poids propre) : **G =4.36KN/m<sup>2</sup>**
- Surcharge d'exploitation (plancher de 1<sup>ere</sup> -8<sup>eme</sup>) : logement **Q = 1,5 KN/m<sup>2</sup>**

### II.4.3. Dalles pleines

Les estimations concernent la dalle de plancher de rez-de-chaussée (RDC). La figure II.3 illustre la composition du plancher RDC. Le tableau II.3 récapitule les charges permanentes dues au plancher RDC.

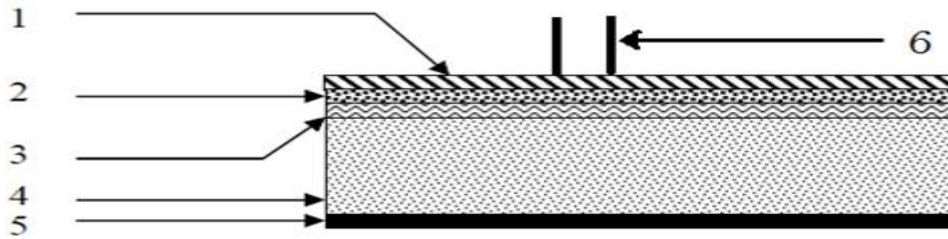


Figure II.3:Plancher dalle pleine (RDC)

Tableau. II.3 : Charges permanentes dues au plancher dalle pleine (RDC)

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G(KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	20	0,4
2-Mortier de ciment (Chappe)	0,02	20	0,4
3- Lit de sable fin	0,02	18	0,36
4-Dalle pleine	0,15	25	3,75
5- Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6-cloisons (Brique creux)	0,1	10	1

- Charge permanente (poids propre)  $G = 6,11 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation (plancher de Sous- Sol) : commerce  $Q = 4,00 \text{ KN/m}^2$

#### II.4.4. Mur extérieur (Cloisons doubles)

La maçonnerie utilisée dans notre ouvrage est de la brique en terre cuite creuse.

La figure II.4 illustre la composition de mur extérieur, et le tableau II.4 récapitule les charges permanentes dues au mur extérieur.

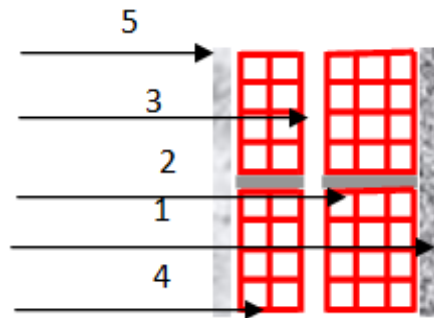


Figure II.4: coupe transversale du mur extérieur

Tableau II.4. Charges permanentes dues au mur en double cloison

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Enduit extérieur en ciment	0,02	18	0,36
2-Brique en terre cuite (creuses)	0,15	9	1,35
3-Ame d'air	0,05	-	-
4-Brique en terre cuite (creuses)	0,10	9	0,9
5-Enduit intérieur en ciment	0,02	18	0,36

- Charge permanente  $G = 2,97 \text{ KN/m}^2$



## **II.5. Prédimensionnement des poteaux**

Les poteaux sont des éléments porteurs, leur fonction principale est de reprendre les efforts dus aux charges du plancher ramenées par les poutres, et ensuite ils les transmettent aux fondations, et aussi de participer au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le prédimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0,9% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.

➤ **Les étapes de pré dimensionnement sont :**

- ✓ Le choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Le calcul de la surface reprise par ce poteau.
- ✓ La détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU et on fait la vérification suivant le RPA1991/03.

➤ **Les dimensions à prendre doivent vérifier les inégalités suivantes :**

- D'après le RPA99/03

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a, b)} \geq 30 \text{ cm (zone III)} \\ \text{Min (a, b)} \geq h_e / 20 \\ 1 / 4 < a / b < 4. \end{array} \right.$$

Avec : a et b : dimensions de la section plane du poteau  
 h<sub>e</sub>: hauteur du poteau

- D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 et l'article B.8.4.1 du BAEL91/ 99.

L'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante

$$Nu \leq N_{ulim} = \alpha \left( \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

N<sub>u</sub> : effort normal maximal à l'ELU (Nu=1,35N<sub>G</sub>+1,5N<sub>Q</sub>) calculé en utilisant la règle de dégression verticale.

B<sub>r</sub> : Section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$\left\{ \begin{array}{l} B_r = (b - 0,02) \times (a - 0,02) \text{ pour une section rectangulaire} \\ B_r = (a - 0,02)^2 \text{ pour une section carrée (a = b)} \end{array} \right.$$

γ<sub>b</sub> = 1,5 : Coefficient de sécurité du béton

γ<sub>s</sub> = 1,15 : Coefficient de sécurité de l'acier

f<sub>c28</sub>=25Mpa : résistance caractéristique du béton

f<sub>e</sub> =400Mpa: résistance caractéristique de l'acier

A<sub>s</sub> : section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,9% de la section réelle du poteau en zone III. D'après l'article 7.4.2.1 du RPA99/03 on trouve :

$$\frac{A_s}{B} = 0.009 \approx \frac{A_s}{B_r} \implies A_s = 0,009B_r$$

α : coefficient fonction de l'élançement géométrique λ du poteau donné par le CBA 93 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$\lambda$  : L'élanement géométrique

$$\lambda = l_f/i = (l_f \times \sqrt{12})/b$$

Avec:

$l_f$ : longueur de flambement ; on suppose que :  $l_f = l_0$

$l_0$  : longueur libre du poteau ;  $l_0 = l_f = 3,06 - 0,21 = 2,85$  m pour les étage courant

$$l_0 = l_f = 3,91 - 0,21 = 3,7$$
 m pour le RDC

$$l_0 = l_f = 2,55 - 0,15 = 2,4$$
 m pour le sous-sol

$i$  : rayon de giration de la section du béton ;  $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

$$I = ab^3/12 \quad \text{et} \quad B = a \times b$$

$I$  : moment d'inertie (dans le sens de la section susceptible de se déformer) de la section du béton par rapport à son centre de gravité.

**On prend  $\lambda = 35$  ( $\lambda \leq 35$ ) pour s'assurer qu'il n'y aura pas de flambement et pour rester dans le domaine de la compression simple.**

Donc :  $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{35}{35} \right)^2} = 0.708 \implies \alpha = 0,708$

On obtient :

$$N_u \leq N_{ult} = 0,708 \left( \frac{B_r \times 25000}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,009 B_r \times 400000}{1,15} \right)$$

$$N_u \leq N_{ulim} = 15370.75 B_r$$

Tel que :  $N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$

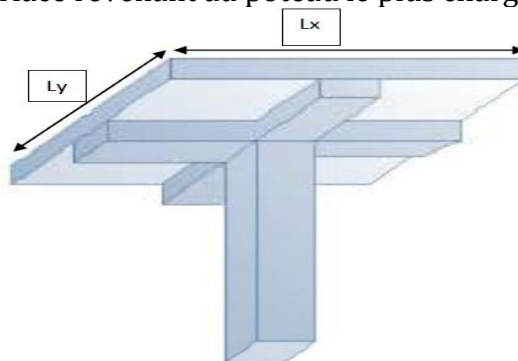
$N_G$  : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré en KN.

$N_Q$  : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau en KN.

$B_r$  : Section réduite du poteau en m<sup>2</sup>

### II.5.1. Charges et surcharges revenant au poteau le plus chargé

La figure II.5 illustre la surface revenant au poteau le plus chargé :



**Figure II.5:** Dimensions du plancher revenant au poteau le plus sollicité.

Avec :  $L_x=3,6$  m

$L_y=4$  m

$$S_{\text{plancher}} = 4 \times 3,6 = 14,4 \text{ m}^2$$

### II.5.1.1. Les charges permanentes

On prend une valeur moyenne de dimensions de poteau  $a=b=50\text{cm}$  pour le sous-sol et RDC, et de dimension  $a=b=45\text{cm}$  pour du 1<sup>ère</sup> étage jusqu'au 4<sup>ème</sup> étage, et de dimension  $a=b=40\text{cm}$  du 5<sup>ème</sup> étage jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage. Pour calculer les charges permanentes de poteau.

- **Sous Plancher terrasse :**

- Poutres principales :  $(0,30 \times 0,40 \times 4) \times 25 = 12 \text{ KN}$

- Poutres secondaires :  $(0,30 \times 0,35 \times 3,6) \times 25 = 9,45 \text{ KN}$

- Plancher :  $(4 \times 3,6) \times 5,53 = 79,632 \text{ KN}$

- Poteaux :  $((0,40 \times 0,40 \times 2,66) \times 25) = 10,64 \text{ KN}$

$$G_{\text{Terrasse}} = 111,72 \text{ KN}$$

- **Sous Plancher courant:**

- Poutres principales :  $(0,30 \times 0,40 \times 4) \times 25 = 12 \text{ KN}$

- Poutres secondaires :  $(0,30 \times 0,35 \times 3,6) \times 25 = 9,45 \text{ KN}$

- Plancher Corps creux:  $(4 \times 3,6) \times 4,36 = 62,784 \text{ KN}$

- Poteaux :

$$(0,5 \times 0,5 \times 2,66) \times 25 = 16,625 \text{ KN}$$

$$(0,45 \times 0,45 \times 2,66) \times 25 = 13,466 \text{ KN}$$

$$(0,40 \times 0,40 \times 2,66) \times 25 = 10,64 \text{ KN}$$

Pour :  $a=50\text{cm}$

$$G_{\text{Courant}} = 100,859 \text{ KN}$$

Pour :  $a=45\text{cm}$

$$G_{\text{Courant}} = 97,70 \text{ KN}$$

Pour :  $a=40\text{cm}$

$$G_{\text{Courant}} = 94,874 \text{ KN}$$

- **Sous Plancher de RDC :**

- Poutres principales :  $(0,30 \times 0,40 \times 4) \times 25 = 12 \text{ KN}$

- Poutres secondaires :  $(0,30 \times 0,35 \times 3,6) \times 25 = 9,45 \text{ KN}$

- Plancher dalle plane :  $(4 \times 3,6) \times 6,11 = 88 \text{ KN}$

- Poteaux :  $(0,50 \times 0,50 \times 2,15) \times 25 = 13,44 \text{ KN}$

$$G_{\text{sous-sol}} = 122,9 \text{ KN}$$

### II.5.1.2. Dégression des surcharges d'exploitation

Notre bâtiment est à usage d'habitation et comporte plus de 5 niveaux donc d'après le DTR B.C.2.2 la dégression doit être prise en compte dans les calculs.

La loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation sont réduites à chaque fois de 10% pour chaque étage jusqu'à 50% (valeur conservée pour les étages inférieurs) sauf pour la terrasse et le dernier étage (sous-sol) ou elles conservent leur valeur.

Sous la terrasse :  $Q_0$

Sous le 8<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous le 7<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 6<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5ème étage :  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Donc :

Sous les n ème étage :  $Q_0 + ((3+n)/2n) \sum_{i=1}^n Q_i$

Avec :

i : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

n : nombre total de niveaux.

**Tableau II.5:** Dégression de charges

Dégression de charges	Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )
$Q_0$	1
$Q_0 + Q_1$	2,5
$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	3,85
$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,1
$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
$Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,5
$Q_0 + 0,68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9,25
$Q_0 + 0,66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) + Q_9$	13

Avec :  $Q_0 = 1 \text{KN/m}^2$

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = 1,5 \text{KN/m}^2$

$Q_9 = 4 \text{KN/m}^2$

### II.5.1.3. Effort normal à retenir pour le prédimensionnement des poteaux

On majorera  $N_u$  de 10% conformément aux règles CBA93 et BAEL91/99, pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas de bâtiment comportant au moins trois travées.

**Tableau II.6:** Descente de charges de poteau le plus sollicité

Niveau	$N_G$ (KN)	$N_Q$ (KN)	$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$	$1,1N_u$ (KN)
sous terrasse	111,72	14,4	172,422	189,664
sous 8ème étage	206,594	36	332,902	366,192
sous 7ème étage	301,468	55,44	490,142	539,156
sous 6ème étage	396,342	72,72	644,142	708,556
sous 5ème étage	494,042	87,84	798,717	878,588
sous 4ème étage	591,742	100,8	950,052	1045,057
sous 3ème étage	689,442	111,6	1098,147	1207,961
sous 2ème étage	787,142	122,4	1246,242	1370,866
sous 1ème étage	888,001	133,2	1398,601	1538,461
sous RCD	1010,901	187,2	1645,516	1810,068

### II.5.2. Vérification

#### ➤ Vérification de l'effort normal

$$N_u \leq N_{ulim} = 15370,75 B_r$$

Avec :  $B=a \times a$   
 $B_r = (a - 0,02)^2$

**Tableau II.7:** Vérification de l'effort normal

Niveau	Section B (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ulim</sub> (KN)	N <sub>u</sub> (KN)	N <sub>u</sub> ≤ N <sub>ulim</sub>
sous terrasse	40×40	2219,53	189,664	vérifiée
sous 8ème étage	40×40	2219,53	366,192	vérifiée
sous 7ème étage	40×40	2219,53	539,156	vérifiée
sous 6ème étage	40×40	2219,53	708,556	vérifiée
sous 5ème étage	45×45	2842,05	878,588	vérifiée
sous 4ème étage	45×45	2842,05	1045,057	vérifiée
sous 3ème étage	45×45	2842,05	1207,961	vérifiée
sous 2ème étage	45×45	2842,05	1370,866	vérifiée
sous 1er étage	50×50	3541,42	1538,461	vérifiée
sous RDC	50×50	3541,42	1810,068	vérifiée

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante exigée par le RPA99/03 :

$$v = \frac{N}{B_c \times f_{c28}} < 0,3$$

Avec:  $v$  : effort normal réduit

$N$  : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

$B_c$  : aire (section brute) de poteau ;

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton ( $f_{c28}=25\text{Mpa}$ )

➤ **Justification des poteaux vis-à-vis des états limites de stabilité de forme**

D'après le CBA93, il faut vérifier aussi que  $\lambda \leq 35$  pour qu'il n'y ait pas de flambement dans les poteaux.

**Tableau II.8:** Vérification des poteaux

Niveau	Sections des poteaux B <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )	$v = \frac{N}{B_c \times f_{c28}} < 0,3$	$\lambda = \frac{l_0 \sqrt{12}}{b} \leq 35$
sous terrasse	40×40	0,047	24,68
sous 8ème étage	40×40	0,091	24,68
sous 7ème étage	40×40	0,134	24,68
sous 6ème étage	40×40	0,177	24,68
sous 5ème étage	45×45	0,173	21,94
sous 4ème étage	45×45	0,206	21,94
sous 3ème étage	45×45	0,238	21,94
sous 2ème étage	45×45	0,270	21,94
sous 1ère étage	50×50	0,246	25,63
sous RCD	50×50	0,289	16,63

➤ **Vérification des raideurs des Poteaux par rapport aux poutres**

On doit Vérifier que les raideurs des poteaux est supérieure aux raideurs des poutres des plancher:

$$\frac{I_{\text{poteau}}}{H} \geq \frac{I_{\text{poutres}}}{L}$$

Avec :

$I_{\text{poteau}}$  : Moment d'inertie des poteaux

$$I = ab^3/12 = b^4/12 = (40)^4/12 = 2,56 \times 10^5 \text{cm}^4$$

H : hauteur libre de poteau

$$H = 3,06 - 0,21 = 2,85 \text{m} = 285 \text{cm}$$

$I_{\text{poteau}}$  : Moment d'inertie des poutres

$$I = b'h^3/12 = 30.(40)^3/12 = 1,6 \times 10^5 \text{cm}^4$$

L : longueur de la poutre

$$L = 3,6 - 0,4 = 3,2 \text{m} = 320 \text{cm}$$

$$\frac{I_{\text{poteau}}}{H} = \frac{2,56 \times 10^5}{285} = 898 \geq \frac{I_{\text{poutres}}}{L} = \frac{1,6 \times 10^5}{320} = 500$$

Donc : le choix de l'hauteur de flambement :  $l_f = l_0$  est justifier

➤ **Vérification des dimensions du RPA99/03**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a, b)} = 40 \text{cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{en zone III} \\ \text{Min (a, b)} = 40 \text{ cm} \geq h_e / 20 = 19 \text{cm} \\ 1 / 4 < \frac{a}{b} = 1 < 4. \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors les sections choisies sont satisfaisantes.

## II.6. Prédimensionnement des voiles

Les murs en béton armé (voiles) servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99/03 article 7.7.1, les éléments satisfaisant la condition ( $L > 4 e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires, l'épaisseur minimale  $e_{\text{min}}$  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.

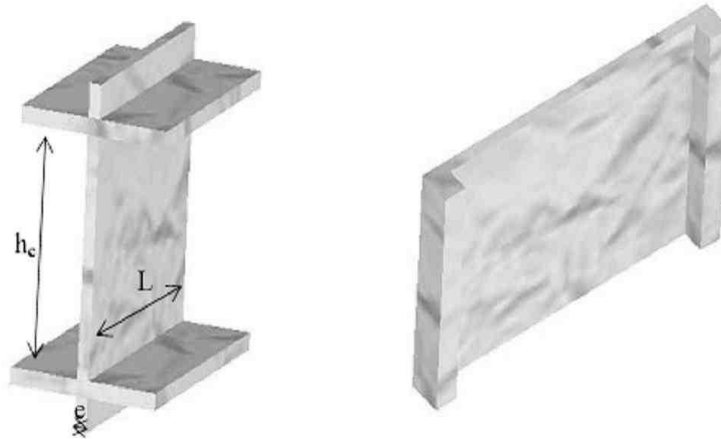


Figure II.6 : Schéma et dimensions des voiles (Coupe de voile en élévation.).

Avec : L : portée du voile.

e : épaisseur du voile ( $e_{\min} = 15$  cm).

$h_e$  : hauteur libre d'étage ( $3,06 - 0,21 = 2,85$  m)

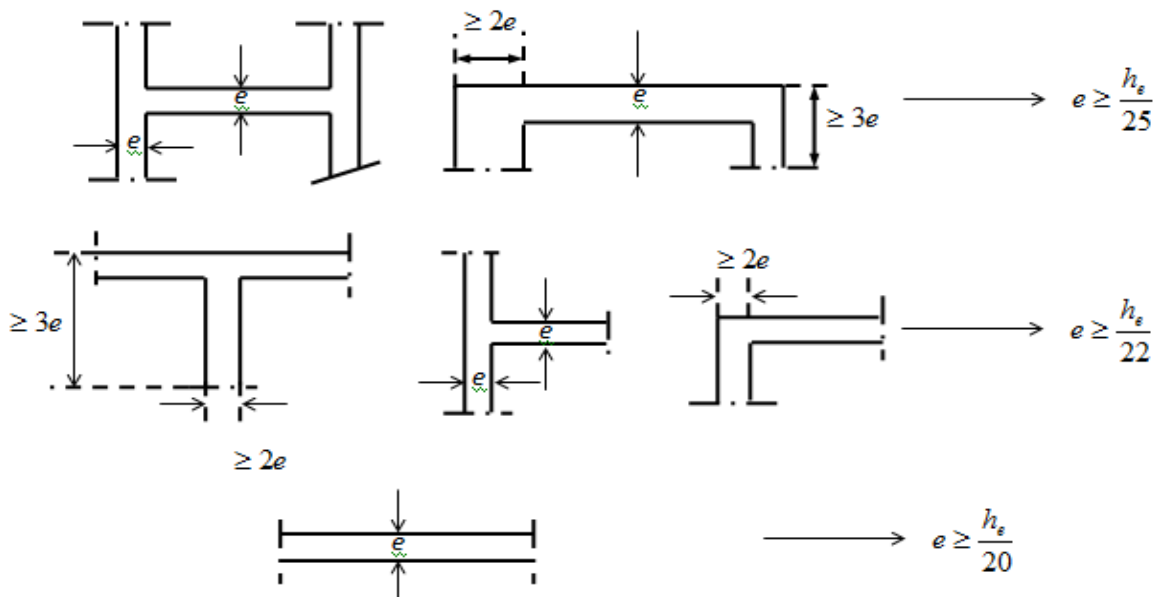


Figure II.7 : Coupes de voile en plan

**On a deux types de voiles**

➤ Les voiles à abouts libres :

Selon le RPA 99/03, les voiles doivent vérifier :

$$\begin{cases} e \geq 15 \\ e \geq h_e/20 \\ L \geq 4 \times e \end{cases}$$

➤ Les voiles à deux abouts :

Selon le RPA 99/03, les voiles doivent vérifier :

$$\begin{cases} e \geq 15 \\ e \geq h_e/25 \\ L \geq 4 \times e \end{cases}$$

$$e = \max (15 ; h_e/20 ; h_e/25)$$

Avec : L : portée du voile.

e : épaisseur du voile ( $e_{\min} = 15$  cm).

$h_e$  : hauteur libre d'étage

On a :  $h_{e\max} = 3.91 - 0,21 = 3,7$  m

Donc:  $e = \max(15; 18,5; 14,8) \implies e = 18,5$

On prend pour épaisseur du voile : **e = 20cm pour tout les étages**

### II.7. Conclusion

Le prédimensionnement des éléments structuraux est une étape importante dans le calcul, il permet de limiter les erreurs dans le ferrailage par la suite.

Le redimensionnement des éléments n'est pas à exclure par la suite dans le cas où la structure est soumise à des efforts non pris en compte dans le prédimensionnement.

Dans l'étude qui va suivre nous allons adopter les sections suivantes :

- Dalle a corps creux : épaisseur de 21 cm (16+5)
- Dalle pleine (RDC) : épaisseur de 15 cm
- Poutre longitudinale (principale) : (30x40) cm<sup>2</sup>
- Poutre transversale (secondaire) : (30x35) cm<sup>2</sup>
- Poteaux (40 x 40 ; 45 x 45 ; 50 x 50) cm<sup>2</sup>
- Voile : épaisseur de 20 cm



# **CHAPITRE III :**

## **ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

### III.1. Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne représentent pas une fonction porteuse et de résistance aux actions sismiques (contreventement) ; on les considère comme des éléments secondaires. Leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usagers.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certains éléments 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 car ils peuvent être sollicités par l'ossature qui se déforme. Ils peuvent même modifier la période d'oscillation de la structure et créer une distorsion d'ensemble.

Dans ce présent chapitre, nous ferons le calcul des éléments suivants :

- ✓ L'acrotère ;
- ✓ Les balcons ;
- ✓ Les escaliers ;
- ✓ Les planchers ;

### III.2. Acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité en béton armé réalisé au niveau de la terrasse, pour éviter toute chute accidentelle.

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  $Q=1\text{kN/ml}$  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.

#### ➤ Caractéristiques géométriques et modélisation de l'acrotère

La figure.III.1 illustre les dimensions de l'acrotère ainsi que le schéma statique :

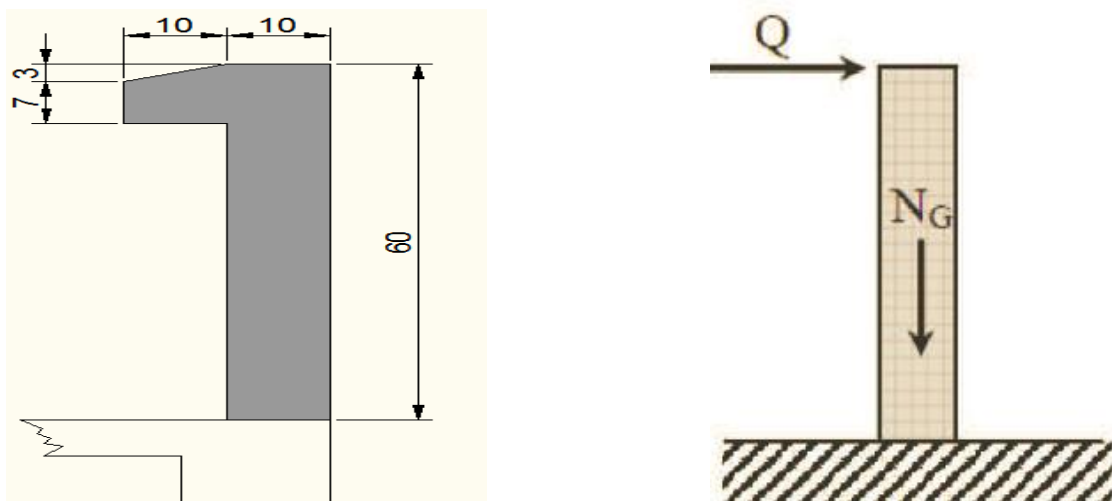


Figure. III.1 : Caractéristiques géométriques et modèle de calcul de l'acrotère

### III.2.1. Evaluation des sollicitations de calcul

Le calcul s'effectue pour une bande de 1ml

$$NG = [(0,6 \times 0,1 \times 1) + (\frac{0,07 + 0,1}{2} \times 0,1 \times 1)] 25 = 1,71 \text{ KN}$$

✓  $N_G = 1,71 \text{ KN/ml}$

✓  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

➤ **Effort normal**

ELU:  $N_u = 1,35 \times N_G = 1,35 \times 1,71 = 2,30 \text{ KN/ml}$

ELS:  $Q_s = 1 \times Q = 1,71 \text{ KN/ml}$

➤ **Moment de flexion**

$M = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN/ml}$

ELU:  $M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN/ml}$

ELS:  $M_{ser} = 1 \times M = 0,6 \text{ KN/ml}$

➤ **Effort tranchant**

$V = Q = 1 \text{ KN/ml}$

ELU:  $V_u = 1,5 \times V = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$

ELS:  $V_s = 1 \times V = 1 \text{ KN/ml}$

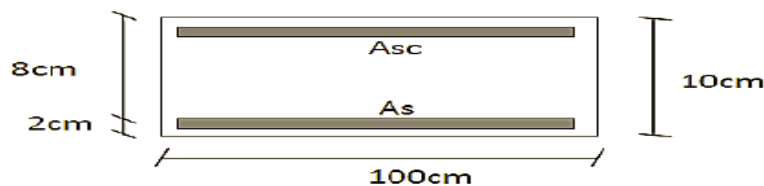
Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau III.1 :

**Tableau.III.1** : Actions et sollicitations agissant sur l'acrotère

	N(KN/ml)	V <sub>max</sub> (KN/ml)	M <sub>max</sub> (KN.m/ml)
<b>ELU</b>	2,30	1,5	0,9
<b>ELS</b>	1,71	1	0,6

### III.2.2. Calcul de ferrailage

La section transversale de l'acrotère est de (100 x 10) cm (la section dangereuse est celle de l'encastrement), avec un enrobage de 2 cm ; elle est soumise à une flexion composée (voir Figure.III.2) :



**Figure.III.2** : Dimensions de la section dangereuse de l'acrotère.

#### III.2.2.1. Calcul à l'ELU

➤ **Calcul l'excentricité**

$e_0 = M_u / N_u$

$e_0 = 0,9 / 2,3 = 0,39 \text{ m}$

$e_1 = h / 2 = 0,1 / 2 = 0,05 \text{ m}$

Donc :  $e_0 > e_1$

Dou : Le centre de pression se trouve en dehors de la section donc elle est partiellement Comprimée (SPC).

➤ **Calcul de l'élançement mécanique**

$$\lambda = l_f / i = l_f \frac{\sqrt{12}}{h}$$

Avec:

$l_f$  : longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times H = 2 \times 0,6 = 1,2$  m

$h$  : largeur de notre élément ;  $h = 0,10$  m

$i$  : rayon de giration de la section du béton ;  $i = \sqrt{B/I} = \frac{\sqrt{12}}{h}$

$$B = b \cdot h \quad \text{ET} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

$$\lambda = 1,2 \times \frac{\sqrt{12}}{0,1} = 41,57 \quad \Rightarrow \quad \lambda \leq 50$$

Donc : l'état limite de stabilité de forme (flambement) est vérifié.

➤ **L'excentricité accidentelle ( $e_a$ )**

$e_a \geq \text{Max}(2\text{cm} ; l/250) \Rightarrow e_a = 2$  cm avec  $l = 60$  cm

$\Rightarrow e = e_a + e_0 = 0,41$  m = 41 cm

Nous allons établir les calculs avec des sollicitations majorées par le coefficient  $\gamma_n$  :

Pour :  $e_0/h = 0,39/0,1 = 0,39 \geq 1$

On a :  $\gamma_n = 1 + 0,2 \times (\lambda/35)^2 \times (h/e_0)$

$$\gamma_n = 1 + 0,2 \times (41,57/35)^2 \times (0,1/0,39)$$

$$\gamma_n = 1,07$$

**D'où pour  $\lambda \leq 50$ , nous aurons la combinaison**

✓ Sollicitation par rapport au centre de gravité du béton :

$$N_u = \gamma_n \times N_{u0} = 1,07 \times 2,3 = 2,46 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \gamma_n \times M_{u0} + N_u \times e_a = 1,07 \times 0,9 + 2,46 \times 0,02 = 1,01 \text{ KN.m/ml}$$

✓ Sollicitation par rapport aux armatures tendues (Moment de flexion fictif) :

$$M_{u/As} = M_u + N_u \times e_{As} = M_u + N_u \times (d-h/2)$$

$$M_{u/As} = 1,01 + 2,46 \times (0,08 - 0,1/2) = 1,08 \text{ KN.m/ml}$$

**Nous calculerons la section des armatures en flexion simple sous l'action du moment  $M_{u/As}$  car : La section est partiellement comprimée (S.P.C)**

Nous avons :  $h = 0,1$  m ;  $d' = 0,02$  m  $d = h - d' = 0,08$  m ;  $b = 1$  m ;

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

$$f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

Notons :  $M_{u/As} = M_u = 1,08 \text{ KN.m/ml}$

$$\mu = \frac{M_u}{bb^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{1,08 \times 10^{-3}}{1(0,08)^2 \cdot 14,17} = 0,012 \Rightarrow \mu \leq 0,48$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012}) = 0,015 \leq 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$A_s = \frac{0,8\alpha b d f_{bu}}{f_{su}}$$

$$A_s = \frac{0,8 \times 0,015 \times 1 \times 0,08 \times 14,17}{348} = 0,39 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :  $A_{sc} = 0$

$$A_s = 0.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$h$  : hauteur totale de la section.

$b$  : largeur de section.

$d$  : hauteur utile.

$A_{sc}$  : armatures comprimées.

$A_s$  : armatures tendues.

$\alpha$  : angle d'une armature avec la fibre moyenne.

$\mu$  : coefficient de frottement.

$y$  : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

### III.2.2.2. Calcul à l'ELS

On a :

$$N_{ser} = 1,71 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m/ml}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,71} = 0,35 \text{ m}$$

$$e_1 = h/6 = 0,1/6 = 0,016 \text{ m}$$

$e_0 \geq e_1 \iff$  la Section est partiellement comprimée (SPC).

**Le calcul des armatures s'effectue en se ramenant à une étude de flexion simple**

$$M_{ser/As} = M_{ser} + N_{ser} \times e_{As} = M_{ser} + N_{ser} \times (d - h/2)$$

$$M_{ser/As} = 0.6 + 1.71 (0,08 - 0,1/2) = 0,65 \text{ KN.m/ml}$$

➤ Nous avons les équations d'équilibre d'une section soumise à la flexion simple :

$$\begin{cases} M = \frac{1}{2} \times \sigma_{bc} \times b \times y \times (d - \frac{y}{3}) \\ A_s \times \sigma_s = \frac{1}{2} \times b \times y \times \sigma_{bc} \end{cases}$$

✓ D'après le diagramme des contraintes nous avons :

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha \sigma_s}{(1-\alpha)n} \quad \text{avec} \quad \alpha = y/d$$

En portant cette relation dans les expressions précédentes, nous obtenons :

$$\sigma_s \times \alpha^3 - 3 \times \sigma_s \times \alpha^2 - \frac{6nM}{bd^2} \times \alpha + \frac{6nM}{bd^2} = 0$$

En fixant :

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} [ 2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}} ] \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\sigma_s = \text{min} (2/3 \times 400, 201,6) \iff \sigma_{st} = 201,6 \text{ Mpa}$$

Avec:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les armatures à hautes adhérence}$$

$$n = 15$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0,08 \text{ m}$$

$$M = 0,65 \text{ kn.m/ml}$$

**Nous aurons alors après avoir résolu l'équation du 3<sup>ème</sup> degré :**

$$\alpha = 0,117 \iff \text{Axe neutre : } y = \alpha \times d = 0,117 \times 0,8 = 0,94 \text{ cm}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,117 \times 201,6}{(1-0,117)15} \implies \sigma_{bc} = 1,78 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \implies A_{sc} = 0$$

$$A_{s,ser} = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \sigma_s} - \frac{N}{\sigma_s}$$

$$A_{s,ser} = \frac{0,117 \times 1 \times 0,08 \times 1,78}{2 \times 201,6} - \frac{1,71 \times 10^{-3}}{201,6} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s,ser} = 0$

$$A_{s,ser} = 0,33 \text{ cm}^2$$

### III.2.2.3. Condition de non fragilité (CBA /Article B5.3)

$$\text{On a : } A_{s,min} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s,min} \geq 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{D'où : } A_{s,min} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max ( A_{s,u} ; A_{s,ser} ; A_{s,min} ) \implies A_s = 0,97 \text{ cm}^2$$

### III.2.3. Vérification au cisaillement

$$\text{On a : } T_u = V_u = 1,5 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPa} ) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 1,5 \times 10^{-3} / (1 \times 0,08) = 0,018 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$  Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant, la section ne nécessite pas d'armatures transversales.

### III.2.4. Vérification au séisme

D'après le RPA 99/03 (Article 6.2.3), les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone.

$$A = 0,25 \quad (\text{groupe 2, zone III}).$$

$C_p$  : Facteur de force horizontale

$$C_p = 0,80 \quad (\text{élément en console})$$

$W_p$  : Poids de l'élément considéré (l'acrotère)

$$W_p = 1,71 \text{ KN/ml}$$

D'où ;

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,80 \times 1,71 = 1,36 \text{ KN/ml}$$

On retient comme ferrailage de l'acrotère celui obtenu sous l'ELS si  $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 1,36 \text{ KN/ml} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN/ml}$$

$$F_p < 1,5Q \implies \text{la condition est vérifiée.}$$

### III.2.5. Schéma de ferrailage

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

$$A_{sr} = \frac{1}{4}A_{sv} \implies A_{sr} = \frac{1}{4} \times 0.97 = 0,25\text{cm}^2$$

Escapement (CBA93):  $S_t \leq \min(3h, 33\text{ cm}) = 30\text{cm} \implies S_t \leq 30\text{cm}$

#### Choix des armatures (Figure.III.3)

- Armatures verticales :  $A_{sv} = 5 \text{ HA8 /ml} = 2,51 \text{ cm}^2 > 0.97\text{cm}^2; S_t = 25 \text{ cm}$
- Armatures de répartition:  $A_{sr} = A_v/4$ , soit  $A_r = 5\text{HA6} = 1.41\text{cm}^2; S_t = 20 \text{ cm}$

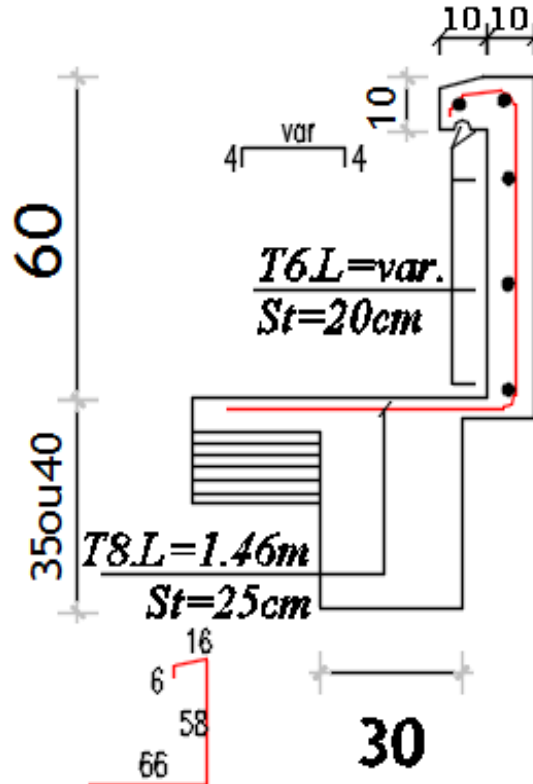


Figure.III.3 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

### III.3. Etude de balcon

Les balcons sont des dalles pleines. Notre bâtiment comporte plusieurs types de balcon (balcon avec des portées variant entre 1,2 m et 1,5 m).

On l'assimile à une console (portes à faux), donc des dalles encastées sur un seul côté au niveau des poutres. Ils seront calculés comme étant des poutres consoles, de portée  $L = 1,5\text{m}$ . (grande portée des balcons)

- Le balcon est soumis à:
  - ✓ Son poids propre (Charge répartie de la dalle plane et la charge du garde-corps).
  - ✓ La surcharge d'exploitation.

La Figure.III.4 représente le schéma statique de calcul.

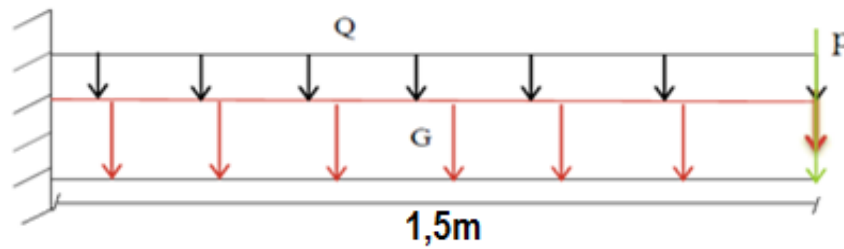


Figure.III.4 : Schéma statique du balcon

➤ **Epaisseur des balcons:**

- La condition de limites de déformation est donnée par :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{soit} \quad e \geq \frac{1,5}{10} = 0,15\text{m} = 15\text{cm}$$

On prend: **e=15cm**

- Isolation phonique (acoustique) :

$$e \geq 14\text{cm}$$

L'épaisseur des balcons est prise égale à : **e=15cm**

**III.3.1. Evaluation des charges et des surcharges pour les balcons (DTR BC2.2)**

➤ **Charge répartie permanente (dalle pleine):**

La figure III.5 illustre la composition du plancher terrasse, et le tableau III.2 récapitule les charges permanentes dues au balcon

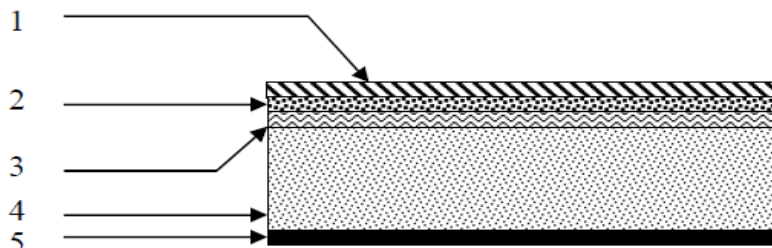


Figure.III.5: Evaluation des charges pour les balcons

Tableau III.2 : Charges permanentes dues au balcon

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G(KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	20	0,4
2-Mortier de ciment (Chappe)	0,02	20	0,4
3- Lit de sable fin	0,02	18	0,36
4-Dalle pleine	0,15	25	3,75
5- Enduit de plâtre	0,02	10	0,2

✓ Charge répartie permanente (dalle pleine): **G=5,11KN/m<sup>2</sup>**

✓ Surcharge d'exploitation pour les balcons: **Q=3,5 KN/m<sup>2</sup>**

➤ **charge du garde-corps P :**

Le Garde-corps est réalisé en maçonnerie (briques creuses de 10cm), en une seule paroi avec une hauteur de 1,2m.



**Tableau III.3 :** Charges permanentes dues au garde-corps (mur en Une seule paroi)

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Enduit face extérieure en ciment	0,02	18	0,36
2-Brique en terre cuite (creuse)	0,10	10	1
5-Enduit face intérieure en ciment	0,02	18	0,36

Charge permanente  $P_G=1,72 \text{ KN/m}^2$

✓ charge du garde-corps :  $P=1,72 \times 1,2=2,1 \text{ KN/m}$

### III.3.2. Combinaisons des charges et évaluation des sollicitations de calcul

La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Le calcul s'effectue pour une bande de 1ml

#### ➤ Moment de flexion

$$M = q \frac{L^2}{2} + PL$$

$$\text{ELU: } M_u = (1,35G + 1,5Q) \frac{L^2}{2} + 1,35.P.L = (1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 3,5) \frac{(1,5)^2}{2} + 1,35 \times 2,1 \times 1,5$$

$$M_u = 17,92 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{ELS: } M_{\text{ser}} = (G+Q) \frac{L^2}{2} + P.L = (5,11 + 3,5) \frac{(1,5)^2}{2} + 2,1 \times 1,5 = 12,84 \text{ KN.m/ml}$$

#### ➤ Effort tranchant

$$V = qL + p$$

$$\text{ELU: } V_u = (1,35G + 1,5Q)L + 1,35P = (1,35 \times 5,11 + 1,5 \times 3,5) \cdot 1,5 + 1,35 \times 2,1 = 21,06 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } V_{\text{ser}} = (G+Q)L + P = (5,11 + 3,5) \times 1,5 + 2,1 = 15,02 \text{ KN/ml}$$

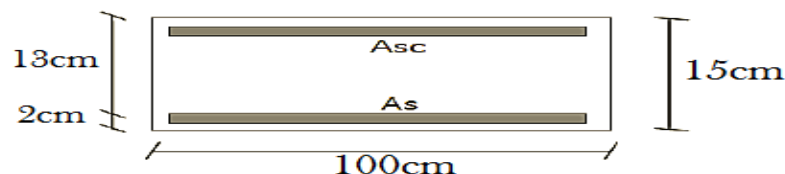
Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau III.4 :

**Tableau.III.4 :** Actions et sollicitations agissant sur le balcon.

	$V_{\text{max}}$ (KN/ml)	$M_{\text{max}}$ (KN.m/ml)
<b>ELU</b>	21,06	17,92
<b>ELS</b>	15,02	12,84

### III.3.3. Calcul du ferrailage

La section transversale du balcon est de (100 x 15) cm<sup>2</sup> (la section dangereuse est celle de l'encastrement), avec un enrobage de 2 cm ; elle est soumise à une flexion simple :



**Figure.III.6 :** Dimensions de la section dangereuse du balcon.

#### III.3.3.1. Calcul à l'ELU

Nous avons :  $h = 0,15 \text{ m}$  ;  $d' = 0,02 \text{ m}$  ;  $d = h - d' = 0,13 \text{ m}$  ;  $b = 1 \text{ m}$  ;

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

$$f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

Notons :  $M_{u,max} = M_u = 17,92 \text{ KN.m/ml}$

$$\mu = \frac{M_u}{b b^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{17,92 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13)^2 \times 14,17} = 0,075 \implies \mu \leq 0,48$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,075}) = 0,1 \leq 0,259 \implies \text{Pivot A} \implies A_{sc} = 0$$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b d f_{bu}}{f_{su}}$$

$$A_{s,u} = \frac{0,8 \times 0,1 \times 1 \times 0,13 \times 14,17}{348} = 4,24 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 4,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :  $A_{sc} = 0$

$$A_{s,u} = 4,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### III.3.3.2. Calcul à l'ELS

Ona:  $M_{ser} = 12,84 \text{ KN.m/ml}$

➤ **Calcul le moment résistant de la section  $M_{rb}$  (moment limite du service)**

C'est le moment pour lequel :  $\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc}$  et  $\sigma_s = \bar{\sigma}_s$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b \sigma_{bc} y (d - \frac{y}{3})$$

Avec:

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \text{Min} [ 2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} ] \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_s = \text{min} (2/3 \times 400; 201,6) \implies \sigma_{st} = 201,6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \implies \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$y = \frac{15 \sigma_{bc} \cdot d}{15 \sigma_{bc} + \sigma_s}$$

$$y = \frac{15 \times 15 \times 0,13}{15 \times 15 + 201,6}$$

$$y = 0,068 \text{ m} = 6,8 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 0,068 (0,13 - \frac{0,068}{3}) \times 10^3$$

$$M_{rb} = 54,74 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{Donc : } M_{rb} > M_{ser} \implies \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \implies \text{pivot A}$$

D'où:  $A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s (d - \frac{y}{3})} = \frac{12,84 \times 10^{-3}}{201,6 (0,13 - \frac{0,068}{3})} \implies A_s = 5,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc:  $A_{sc} = 0$

$$A_s = 5,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### III.3.3.3. Condition de non fragilité (CBA / Article B5.3)

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

$$A_{s,min} = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où :  $A_{s,min} = 1,57 \text{ cm}^2$  (  $A_{s,ser} > A_{s,min} \implies$  condition vérifier.

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_{s,u}, A_{s,ser}, A_{s,min}) \implies A_s = A_{s,ser} = 5,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### III.3.4. Vérification au cisaillement

On a :  $T_u = V_u = 19,4 \text{ KN}$

$\bar{\tau}_u = \min ( 0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPa} ) = 2,5 \text{ MPa}$  (fissuration préjudiciable)

$\tau_u = V_u / (b \times d) = 19,4 \times 10^{-3} / (1 \times 0,13) = 0,149 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$  Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant ; la section ne nécessite pas d'armatures transversales.

### III.3.5. Vérification au séisme

Les effets de la composante verticale de l'action sismique doivent être pris en compte dans le calcul des porte-à-faux de plus de 1,5 m de long et ceci, en zone sismique III.

A cet effet, outre la force descendante adéquate, existe une force sismique minimum ascendante nette. [1]

$F_v = 0,5 A W_p$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone.

$A = 0,25 \text{ m/s}^2$  (groupe 2, zone III).

$W_p$  : Poids de l'élément considéré (balcon)

$W_p = 5,11 \times 1,5 + 2,1 = 9,765 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul du moment séismique :**

$M_{\text{accidentel}} = F_v \cdot L_G$

Avec :  $L_G$  : distance entre le centre de gravité de porte-à-faux (balcon) et la section dangereuse (encastrement).

$L_G = 0,75 \text{ m}$

$M_{\text{accidentel}} = 9,765 \times 0,75 = 7,32 \text{ KN.m/ml}$

On retient comme ferrailage du balcon celui obtenu à l'ELS si :

$$M_{\text{accidentel}} < M_{\text{ser}}$$

$M_{\text{accidentel}} = 7,32 \text{ KN.m/ml} < M_{\text{ser}} = 12,84 \text{ KN.m/ml} \implies$  la condition est vérifiée.

### III.3.6. Schéma de ferrailage

En conséquence, on devra utiliser la section d'armature calculée à l'ELS sur deux cotés, inférieur et supérieur (deux nappes) pour assurer la sécurité des personnes en cas d'un séisme, avec des armatures de répartition d'une section au moins égale à un quart des armatures principales :

armatures principales :  $A_{sr} = \frac{1}{4} A_s \implies A_{sr} = \frac{1}{4} \times 5,93 = 1,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Escapement (CBA93):  $S_t \leq \min (2h, 25 \text{ cm}) \implies S_t \leq 25 \text{ cm}$

➤ **Choix des armatures**

- Armatures principale :  $A_s = 6 \text{ TH12 /ml} = 6,78 \text{ cm}^2 > 5,93 \text{ cm}^2$ ;  $S_t = 20 \text{ cm}$
- Armatures de répartition:  $A_{sr} = A_s / 4$ , soit  $A_r = 5 \text{ TH10 /ml} = 3,92 \text{ cm}^2$ ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

La Figure.III.7 récapitulé le Ferrailage du balcon.

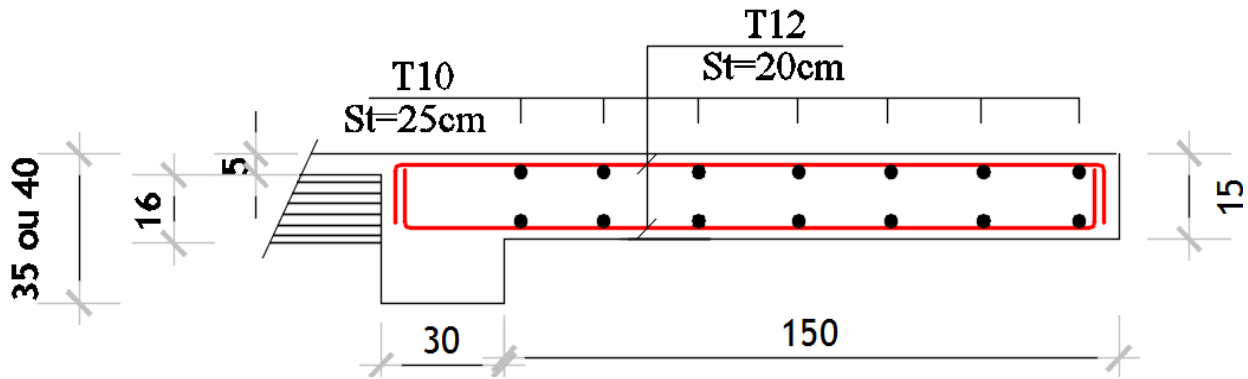


Figure.III.7 : Schéma de ferrailage du balcon.

### III.4. Escalier

Les escaliers sont des éléments non structuraux qui permettent le passage d'un étage à un autre. Ils sont constitués de gradins successifs (marches) et de dalles horizontales (paliers). Dans notre bâtiment, nous avons des escaliers à deux volées.

Dans le cadre de notre projet, Nous allons étudier la volée et le palier les plus défavorables.

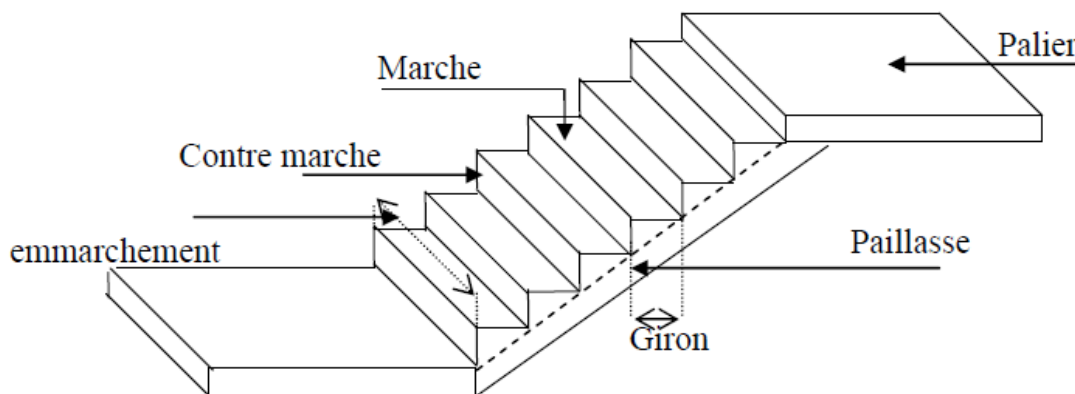


Figure III.8: Schéma d'un escalier

#### III.4.1. Géométrie de l'escalier

Nous allons utiliser la méthode Blondel qui relie les marches (g) et les contremarches (h) et qui permet de respecter les conditions de sécurité, confort et commodité pour un escalier :

$$58 \leq g + 2h \leq 64$$

h et g étant exprimés en centimètres

Avec :

g: giron ou largeur de la marche.

h: hauteur de la contremarche.

En fixant la hauteur de la contre marche à 17 cm, pour une hauteur d'étage  $h_e = 3,06$  m

( $H = h_e/2 = 153$  cm étant la hauteur à gravir), on aura :

✓ Nombre de contremarches :  $n = H/h = 153/17 = 9$  (9 contremarches par volée).

✓ Largeur de la marche est :  $g = L / (n-1) = 240/8 = 30$  cm

$g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64$  donc la relation de Blondel est vérifiée.

On a 8 marches par volée avec :  $g=30$  cm et  $h=17$  cm.

➤ **Largeur des escaliers.**

Pour des raisons de circulation des personnes le minimum est de 0,60 m. Dans notre cas d'étude, la largeur est de 1,20m > 0,60m.

**III.4.2. Epaisseur de la paillasse et du palier**

➤ **Epaisseur de la paillasse ( $e_p$ )**

Les paillasses doivent avoir une épaisseur  $e_p$  suffisante pour éviter que les escaliers aient une flèche excessive.

L'épaisseur de la paillasse est déduite à partir de la formule suivante :

✓ Condition de limitation de la flèche dans un immeuble d'habitation :

$$e_p \geq \max \{L/30 ; 10 \text{ cm}\}$$

✓ Condition de résistance :  $L/30 < e_p < L/20$

Avec : L : Portée entre nu de l'escalier

$$L = 0,3 + 2,4 + 1,5 = 4,2 \text{ m}$$

Donc on a :  $\begin{cases} e_p \geq \max \{14 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}\} \\ 14 \text{ cm} < e_p < 21 \text{ cm} \end{cases}$

Nous prendrons une épaisseur de  $e_p = 15 \text{ cm}$  pour la paillasse.

➤ **Epaisseur de palier ( $e_v$ ):**

La dalle d'un palier doit avoir une épaisseur au moins égale à celle de la paillasse.

On prend une épaisseur de  $e_v = 15 \text{ cm}$  pour le palier.

Donc : **On prend :  $e_p = e_v = 15 \text{ cm}$**

L'inclinaison de la paillasse est :  $\alpha = \arctg (1,53/2,70) = 29,54^\circ$

La portée de la paillasse  $L_p = 2,70 / \cos \alpha = 3,1 \text{ m}$

La Figure III.9 donne les défieront dimensions de l'escalier.

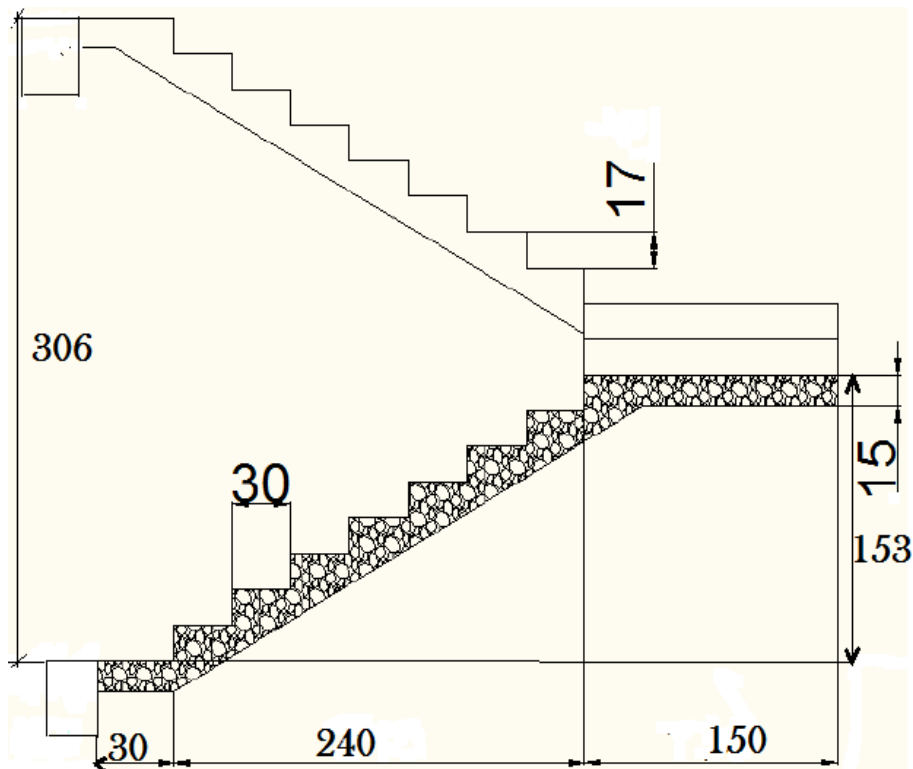


Figure III.9 : Dimensions de l'escalier (coupe)

### III.4.3. Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier (DTR BC2.2). [4]

#### III.4.3.1. Paillasse

**Tableau.III.5** : Charges permanentes dues à la paillasse.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	20	0,4
2-Mortier de ciment	0,02	20	0,4
4- Poids propre de la paillasse ( $e_p/\cos\alpha$ )	0,17	25	4,25
5- Poids propre des marches h/2	0,085	22	1,87
6- Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
7- Garde- corps	0,1	10	1

- Charge permanente (poids propre)  $G = 8,12 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

#### III.4.3.2. Palier

**Tableau.III.6** : Charges permanentes dues au Palier :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
1-Carrelage	0,02	20	0,4
2-Mortier de ciment	0,02	20	0,4
4- Poids propre du Palier	0,15	25	3,75
6- Enduit de plâtre	0,02	10	0,2

- Charge permanente (poids propre)  $G = 4,75 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation  $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

### III.4.4. Combinaisons des charges

La combinaison d'actions est pour une bande de 1 m.

Les combinaisons de charges à considérer sont résumées dans le tableau III.7 :

**Tableau.III.7** : Combinaisons de charges pour l'escalier.

Elément	G (kN/m)	Q (kN/m)	ELU : $1,35G+1,5Q$ (kN/m)	ELS : $G+Q$ (kN/m)
Paillasse	8,12	2,5	14,71	10,62
Palier	4,75	2,5	10,16	7,25

### III.4.5. Evaluation des sollicitations de calcul

La modélisation de l'escalier se rapporte à une poutre horizontale de portée 420 cm et de section (100×15) cm<sup>2</sup>. Le calcul se fait avec (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014), et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuyée ou plus au moins encadrée. (0,85M<sub>0</sub> en travée et 0,5M<sub>0</sub> en appuis)

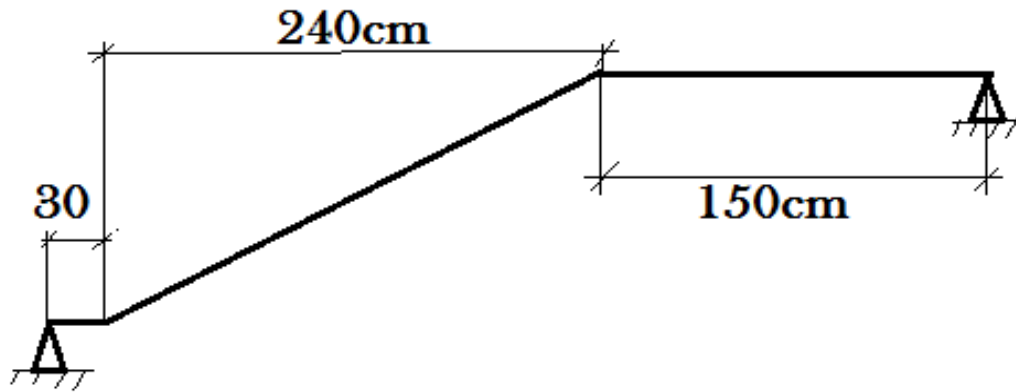


Figure III.10: Modélisation de l'escalier.

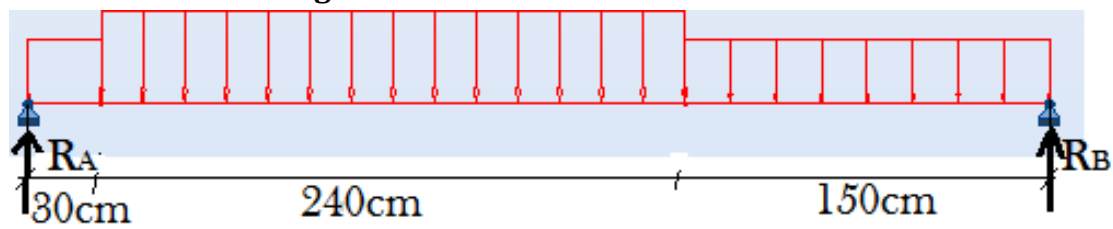


Figure III.11: Schéma statique de l'escalier

### III.4.5.1. Calcul des sollicitations à l'ELU

Les efforts à l'ELU sont donnée dans les tableaux III.8 et III.9.

Tableau.III.8: Diagrammes des sollicitations à l'ELU

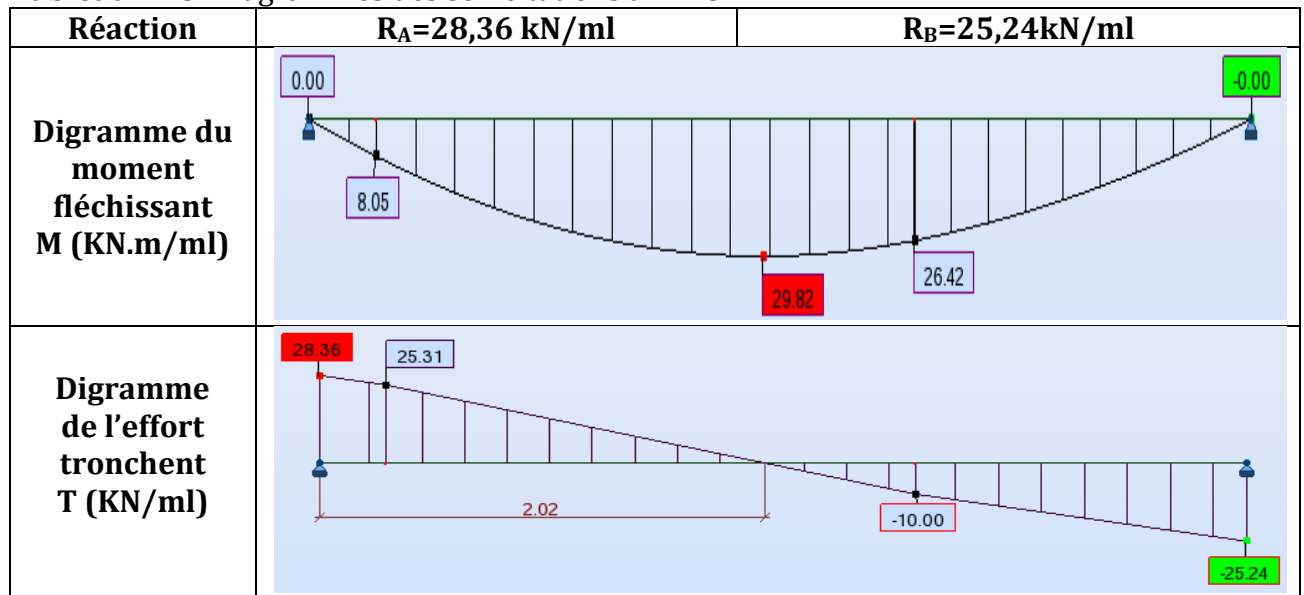


Tableau.III.9: Calcul des sollicitations à l'ELU

X (m)	Réaction R (kN/ml)	T (KN/ml)	Mf (KN.m/ml)	$T_{\max}$ (KN/ml)	$M_{\max}$ (KN.m/ml)	Moment sur appui $M_a$ (KN.m/ml)	Moment en travée $M_t$ (KN.m/ml)
0	28,36	28,36	0	28,36	29,82	$0,5M_{\max}$	$0,8M_{\max}$
0,3	-	25,31	8,05			14,91	23,85
2,02	-	0	29,82				
2,7	-	10	26,42				
4,2	25,24	25,24	0				

III.4.5.2. Calcul des sollicitations à l'ELS

Les efforts à l'ELS sont donnée dans les tableaux III.10 et III.11.

Tableau.III.10: Diagrammes des sollicitations à l'ELS

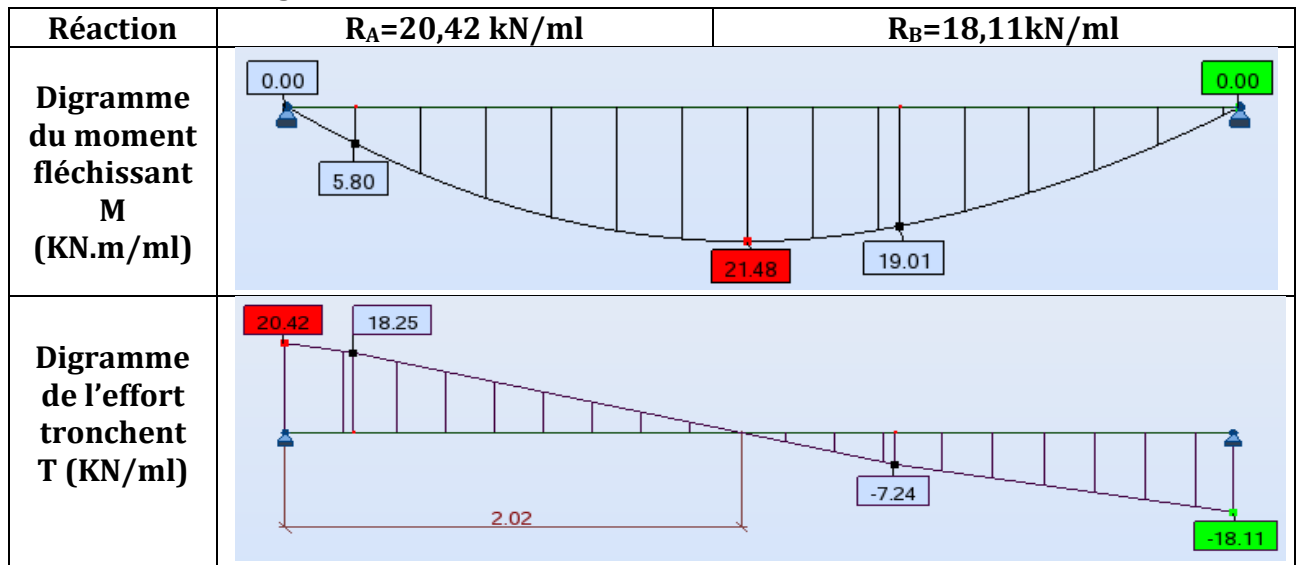


Tableau.III.11: Calcul des sollicitations ELS

X (m)	Réaction R (kN)	T (KN/ml)	Mf (KN.m/ml)	T <sub>max</sub> (KN/ml)	M <sub>max</sub> (KN.m/ml)	Moment sur appui (KN.m/ml)	Moment sur travée (KN.m/ml)
0	20,42	20,42	0	20,42	21,48	0,5M <sub>max</sub>	0,8M <sub>max</sub>
0,3	-	18,25	5,80			10,74	17,18
2,02	-	0	21,48				
2,7	-	7,24	19,01				
4,2	18,11	18,11	0				

III.4.6. Calcul du ferrailage

La section transversale de l'escalée est de (100 x 15) cm<sup>2</sup> (la section dangereuse est celle de l'appui et en travée), avec un enrobage de 2 cm ; elle est soumise à une flexion simple. Les fissurations sont considérées comme peu préjudiciables (car l'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries).la figure III.12 donne la section transversale de l'escalée

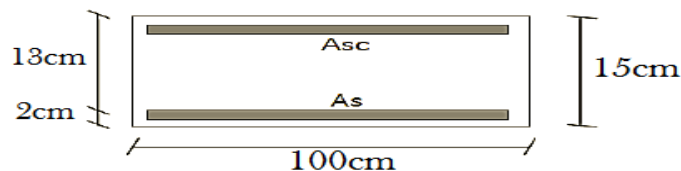


Figure.III.12 : Dimensions de la section transversale de l'escalée

III.4.6.1. Calcul a l'ELU

➤ En travée

Nous avons :  $h = 0,15m$  ;  $d'=0,02m$   $d = h - d' = 0,13 m$  ;  $b = 1 m$  ;

$f_{bu} = 14,17 Mpa$

$f_{su} = 348 Mpa$

Notons :  $M_t = M_u = 23,85 KN.m/ml$



$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{23,85 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13)^2 \times 14,17} = 0,1 \implies \mu \leq 0,48$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1}) = 0,13 \leq 0,259 \implies \text{Pivot A}$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires  $\implies A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{0,8\alpha b d f_{bu}}{f_{su}}$$

$$A_{s,u} = \frac{0,8 \times 0,13 \times 1 \times 0,13 \times 14,17}{348} = 5,50 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 5,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :  $A_{sc} = 0$

$$A_{s,u} = 5,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Sur appui**

Nous avons :  $h = 0,15\text{m}$  ;  $d' = 0,02\text{m}$   $d = h - d' = 0,13\text{m}$  ;  $b = 1\text{m}$  ;

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

$$f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

Notons :  $M_t = M_u = 14,91 \text{ KN.m/ml}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{14,91 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13)^2 \times 14,17} = 0,06 \implies \mu \leq 0,48$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06}) = 0,08 \leq 0,259 \implies \text{Pivot A}$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires  $\implies A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{0,8\alpha b d f_{bu}}{f_{su}}$$

$$A_{s,u} = \frac{0,8 \times 0,13 \times 1 \times 0,08 \times 14,17}{348} = 3,39 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :  $A_{sc} = 0$

$$A_{s,u} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**III.4.6.2. Vérification à l'ELS**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

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

$\bar{\sigma}_s = 348\text{Mpa}$  (Fissuration peu préjudiciable : Pas de limitation)

➤ **En travée**

$M_{t,ser} = 17,18\text{KN.m/ml}$  et  $A_s = 5,50\text{cm}^2$  ;  $A_{sc} = 0$

✓ Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + nA_{sc}(y-d') - nA_{st}(d-y) = 0$$

$$50y^2 - 15 \times 5,5(13-y) = 0 \implies y = 3,88\text{cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + nA_{sc}(y-d') + nA_s(d-y)^2$$

$$I = 100.(3,88)^3/3 + 15 \times 5,5(13-3,88)^2$$

$$I = 8809,92 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t,ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{17,18 \times 10^{-3}}{8809,92 \times 10^{-8}} 0,0388$$

$$\sigma_{bc} = 7,56 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{t,ser}}{I} (d-y)$$

$$\sigma_s = 10 \times \frac{17,18 \times 10^{-3}}{8809,92 \times 10^{-8}} (0,13 - 0,0388)$$

$$\sigma_s = 266,77 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \implies \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sur appui**

$$M_{a,ser} = 10,74 \text{ KN.m/ml} \quad \text{et} \quad A_s = 3,4 \text{ cm}^2 ; A_{sc} = 0$$

✓ Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + nA_{sc}(y-d') - nA_s(d-y) = 0$$

$$50y^2 - 15 \times 3,4(13-y) = 0 \implies y = 3,17 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + nA_{sc}(y-d') + nA_{st}(d-y)^2$$

$$I = 100(3,17)^3/3 + 15 \times 5,5(13-3,17)^2$$

$$I = 9033,72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t,ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{17,18 \times 10^{-3}}{9033,72 \times 10^{-8}} 0,0317$$

$$\sigma_{bc} = 6,03 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{t,ser}}{I} (d-y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{17,18 \times 10^{-3}}{9033,72 \times 10^{-8}} (0,13 - 0,0317)$$

$$\sigma_s = 280,41 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \implies \text{condition vérifiée}$$

**III.4.6.3. Condition de non fragilité (CBA / Article B5.3)**

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

$$A_{s,min} = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{D'où : } A_{s,min} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{s,t} = 5,50 \text{ cm}^2 > A_{s,min} \quad \text{et} \quad A_{s,a} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{s,min} \implies \text{condition vérifiée}$$

**III.4.7. Vérification au cisaillement**

$$\text{On a : } T_u = V_u = 28,36 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0,2 f_{c28} / \gamma_b , 5 \text{ MPa} ) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{(b \times d)} = \frac{28,36 \times 10^{-3}}{(1 \times 0,13)} = 0,22 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$  Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant, la section ne nécessite pas d'armatures transversales.

### III.4.8. Schéma de ferrailage

En conséquence, on devra utiliser la section d'armature calculée à l'ELU, avec des armatures de répartition d'une section au moins égale à un quart des armatures principales :

$$A_{sr} = \frac{1}{4} A_{sv}$$

Escapement [CBA93]:  $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies S_t \leq 33 \text{ cm}$

Pour des raisons techniques qui sont reliées à l'exécution en particulier (facilité de ferrailage), on adopte le même ferrailage pour tous les types d'escaliers, ce qui nous donne les ferrillages de figure.III.13.

#### Choix des armatures

##### ➤ En travée

- Armatures principale:  $A_s = 6 \text{ TH12 /ml} = 6,78 \text{ cm}^2 > 5,5 \text{ cm}^2$ ;  $S_t = 20 \text{ cm}$
- Armatures de répartition:  $A_{sr} = A_s/4$ , soit  $A_r = 5 \text{ TH10/ml} = 3,92 \text{ cm}^2$ ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

##### ➤ Sur appui

- Armatures principale:  $A_s = 6 \text{ TH10 /ml} = 4,71 \text{ cm}^2 > 3,4 \text{ cm}^2$ ;  $S_t = e = 20 \text{ cm}$
- Armatures de répartition:  $A_{sr} = A_v/4$ , soit  $A_r = 5 \text{ TH10/ml} = 3,92 \text{ cm}^2$ ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

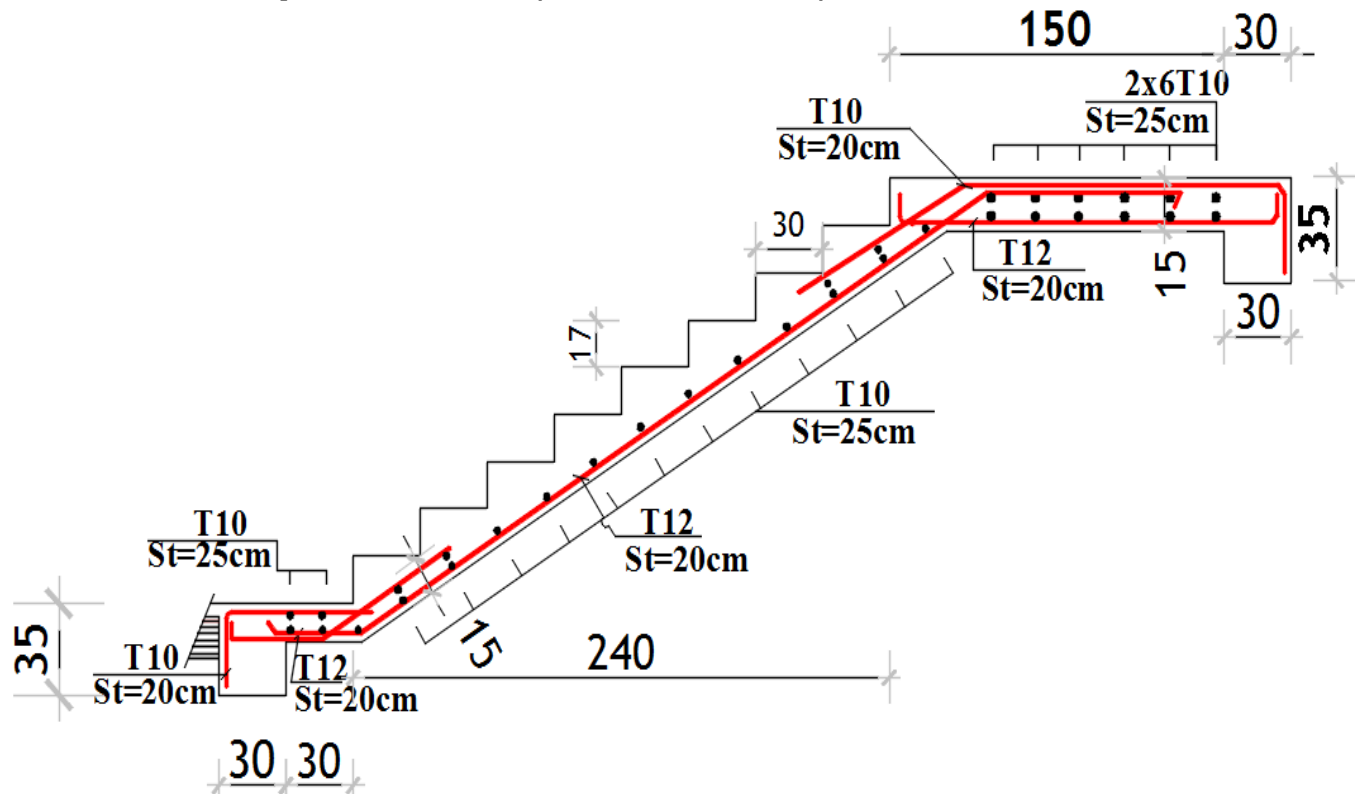


Figure.III.13: Schéma de ferrailage de l'escalier

### III.5. Etude des planchers

Un plancher est une aire généralement plane et horizontale, qui délimite les étages. Il assure la fonction de résistance mécanique (supporter son poids propre et les surcharges) et la fonction d'isolation acoustique et thermique.

Mais, sous charges horizontales, le rôle essentiel du plancher, supposé infiniment rigide dans le plan horizontal, est de transmettre les efforts aux éléments porteurs.

Les planchers peuvent être préfabriqués ou coulés sur place. Nous ne nous intéresserons ici qu'aux planchers coulés sur place.

La structure étudiée comporte deux types de planchers :

- Planchers à corps creux (étage courant).
- Planchers dalles pleines(RDC).

### **III.5.1. Planchers à corps creux**

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimensions  $(60 \times 20 \times 16)$  cm<sup>3</sup>, et une table de compression de 5 cm d'épaisseur.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- ✓ Poutrelles.
- ✓ Table de compression.

#### **III.5.1.1. Calcul des poutrelles**

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposés parallèlement les uns par rapport aux autres dans le sens de la petite portée, perpendiculaires aux poutres principales et distancées par la largeur d'un corps creux (60cm). Le rôle des poutrelles dans le plancher est d'assurer la transmission des charges verticales directement appliquées sur ce dernier aux poutres principales.

Le dimensionnement des poutrelles comporte deux phases :

- Avant le coulage de la table de compression.
- Après le coulage de la table de compression.

##### **a. Avant coulage**

La poutrelle est considérée comme une poutre isostatique, de section rectangulaire  $(b \times h) = (12 \times 4)$  cm<sup>2</sup> soumise à son poids propre, le poids des corps creux et une charge concentrée à mi- portée qui représente le poids de l'ouvrier.

Cette étape se calcule avant le coulage de la table de compression. Dans ce cas, la poutrelle travaille en isostatique.

##### ➤ **Evaluation des charges et surcharges**

- Les charges permanentes sont déterminées comme suit :
  - Poids propre de la poutrelle =  $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12$  KN/ml
  - Poids propre du Corps creux en polystyrène =  $0,10 \times 1 = 0,1$  KN /ml

$$\text{Donc : } \mathbf{G=0,1+0,12=0,22 \text{ KN /ml}}$$

- La surcharge d'exploitation

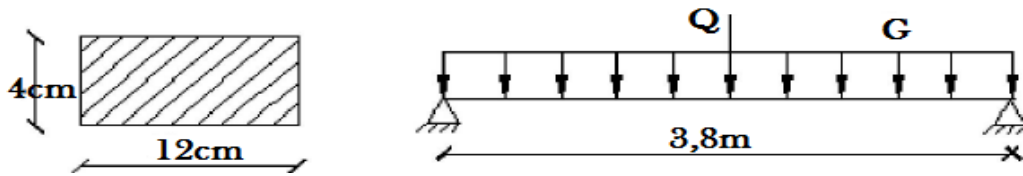
$$Q = \text{Max} (1 ; 0,5 \times L)$$

$$Q = \text{Max} (1 ; 0,5 \times 3,8) = \text{max} (1 ; 1,9) = 1,9 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{Q=1,9 \text{ KN/ml}}$$

➤ **Combinaisons d'actions**

Le Schéma statique de la poutrelle avant coulage st donnée dans la figure.III.14.



**Figure.III.14:** Schéma statique d'une poutrelle avant coulage.

✓ Moment fléchissant :

$$M_G = \frac{GL^2}{8} = \frac{0,22 \times (3,8)^2}{8} = 0,4 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = \frac{QL}{4} = \frac{1,9 \times 3,8}{4} = 1,81 \text{ KN.m}$$

À ELU :  $M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q = 3,85 \text{ KN.m}$

À ELS :  $M_s = M_G + M_Q = 2,21 \text{ KN.m}$

➤ **Sollicitations de calcul.**

**Tableau.III.12 :** Sollicitations combinées de calcul des poutrelles avant coulage.

Etat	Moment max en travée [kN.m]	Effort tranchant max en appui [kN]
ELU	3,85	1,99
ELS	2,21	1,37

➤ **Calcul les armatures à l'ELU pour la section en travée**

On a :  $M_u = 3,85 \text{ KN.m}$  ;  $b = 12 \text{ cm}$  et  $d = 3 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{3,85 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,03)^2 \times 14,17} = 2,51$$

$\mu = 2,51 > \mu_{lim} = 0,392 \implies$  « Les armatures comprimées a' sont nécessaires »

Cela signifie qu'il faut ajouter des sections d'armatures comprimées, cependant la hauteur de la poutrelle est faible (4cm) pour introduire des armatures de compression, La seule solution est de diminuer le moment en diminuant la portée, pour cela on prévoit des étais.

Pour annuler les armatures comprimées il faut que :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \leq \mu_{lim} = 0,39$$

Avec :  $M_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \frac{GL^2}{8} + 1,5 \frac{QL}{4}$

L'inégalité précédente s'écrit :

$$1,35 \frac{GL^2}{8} + 1,5 \frac{QL}{4} \leq \mu_{lim} bd^2 f_{bc}$$

$$0,037L^2 + 0,712L - 0,6 \leq 0 \implies \mathbf{L_{max} = 80 \text{ cm}}$$

Donc on place un étais (pied droit) chaque 80 cm pour garantir la stabilité du système poutrelles hourdis avant coulage.

**b. Après coulage**

Après bétonnage, la section transversale des poutrelles devient une section en té (T) avec talon ; la surface du plancher qui revient à chaque poutrelle est une bande de largeur égale à 0,60 m.

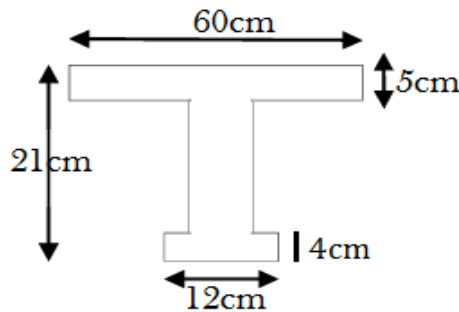


Figure.III.15: Schéma de la poutrelle après coulage.

➤ **Calcul des combinaisons d'actions**

- Calcul de l'élanement :  $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

Avec :  $l_x=0,6$  (entre axes entre les poutrelles)

$l_y=3,8$  (entre axes entre les poutres principales)

$\alpha = \frac{0,6}{3,8} = 0,16 < 0,4 \implies$  les poutrelles supportent alors les charges transmises par les dalles sur une largeur correspondant à un entre-axes des poutrelles (un demi entre-axes à gauche, un à droite).

Tableau.III.13: Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	b (m)	Combinaison d'action	
				ELU (KN/ml) $P_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$	ELS (KN/ml) $P_{ser} = (G + Q) \times b$
Plancher terrasse inaccessible	5,53	1	0,6	5,38	3,92
Plancher étage courante	4,36	1,5	0,6	4,88	3,52

Les actions à prendre pour le calcul sont les plus défavorables. La poutrelle sera sollicitée par une charge uniformément répartie :

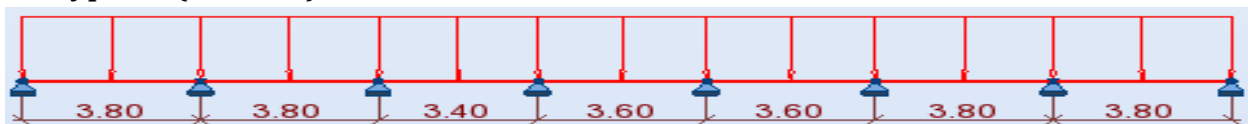
A' l'ELU:  $P_u = 5,38$  KN/ml

A' l'ELS:  $P_{ser} = 3,92$  KN/ml

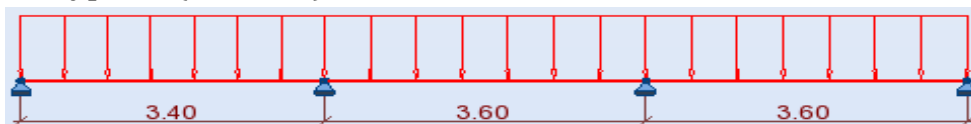
➤ **Type des poutrelles**

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur : 7 ou 3 travées avec différentes portées.

- **Type 01 (7 travées)**



- **Type 02 (3 travées)**



• Type 03 (3 travées)



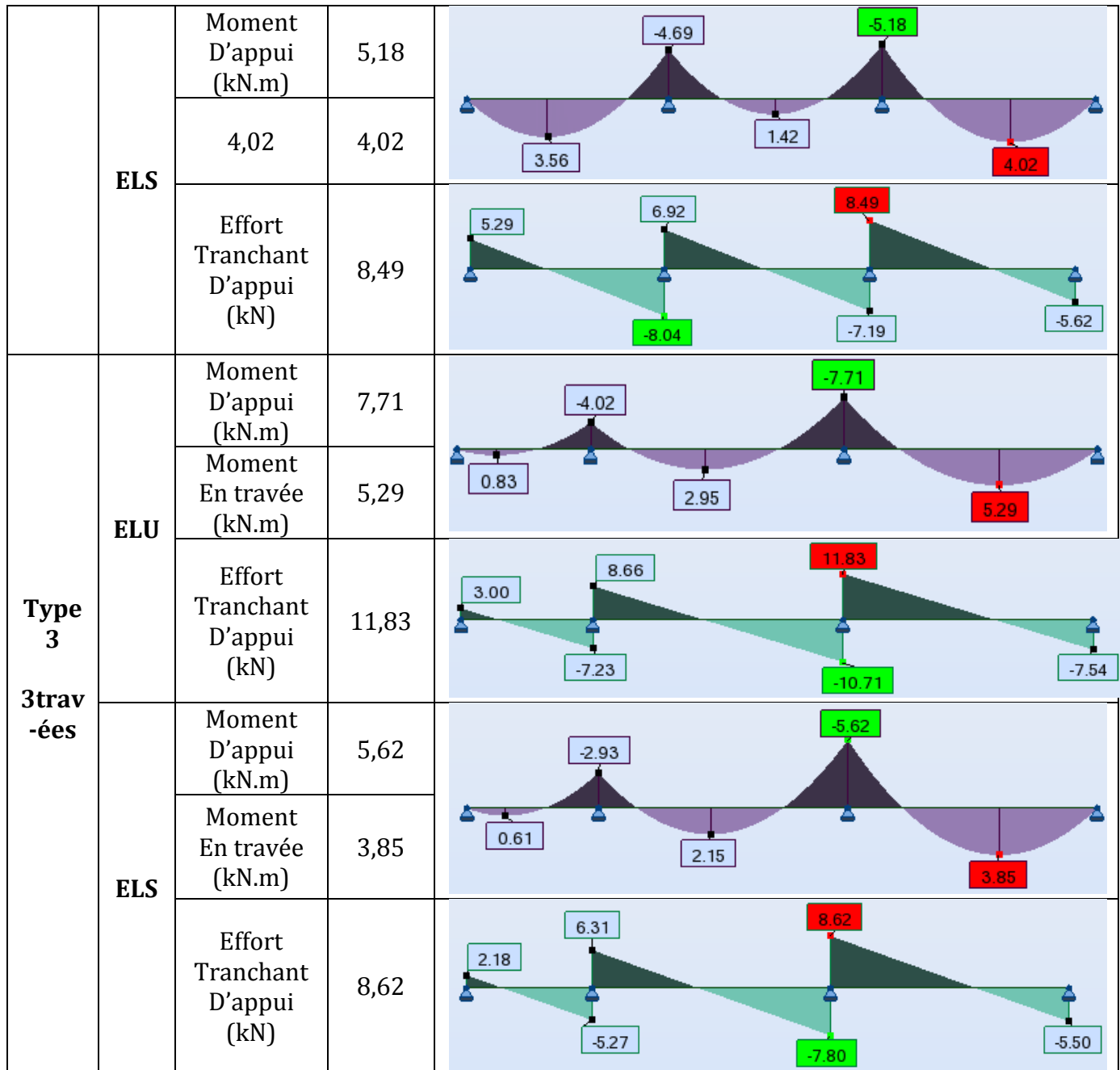
Figure.III.16 : types des poutrelles

➤ Sollicitations de calcul

Les sollicitations sont calculées à l'aide du logiciel (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014), Nous avons obtenue les résultats du tableau.III.14.

Tableau.III.14 : Sollicitation des poutrelles après coulage.

Type	Sollicitations		Valeur max	Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant
Type 1 7travées	ELU	Moment D'appui (kN.m)	8,39	
		Moment En travée (kN.m)	6,06	
		Effort Tranchant D'appui (kN)	12,43	
	ELS	Moment D'appui (kN.m)	6,11	
		Moment En travée (kN.m)	4,38	
		Effort Tranchant D'appui (kN)	9,06	
Type 2 3travées	ELU	Moment D'appui (kN.m)	7,11	
		Moment En travée (kN.m)	5,52	
		Effort Tranchant D'appui (kN)	11,66	



Les actions à prendre pour le calcul de ferrailage des poutrelles sont les plus défavorables ; les poutrelles seront sollicitées avec les efforts du tablou.III.15.

**Tableau.III.15** : Sollicitations de calcul du ferrailage des poutrelles après coulage.

Etat	Moment max en travée (kN.m)	Moment max sur appui (kN.m)	Effort tranchant max en appui (kN)
ELU	6,06	8,39	12,43
ELS	4,38	6,11	9,06

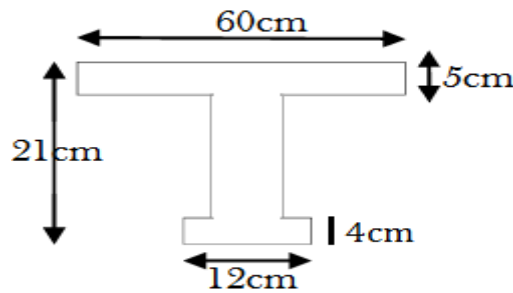
➤ **Calcul du ferrailage**

• **Armatures longitudinales**

Pour des raisons constructives, on va adopter le même ferrailage pour toutes les poutrelles, en calculant le ferrailage avec les actions les plus défavorables, à la flexion



simple. Les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est donc peu préjudiciable.



**Figure.III.17** : dimensions de poutrelle

✓ **Calcul à l'ELU**

- **En travée**

Nous avons :  $h = 0,21\text{m}$  ;  $d = 0,9h = 0,19\text{m}$  ;  $d' = h - d = 0,02\text{ m}$  ;  $b = 0,6\text{ m}$  ;  $h_0 = 0,05\text{m}$  ;

$b_0 = 0,12\text{m}$        $f_{bu} = 14,17\text{ Mpa}$        $f_{su} = 348\text{ Mpa}$

$M_{u\max} = 6,06\text{KN.m}$

Calcul du moment équilibré par la table supposée entièrement comprimée :

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

$$M_t = 0.60 \times 0.05 \times 14.17 (0,19 - 0.05 / 2)$$

$$M_t = 70,14\text{ KN.m} \implies M_{u\max} < M_t$$

La table n'étant pas entièrement comprimée, l'axe neutre se trouve dans la table.

On considère notre section en té(T) comme section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b) dans les calculs des armatures.

Notons:  $M_{u\max} = M_u = 6,06\text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{6,06 \times 10^{-3}}{0,6 \times (0,19)^2 \times 14,17} = 0,02 \implies \mu \leq 0,48$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021}) = 0,025 \leq 0,259 \implies \text{Pivot A}$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires  $\implies A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{0.8\alpha b d f_{bu}}{f_{su}}$$

$$A_{s,t} = \frac{0,8 \times 0,025 \times 0,6 \times 0,19 \times 14,17}{348} = 1 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{sc} = 0$

$$A_{s,t} = 1 \text{ cm}^2$$

- **Sur appui**

Nous avons :  $h = 0,21\text{m}$  ;  $d = 0,9h = 0,19\text{m}$  ;  $d' = h - d = 0,02\text{ m}$  ;  $b = 0,6\text{ m}$  ;  $h_0 = 0,05\text{m}$  ;

$b_0 = 0,12\text{m}$        $f_{bu} = 14,17\text{ Mpa}$        $f_{su} = 348\text{ Mpa}$

$M_{u\max} = 8,39\text{KN.m}$

Calcul du moment équilibrer par la table supposée entièrement comprimée :

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

$$M_t = 0.60 \times 0.05 \times 14.17 (0,19 - 0.05 / 2)$$

$$M_t = 70,14\text{ KN.m} \implies M_{u\max} < M_t$$

l'axe neutre se trouve dans la table.

On considère notre section en té (T) comme section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b) dans les calculs des armatures.

Notons:  $M_{u\max} = M_u = 8,39 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{8,39 \times 10^{-3}}{0,6 \times (0,19)^2 \times 14,17} = 0,026 \implies \mu \leq 0,48$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,026}) = 0,035 \leq 0,259 \implies \text{Pivot A}$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires  $\implies A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{0,8\alpha b d f_{bu}}{f_{su}}$$

$$A_{s,u} = \frac{0,8 \times 0,035 \times 0,6 \times 0,19 \times 14,17}{348} = 1,3 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,3 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{sc} = 0$

$$A_{s,a} = 1,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Condition de non fragilité (CBA / Article B5.3)**

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

$$A_{s,\min} = 0,23 \times 0,6 \times 0,19 \times \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où : } A_{s,\min} = 1,38 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{s,t} = 1 \text{ cm}^2 < A_{s,\min}$  et  $A_{s,a} = 1,27 \text{ cm}^2 < A_{s,\min} \implies$  condition non vérifiée

D'où :  $A_{s,t}$  en travée =  $1,38 \text{ cm}^2$

$$A_{s,a} \text{ sur appui} = 1,38 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à l'ELS**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable ; on doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa (Fissuration peu préjudiciable : Pas de limitation.)}$$

$$M_{ser} = 6,02 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_s = 1,37 \text{ cm}^2 ; A_{sc} = 0$$

- Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + (b-b_0).h_0.(y-h_0/2) + nA_{sc}(y-d') - nA_{st}(d-y) = 0$$

$$30y^2 + (60-12) \times 5 \times (y-5/2) - 15 \times 1,38(19-y) = 0 \implies y = 2,865 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + (b-b_0).h^3/12 + (b-b_0).h_0.(y-h_0/2)^2 + nA_{sc}(y-d')^2 + nA_s(d-y)^2$$

$$I = 60(2,865)^3/3 + (60-12) \times (5)^3/12 + (60-12) \times 5 \times (2,865-5/2)^2 + 15 \times 1,38(19-2,865)^2$$

$$I = 6389,75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t,ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6,02 \times 10^{-3}}{6389,75 \times 10^{-8}} = 0,02865$$

$$\sigma_{bc} = 2,7 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{t \text{ ser}}}{I} (d-y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{6,02 \times 10^{-3}}{6389,75 \times 10^{-8}} (0,19 - 0,02865)$$

$$\sigma_s = 15,2 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Armatures transversales**

Pour des raisons constructives on fixe l'inclinaison des armatures transversales à 90°, en adoptant une section de 2Ø6. L'espacement de ces armatures transversales peut être déterminé par la condition de BAEL91/99 suivant :

L'espacement  $S_t$  des cours successifs d'armatures transversales d'âme est au plus égal à la plus basse des deux valeurs :

$$\begin{cases} S_t < \min (0,9d, 40 \text{ cm}) = \min (20,25 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 20,25 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b} = \frac{0,56 \times 400}{0,4 \times 12} = 46 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t \leq \min (20,25 \text{ cm} ; 46 \text{ cm}) = 20,25 \text{ cm}$$

Donc on prendre:  **$S_t = 15 \text{ cm}$**

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\text{On a : } T_u = V_u = 12,40 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 12,43 \times 10^{-3} / (0,6 \times 0,19) = 0,11 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée. Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant}$$

➤ **Schéma de ferrailage**

En conséquence, on devra utiliser la section minimale d'armatures (condition de non fragilité) avec :

✓ **En travée**

- Armatures principales:  **$A_s = 3 \text{ TH10} = 2,355 \text{ cm}^2 > 1,38 \text{ cm}^2$**

- Armatures transversals:  **$A_t = 2\text{Ø}6 = 0,566 \text{ cm}^2; S_t = e = 15 \text{ cm}$**

✓ **Sur appui**

- Armatures principale:  **$A_s = 2 \text{ TH10} = 1,57 \text{ cm}^2 > 1,38 \text{ cm}^2$**

Le schéma de Ferrailage des poutrelles donné dans la figure.III.18.

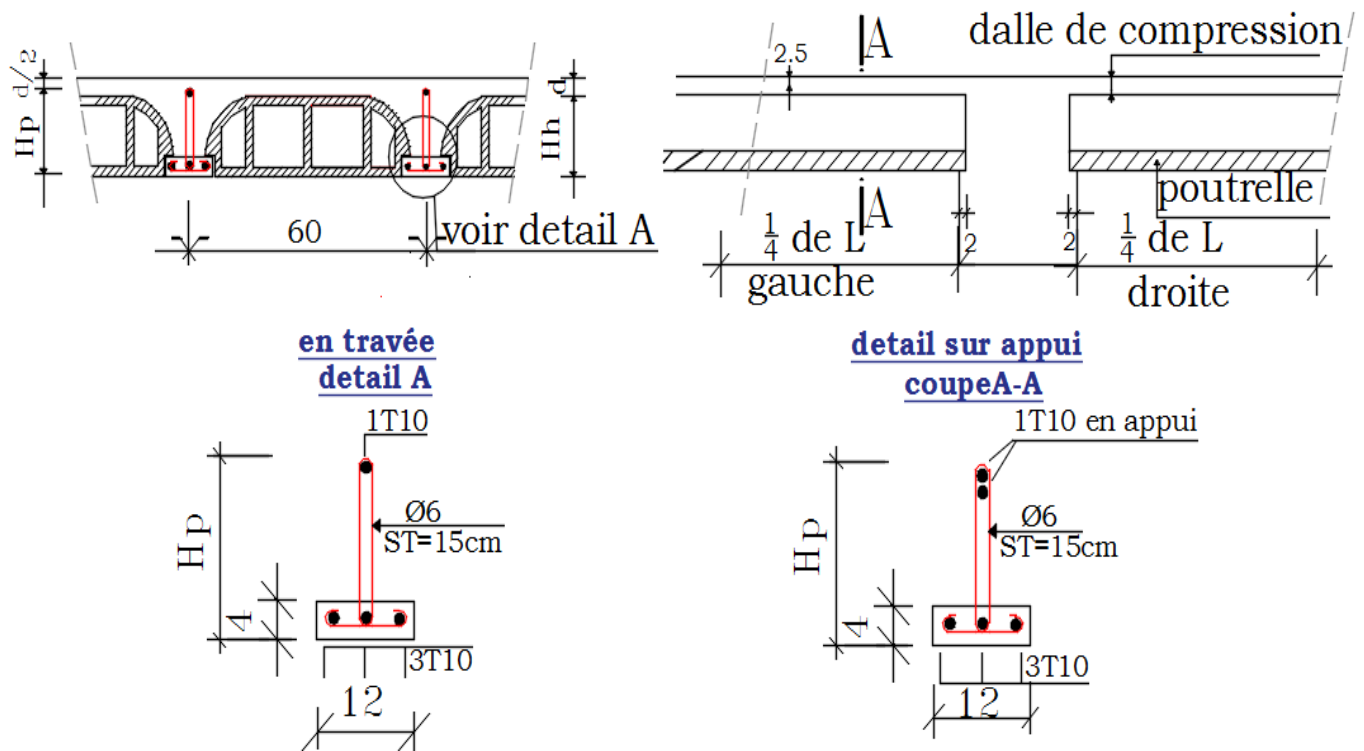


Figure.III.18: Schéma de ferrailage des poutrelles.

### III.5.1.2. La dalle de compression.

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 60 cm entre poutrelles. On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations. Le ferrailage est en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- ✓ Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.
- ✓ Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
  - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
  - 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- La section des armatures perpendiculaires aux poutrelles est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} 50 \leq L \leq 80 \implies A_1 \geq \frac{4L}{f_e} \\ \text{Si } L \leq 50 \implies A_1 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

- La section des armatures parallèles aux poutrelles est donnée par la formule suivante :

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

Avec :  $L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles en cm ( $L = 60$  cm).

$A_1$  : section des armatures perpendiculaires aux poutrelles (A.P).

$A_2$  : section des armatures parallèles aux poutrelles (A.R).

Donc :  $A_1 \geq \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 60}{240} = 1 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies \mathbf{5HA6}$  et  $S_t = 20 \text{ cm}$

Pour les armatures parallèles aux poutrelles :

$A_2 = \frac{1}{2} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies \mathbf{4HA6}$  et  $S_t = e = 25 \text{ cm}$

On va adopter des treillis soudés avec un maillage de  $(20 \times 20) \text{ cm}^2$  et de nuance FeE240 avec des  $\varnothing 6$  (figure.III.19).

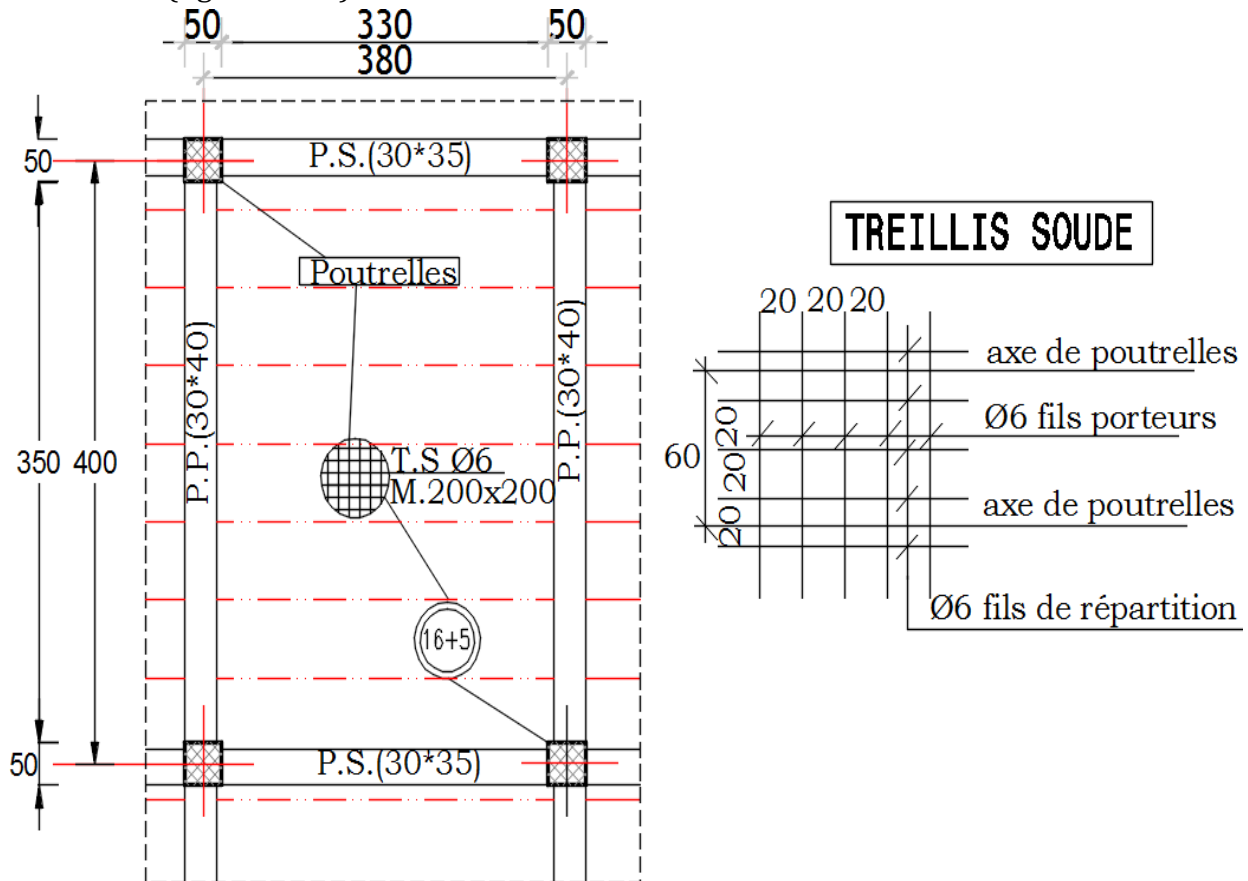


Figure.III.19: Schéma de ferrailage de La dalle de compression.

### III.5.2. Plancher dalle pleine (RDC)

Les dalles pleines sont des plaques minces et planes, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis.

Dans notre cas, nous avons des dalles appuyées sur quatre côtés ; les dimensions du plus grand panneau dont on étudiera le ferrailage sont :  $(3,6 \times 4,5) \text{ m}^2$

Donc : l'élançement du panneau  $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

Avec :  $l_x$  et  $l_y$  portées entre nus d'appuis de la dalle

$l_x = 3,6 - 0,3 = 3,3 \text{ m}$

$l_y = 4,5 - 0,3 = 4,2 \text{ m}$

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,3}{4,2} = 0,78$  donc :  $\alpha > 0,4 \implies$  La dalle est portée suivant les deux directions.

#### III.5.2.1. Evaluation des sollicitations

La combinaison d'action est pour une bande de 1 m.

Les combinaisons de charges à considérer sont résumées dans le tableau.III.7.

**Tableau.III.16** : Charges revenant à la dalle appuyée sur quatre côtés

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$ (kN/m)	ELS : $q_s = G + Q$ (kN/m)
RDC	6,11	4	14,25	10,11

**III.5.2.2. Sollicitations de calcul**

Pour la détermination des sollicitations de dimensionnement (moment fléchissant et effort tranchant) appliquées sur la dalle, on utilise la méthode indiquée dans l'annexe E3 du BAEL 91/99.

➤ Les moments isostatiques maximums au centre du panneau sont donnés par les relations :

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont des coefficients donnés en fonction de élancement du panneau  $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

$$\alpha = \frac{3,3}{4,2} = 0,78 \approx 0,8 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,056 \text{ (ELU)} \\ \mu_y = 0,595 \text{ (ELU)} \\ \mu_x = 0,063 \text{ (ELS)} \\ \mu_y = 0,710 \text{ (ELS)} \end{cases}$$

➤ **Sollicitations à l'ELU**

• Les moments isostatiques :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,056 \times 14,25 \times (3,3)^2 = 8,7 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,595 \times 8,7 = 5,18 \text{ KN.m/ml}$$

• Calcul des moments réels :

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires (méthode de CAQUOT):

✓ En appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 8,7 = 4,35 \text{ KN.m/ml}$$

✓ En travée :

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_{0x} = 0,85 \times 8,7 = 7,4 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{0y} = 0,85 \times 5,18 = 4,40 \text{ KN.m/ml}$$

• Les Efforts tranchants maximums par unité de longueur pour les dalles s'appuyant sur quatre côtés sont donnés par:

✓ Effort maximal au milieu de  $l_x$ :  $V_x = (q l_x l_y) / (2 l_x + l_y)$

✓ Effort tranchant maximal au milieu de  $l_y$ :  $V_y = q l_x / 3$

$$V_x = \frac{14,25 \times 3,3 \times 4,2}{2 \times 3,3 + 4,2} = 18,3 \text{ KN/ml}$$

$$V_y = \frac{14,25 \times 3,3}{3} = 15,68 \text{ KN/ml}$$

➤ **Sollicitations à l'ELS**

• Les moments isostatiques :

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,063 \times 10,11 \times (3,3)^2 = 6,94 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,71 \times 6,94 = 4,93 \text{ KN.m/ml}$$

- La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires (méthode simplifiée due à Albert Caquot):

✓ En appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 6,94 = 3,47 \text{ KN.m/ml}$$

✓ En travée :

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 6,94 = 5,9 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 4,93 = 4,2 \text{ KN.m/ml}$$

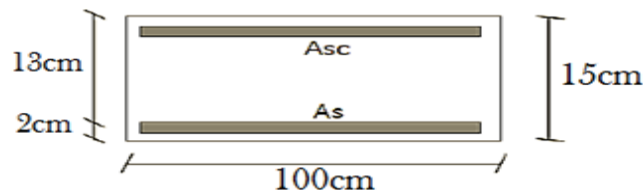
Le tablou.III.17 récapitule les Sollicitations de calcul du ferrailage de la dalle pleine.

**Tablou.III.17** : Sollicitations de calcul du ferrailage de la dalle pleine.

Sollicitation			Valeur maximale	
			appui	Travée
Moment	ELU	$M_x(\text{KN.m/ml})$	4,35	7,4
		$M_y(\text{KN.m/ml})$	4,35	4,40
	ELS	$M_x(\text{KN.m/ml})$	3,47	5,9
		$M_y(\text{KN.m/ml})$	3,47	4,2
Effort tranchant ELU	$V_x(\text{KN/ml})$	18,3		
	$V_y(\text{KN/ml})$	15,68		

### III.5.2.3. Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures, on va considérer une section rectangulaire de 1m de largeur et 0,15 m de hauteur avec un enrobage d'acier de 0,02 m et soumise à une flexion simple. La dalle pleine n'étant pas exposée aux intempéries, la fissuration est donc peu préjudiciable.



**Figure.III.20** : Dimensions de la section transversale de la dalle pleine(RDC)

➤ calcul à l'ELU

✓ En travée

• Suivant- X

Nous avons :  $h = 0,15 \text{ m}$  ;  $d' = 0,02 \text{ m}$  ;  $d_x = h - d' = 0,13 \text{ m}$  ;  $b = 1 \text{ m}$  ;

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

$$f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

Notons :  $M_{tx} = M_u = 7,4 \text{ KN.m/ml}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{7,4 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13)^2 \times 14,17} = 0,03 \implies \mu \leq 0,48$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,03}) = 0,04 \leq 0,259 \implies \text{Pivot A}$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires  $\implies A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{0,8\alpha b d f_{bu}}{f_{su}}$$

$$A_{s,u} = \frac{0,8 \times 0,04 \times 1 \times 0,13 \times 14,17}{348} = 1,7 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :  $A_{sc} = 0$

$$A_{s,u} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Suivant-y**

Nous avons :  $h = 0,15\text{m}$  ;  $d' = 0,02\text{m}$   $d_y = h - d' - \varnothing = 0,12 \text{ m}$  ;  $b = 1 \text{ m}$  ;

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

$$f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

Notons:  $M_{ty} = M_u = 4,40 \text{ KN.m/ml}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{4,40 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13)^2 \times 14,17} = 0,02 \implies \mu \leq 0,48$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,02}) = 0,025 \leq 0,259 \implies \text{Pivot A}$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires  $\implies A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b d f_{bu}}{f_{su}}$$

$$A_{s,u} = \frac{0,8 \times 0,025 \times 1 \times 0,13 \times 14,17}{348} = 1,05 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 1,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :  $A_{sc} = 0$

$$A_{s,u} = 1,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Sur appui**

• **Suivant X et Y**

Nous avons :  $h = 0,15\text{m}$  ;  $d' = 0,02\text{m}$   $d = h - d' = 0,13 \text{ m}$  ;  $b = 1 \text{ m}$  ;

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

$$f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

Notons :  $M_{a,x} = M_{a,y} = M_u = 4,35 \text{ KN.m/ml}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{4,35 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13)^2 \times 14,17} = 0,02 \implies \mu \leq 0,48$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,02}) = 0,025 \leq 0,259 \implies \text{Pivot A}$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires  $\implies A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b d f_{bu}}{f_{su}}$$

$$A_{s,u} = \frac{0,8 \times 0,025 \times 1 \times 0,13 \times 14,17}{348} = 1,05 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 1,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :  $A_{sc} = 0$

$$A_{s,u} = 1,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité (CBA / Article B5.3)**

Pour les dalles rectangulaires s'appuyant sur 4 côtés et soumises à la flexion simple, il faut une quantité d'armatures au moins égale à :



$$A_{s,min} \geq 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{3-\alpha}{2}$$

$$A_{s,min} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{3-0.78}{2} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où :  $A_{s,min} = 1,74 \text{ cm}^2$

✓ **En travée**

**Suivant- X** :  $A_s = 1,7 \text{ cm}^2 < A_{s,min} = 1,74 \text{ cm}^2 \implies$  condition non vérifiée

**Suivant- Y** :  $A_s = 1,05 \text{ cm}^2 < A_{s,min} = 1,74 \text{ cm}^2 \implies$  condition non vérifiée

Donc :  $A_s = A_{s,min} = 1,74 \text{ cm}^2$

✓ **Sur appui**

**Suivent X et Y** :  $A_s = 1,05 \text{ cm}^2 < A_{s,min} = 1,74 \text{ cm}^2 \implies$  condition non vérifiée

Donc :  $A_s = A_{s,min} = 1,74 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification à l'ELS**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable. On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

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

$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$  (Fissuration peu préjudiciable : Pas de limitation.)

✓ **En travée**

• **Suivant- X**

$M_{t,ser} = 5,9 \text{ KN.m/ml}$  et  $A_s = 1,74 \text{ cm}^2$  ;  $A_{sc} = 0$

- Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + nA_{sc}(y-d') - nA_{st}(d-y) = 0$$

$$50y^2 - 15 \times 1,74(13-y) = 0 \implies y = 2,35 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + nA_{sc}(y-d')^2 + nA_s(d-y)^2$$

$$I = 100(2,35)^3/3 + 15 \times 1,74(13-2,35)^2$$

$$I = 3393 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t,ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5,9 \times 10^{-3}}{3393 \times 10^{-8}} = 0,0235$$

$\sigma_{bc} = 4,1 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \implies$  condition vérifiée

$$\sigma_s = n \frac{M_{t,ser}}{I} (d-y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{5,9 \times 10^{-3}}{3393 \times 10^{-8}} (0,13 - 0,0235)$$

$\sigma_s = 277,8 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \implies$  condition vérifiée

• **Suivant- Y**

$M_{t,ser} = 4,2 \text{ KN.m/ml}$  et  $A_s = 1,74 \text{ cm}^2$  ;  $A_{sc} = 0$

✓ Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + nA_{sc}(y-d') - nA_{st}(d-y) = 0$$

$$50y^2 - 15 \times 1,74(13-y) = 0 \implies y = 2,35 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + nA_{sc}(y-d') + nA_s(d-y)^2$$

$$I = 100(2,35)^3/3 + 15 \times 1,74(13-2,35)^2$$

$$I = 3393 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t,ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4,2 \times 10^{-3}}{3393 \times 10^{-8}} 0,0235$$

$$\sigma_{bc} = 3 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{t,ser}}{I} (d-y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{4,2 \times 10^{-3}}{3393 \times 10^{-8}} (0,13 - 0,0235)$$

$$\sigma_s = 171,4 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \implies \text{condition vérifiée}$$

✓ **Sur appui**

• **Suivant-X et Y**

$$M_{t,ser} = 4,2 \text{ KN.m/ml} \quad \text{et} \quad A_s = 1,74 \text{ cm}^2 ; A_{sc} = 0$$

✓ Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + nA_{sc}(y-d') - nA_s(d-y) = 0$$

$$50y^2 - 15 \times 1,74(13-y) = 0 \implies y = 2,35 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + nA_{sc}(y-d') + nA_s(d-y)^2$$

$$I = 100(2,35)^3/3 + 15 \times 1,74(13-2,35)^2$$

$$I = 3393 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t,ser}}{I} y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4,2 \times 10^{-3}}{3393 \times 10^{-8}} 0,0235$$

$$\sigma_{bc} = 3 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{t,ser}}{I} (d-y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{4,2 \times 10^{-3}}{3393 \times 10^{-8}} (0,13 - 0,0235)$$

$$\sigma_s = 197,7 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \implies \text{condition vérifiée}$$

### III.5.2.4. Vérification au cisaillement

➤ **Suivant- X**

$$\text{On a : } T_u = V_u = 18,3 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0,2 f_{c28} / \gamma_b , 5 \text{ MPa} ) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 18,3 \times 10^{-3} / (1 \times 0,13) = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.}$$

➤ **Suivant- Y**

$$\text{On a : } T_u = V_u = 15,68 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0,2 f_{c28} / \gamma_b , 5 \text{ MPa} ) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 15,68 \times 10^{-3} / (1 \times 0,13) = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.}$$

III.5.2.5. Schéma de ferrailage

En conséquence, on devra utiliser la section minimale d'armatures (condition de non fragilité),  $A_s=1,74\text{cm}^2$  avec un espacement :

- ✓ Sens X :  $S_t \leq \text{Min} (3h ; 33) \text{ cm}=33\text{cm}$
- ✓ Sens y :  $S_t \leq \text{Min} (4h ; 45) \text{ cm}=45\text{cm}$

➤ **Choix des armatures**

• **sens -X**

5HA10/ml ( $3,92 \text{ cm}^2$ ) comme armatures inférieures, avec un espacement :  $S_t = 25\text{cm}$ .  
 5HA8/ml ( $2,51 \text{ cm}^2$ ) comme armatures supérieures, avec un espacement :  $S_t = 25\text{cm}$ .

• **Sens-Y**

5TH10/ml ( $3,92 \text{ cm}^2$ ) comme armatures inférieures, avec un espacement :  $S_t = 25\text{cm}$ .  
 5TH8/ml ( $2,51 \text{ cm}^2$ ) comme armatures supérieures, avec un espacement :  $S_t = 25\text{cm}$ .

➤ **Disposition des armatures : Arrêt des barres**

Arrêt des barres forfaitaire d'un panneau faisant partie d'une dalle continue avec :

$0,4 \leq l_x/l_y \leq 1$  est de :

- ✓ Armatures inférieures: quadrillage uniforme sur toute la surface, une barre sur deux arrêtée à  $l_x/10$  avant le nu d'appui
- ✓ Armatures supérieures: longueur d'un chapeau dans le cas de panneaux identiques :  
 $L = 2[l_a + 0,15 l_x \text{ (ou } 0,20 l_x)] + \text{épaisseur du nu}$

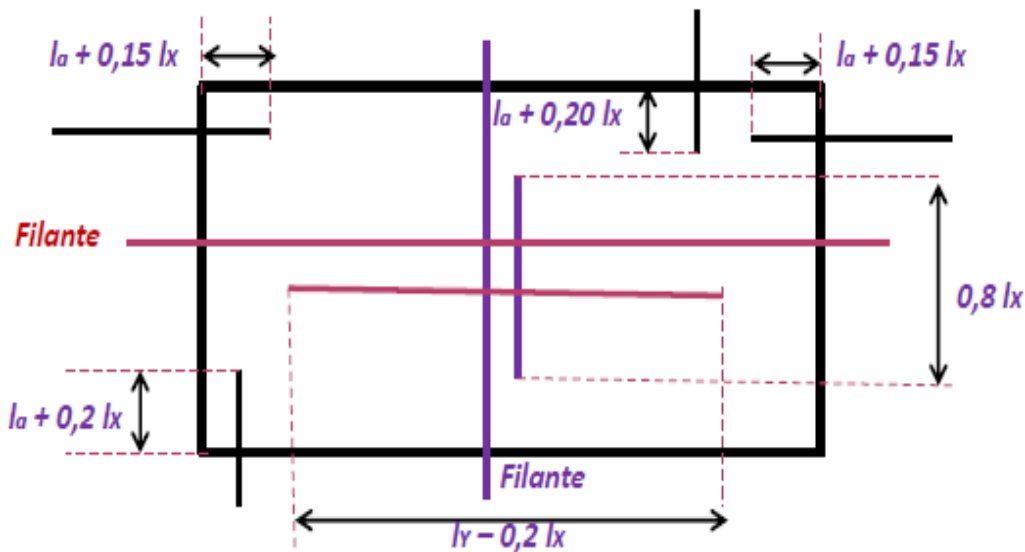


Figure.III.21 : Disposition des armatures

On tracer un schéma de ferrailage d'un panneau de démontions ( $3,6 \times 4$ )  $\text{m}^2$  , qui représenter dans la figure.III.22

Avec :

- $l_x = 3,3\text{m} = 330\text{cm}$
- $l_y = 4\text{m} = 3,7\text{cm}$
- $l_a = \text{longueur d'ancrage} \cong 40 \varnothing \text{ pour des charges uniformément reparties} = 40 \text{ cm}$
- $l_a + 0,15 l_x = 90\text{cm}$
- $0,8 l_x = 265\text{cm}$
- $l_a + 0,2 l_x = 110\text{cm}$
- $l_y - 0,2 l_x = 305\text{cm}$

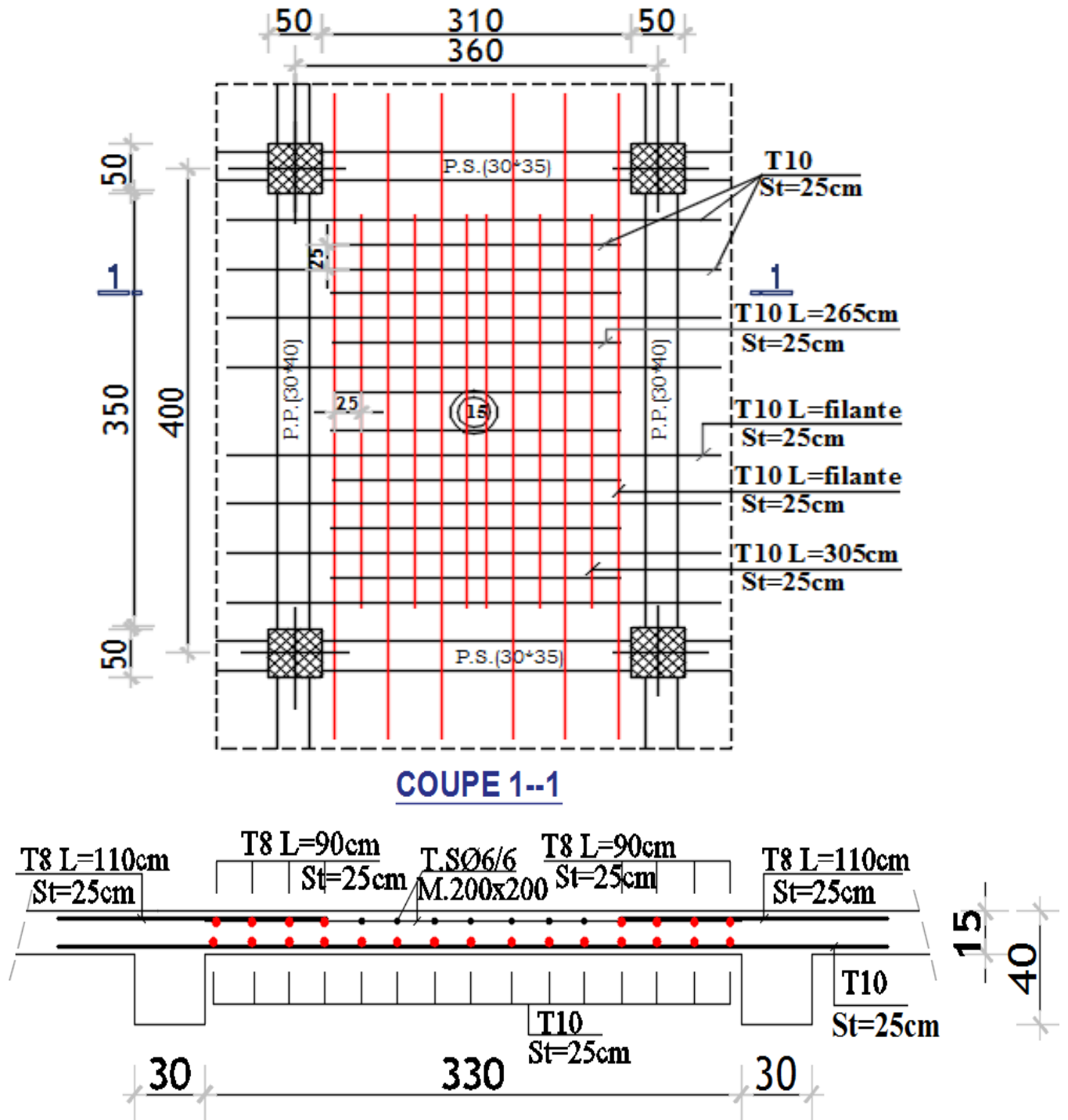


Figure.III.22: Schéma de ferrailage de la dalle pleine (RDC).

### III.6. Conclusion

Les éléments non structuraux ne participent pas à la stabilité et au contreventement du bâtiment mais sont des éléments importants qui peuvent transmettre les efforts aux éléments porteurs. De ce fait leur dimensionnement doit être conforme aux règlements.

**Chapitre IV :**

**ETUDE DYNAMIQUE  
DE LA STRUCTURE**

### IV.1. Introduction

Les principales causes de dommages aux structures sont attribuées par le séisme, et cela suite aux mouvements appliqués à la base de la structure. Sachant que l'algerie se situe dans une zone a risque sismique élevé, il est impératif de construire para-sismique. La construction parasismique c'est à- dire l'art de construire de manière telle que les constructions même endommagés ne s'effondrent pas. Pour cela nous étudions le comportement de la structure vis-à-vis du séisme (étude dynamique de la structure).

On s'appuie pour cette étude sur les prescriptions du règlement parasismique pour choisir de la méthode d'étude qui convient aux propriétés de ce projet et d'avoir une approche globale qui prend en compte tous les facteurs pouvant avoir une incidence sur le comportement de la structure.

### IV.2. Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif de cette étude est la détermination en premier lieu de la réponse de la structure vis-à-vis de l'excitation sismique, les caractéristiques dynamiques propres de la structure et par la suite son dimensionnement.

### IV.3. Modélisation

L'étude dynamique d'une structure se présente une complexité et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à la modélisation. Cette dernière, revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. Autrement dit un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, avec un nombre fini d'éléments et de déplacements nodaux. De même, l'expérience à montré que les analyses simplifiées reposant sur les lois de la dynamique des systèmes vibrants aboutissent à des résultats qui reflètent le comportement dynamique réel des ouvrages considérés, ainsi que pour la détermination des déformations et des contraintes développées dans la structure.

De ce fait pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi les quelles :

- **Modélisation en masse concentrée** : Il est commode d'utiliser la modélisation en masses concentrées dans le cas ou la distribution des masses n'est pas tout à fait uniforme ; elle forme ainsi un pendule multiple. C'est un modèle simple mais qui a des limitations.
- **Modélisation en éléments finis** : dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments. On détermine les inconnues au niveau des noeuds, puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

## **IV.4. Méthodes de calcul**

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) citent trois méthodes de calcul, Ces méthodes sont :

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

## **IV.5. Choix de la méthode**

Le choix de la méthode de calcul de la structure a comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. La méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions.

### **IV.5.1. La méthode statique équivalente**

#### **IV.5.1.1. Principe**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés comme équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

#### **IV.5.1.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente**

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

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 de RPA 03/99 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zone III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées au-dessus, les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I** : • tous groupes

**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

**La méthode statique équivalente** ne peut pas être utilisée dans notre cas car :

- Le bâtiment étudié présente une irrégularité en plan (les critères de régularité en plan ne sont pas vérifiés).
- Le bâtiment est implanté dans la Zone III, groupes d'usage 2, et sa hauteur est supérieure à 17m.

### **IV.5.2. Méthodes dynamiques**

**IV.5.2.1. La méthode analyse modale spectrale** qui peut être utilisée dans tous les cas et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

**IV.5.2.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes** nécessite l'intervention d'un personnel hautement qualifié et spécialisé dans ce domaine et qui peut justifier son choix en terme de séismes de calcul, de lois de comportement utilisées ainsi que des critères de sécurité à satisfaire.

**Donc dans notre cas, on utilise la méthode dynamique par analyse modale spectrale**

## **IV.6. Méthode dynamique modale spectrale**

### **IV.6.1. Principe de la méthode**

Elle consiste à rechercher pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### **IV.6.2. Spectre de réponse de calcul**

Les spectres de réponse, courbes permettant d'évaluer la réponse d'une construction à un séisme passé ou futur, constituent la caractérisation des séismes la plus couramment utilisée par les ingénieurs de construction. Ces courbes, sous-produits des accélérogrammes, permettent par un calcul, de déterminer les efforts internes dans une structure soumise aux séismes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

#### **IV.6.2.1. Détermination des paramètres du spectre de réponse**

- **A** : coefficient d'accélération de zone



**Tableau IV.1:** Valeurs de A. [1]

Groupe	Zone		
	I	II	III
<b>1A</b>	0,12	0,25	0,35
<b>1B</b>	0,10	0,20	0,30
<b>2</b>	0,08	0,15	0,25
<b>3</b>	0,05	0,10	0,15

Notre structure est située en zone **III** (D'après la classification sismique de wilaya d'Alger : RPA 99/03), et il est de groupe 2 (bâtiment d'habitation)

Alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,25 m/s<sup>2</sup>**

➤  $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)  
 $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique

**Tableau IV.2:** Valeurs de  $\xi$  (%).[1]

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
<b>Léger</b>	6	4	10
<b>Dense</b>	7	5	

$\xi = 7 \%$  pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,88$       **Donc :  $\eta = 0,88 \geq 0.7$**

➤ **R** : coefficient de comportement de la structure

**Tableau IV.3 :** Valeurs de R. [1]

Description du système de contreventement	Valeur de R
Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
Voiles porteurs	3,5
Noyau	3,5
Mixte portiques/voiles avec interaction	5
Portiques contreventés par des voiles	4
Console verticale à masses réparties	2
Pendule inverse	2

Dans notre structure, on a un système de contreventement par des voiles porteurs en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure est égal à :

**R=3,5**

➤ **T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

**Tableau IV.4:** Valeurs de T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>. [1]

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
<b>T<sub>1</sub> (sec)</b>	0,15	0,15	0,15	0,15
<b>T<sub>2</sub> (sec)</b>	0,30	0,40	0,50	0,70

On a site **S<sub>4</sub>** donc : T<sub>1</sub> = 0,15 s

T<sub>2</sub> = 0,70 s

➤ **Q** : facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

**Tableau IV.5** : valeurs des pénalités  $P_q$ . [1]

Critère q	$P_q$	
	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2- Redondance en plan	0	0,05
3-Régularité en plan	0	0,05
4-Régularité en élévation	0	0,05
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

✓ Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois (3) travées dont le rapport des portées est  $< 1,5$ . Dans notre cas on a 7 travée :

$$\left. \begin{array}{l} 3,8/3,8=1 < 1,5 \\ 3,8/3,4=1,1 < 1,5 \\ 3,4/3,6=0,94 < 1,5 \end{array} \right\} \text{ critère observé } p_q = 0$$

✓ Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan au moins (4) files de portiques avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- Sens longitudinal : (7 files) :

$$L_{\max} / L_{\min} = 3,8 / 3,4 = 1,1 \leq 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

- Sens transversal (6files) :

$$L_{\max} / L_{\min} = 4,5 / 3 = 1,5 \leq 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

✓ Régularité en plan :

- la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

Donc le critère n est pas observé  $p_q = 0,05$

✓ Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

- La masse des différents niveaux diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.

- la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5fois sa plus petite dimension.

Critère observé donc : La structure est classée régulière en élévation  $p_q = 0$

✓ Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :  $p_q = 0,05$

✓ Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé :  $p_q = 0.10$

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,1$$

**Donc :  $Q = 1,20$**

Le tableau IV.6 récapitule les paramètres définissant le spectre de réponse.

**Tableau IV .6 : Facteurs définissant le spectre de réponse**

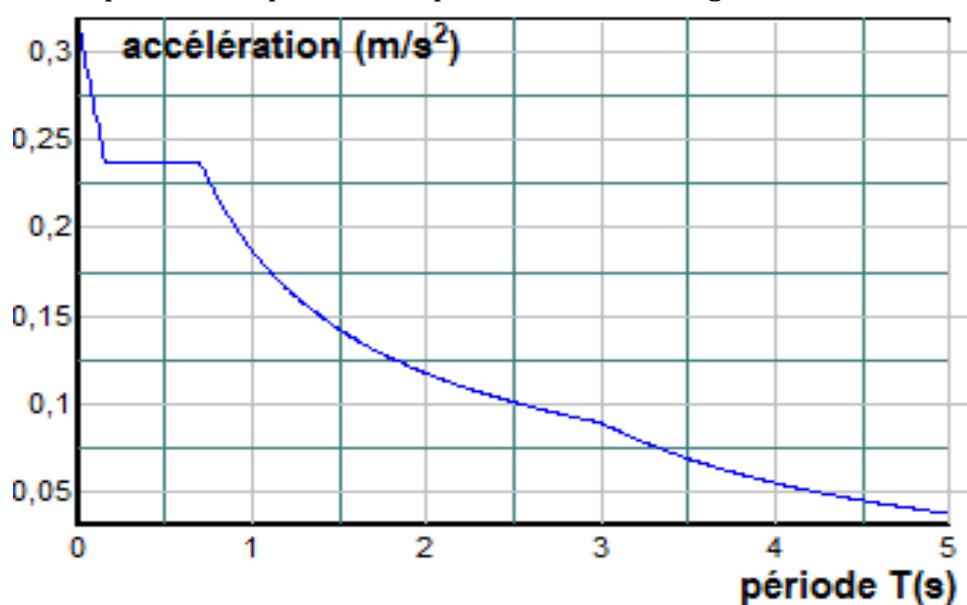
A (m/s <sup>2</sup> )	ξ%	η	R	T <sub>1</sub> (s)	T <sub>2</sub> (s)	Q
0.25	7	0.88	3,5	0.15	0.7	1.2

Les valeurs de spectre de réponse sont représentées dans le tableau IV.7 :

**Tableau IV.7 : Valeurs du Spectre de réponse**

T(s)	Sa/g	T(s)	Sa/g	T(s)	Sa/g
0	0,313	1	0,186	2	0,117
0,1	0,262	1,1	0,175	2,1	0,114
0,2	0,236	1,2	0,165	2,2	0,11
0,3	0,236	1,3	0,156	2,3	0,107
0,4	0,236	1,4	0,149	2,4	0,104
0,5	0,236	1,5	0,142	2,5	0,101
0,6	0,236	1,6	0,136	2,6	0,098
0,7	0,236	1,7	0,131	2,7	0,096
0,8	0,216	1,8	0,126	2,8	0,094
0,9	0,2	1,9	0,121	2,9	0,092

Les valeurs du spectre de réponse est représentée dans la Figure IV.1



**Figure IV.1 : Allure du spectre de réponse de calcul**

### **IV.6.3. Nombre de modes à considérer**

Il faut bien comprendre qu'il n'est pas nécessaire de considérer l'effet de tous les modes de vibration pour obtenir une précision acceptable dans les structures de génie civil. Pour modéliser un bâtiment en trois dimensions, le nombre de modes requis dans une analyse dynamique modale ou spectrale dépend de la direction de l'excitation à la base et du degré de couplage entre les modes de translation et les modes de torsion.

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

- 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.
- Le minimum des modes à retenir est égal à trois (3) pour chaque direction considérée.

**Dans le cas où les conditions citées ci-dessus ne sont pas observées, le nombre de modes à considérer est donné par la formule suivante :**

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \quad \text{et } T_K \leq 0.2 \text{ (sec)}$$

Avec :

N : Nombre de niveaux au-dessus du sol.

$T_K$  : Période du mode K.

Comme notre structure comporte 9 niveaux (R+8) Selon la première inégalité:

$$K \geq 3 \times \sqrt{9} = 9$$

A partir de ces conditions, nous avons à prendre en considération au moins 9 modes de vibration.

**Le nombre de modes à considérer doit être au moins de 9.**

### **IV.6.4. Combinaisons des réponses modes maximales**

Pour déterminer la réponse maximale du DDL on ne peut pas additionner directement les réponses modales maximales, car ces valeurs maximales ne se produisent pas au même temps et leur addition donne des résultats très sécuritaires. En pratique, on doit recourir à une combinaison statique des réponses modales maximales pour estimer la réponse maximale de chaque DDL. Les combinaisons les plus utilisées sont :

#### **IV.6.4.1. Méthode SRSS (racine carré de la somme des carrés)**

Une autre approche très commune, est l'utilisation de la méthode SRSS (la racine carrée de la somme des carrés). Elle a été à l'origine proposée dans des analyses de bâtiments en deux dimensions ; les fréquences naturelles latérales ne sont pas rapprochées. Dans une analyse en trois dimensions toutefois, des modes dans des directions différentes peuvent posséder des fréquences naturelles très semblables. En conséquence, la combinaison du SRSS peut donner des résultats non sécuritaires.

Pour des structures en trois dimensions, où les fréquences sont très rapprochées, cette supposition n'est pas justifiée.

**IV.6.4.2. Méthode CQC (combinaison quadratique complète)**

Dans le cas où un système possède des fréquences très rapprochées, la méthode CQC (combinaison quadratique complète), donne une meilleure estimation. Elle est basée sur la théorie des vibrations aléatoires, et converge vers la combinaison SRSS si les fréquences sont bien séparées.

La valeur d'une force est estimée à partir des valeurs modales maximales par la formule:

$$F_n \approx \sqrt{\sum_m \sum_n (f_n) \cdot (\rho_{mk}) \cdot (f_n)}$$

Avec :

$f_n$ ;  $f_m$ : Force modale associée au mode n et m;

$\rho_{mk}$  : Coefficient de corrélation des fréquences et des coefficient d'amortissement des modes n et m.

$$\rho_{mk} = \frac{8(\zeta_m + \zeta_k)r^{2/3}\sqrt{\zeta_k}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta_m\zeta_k r(1+r^2) + 4(\zeta_m^2 + \zeta_k^2)r^2}$$

$r = \frac{w_m}{w_n}$  : rapport des fréquences

$\zeta_n$  : Fraction d'amortissement critique pour le mode n

**Remarque** : Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 combine les modes de vibration par la méthode CQC.

**D'après l'article 4.3.5 du RPA99/version 2003 :**

- Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes  $T_i$ ,  $T_j$  et d'amortissement  $\xi_i$ ,  $\xi_j$  sont considérées comme indépendantes si le rapport  $r = T_i / T_j$  ( $T_i \leq T_j$ ). Vérifie:

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

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considérée ;

$E_i$  : valeur modale de E selon le mode i ;

K : nombre de modes retenus.

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

$$\sqrt{|E_1| + |E_2| + \sum_{i=1}^K E_i^2}$$

Avec :

E : Résultante de l'effet considéré.

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

## IV.7. Analyse modale

### IV.7.1. Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique

- La structure est classée en groupe d'usage 2.
- Le site est très meuble, donc le sol est de catégorie S4.
- L'ouvrage se trouve dans une zone III (zone de forte sismicité).
- La structure a 31,45 m de hauteur.
- Le système structural est constitué des Portiques en béton armé avec un remplissage dense, donc le pourcentage d'amortissement critique  $\xi = 7\%$ .

### IV.7.2. Disposition des voiles

Le choix de la disposition des voiles a pour objectif de réduire l'effet de torsion et le renforcement des zones flexibles dû à la forme irrégulière de ce bâtiment (forme en T) qui pose un grand défi.

Pour cela, nous choisirons un système structural : portique contreventé par des voiles porteurs en béton armé. . On doit donc vérifier les conditions données par le RPA version 2003, à savoir :

- ✓ Les voiles doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

Dans notre cas, nous avons opté pour la disposition représentée dans la figure IV.2.

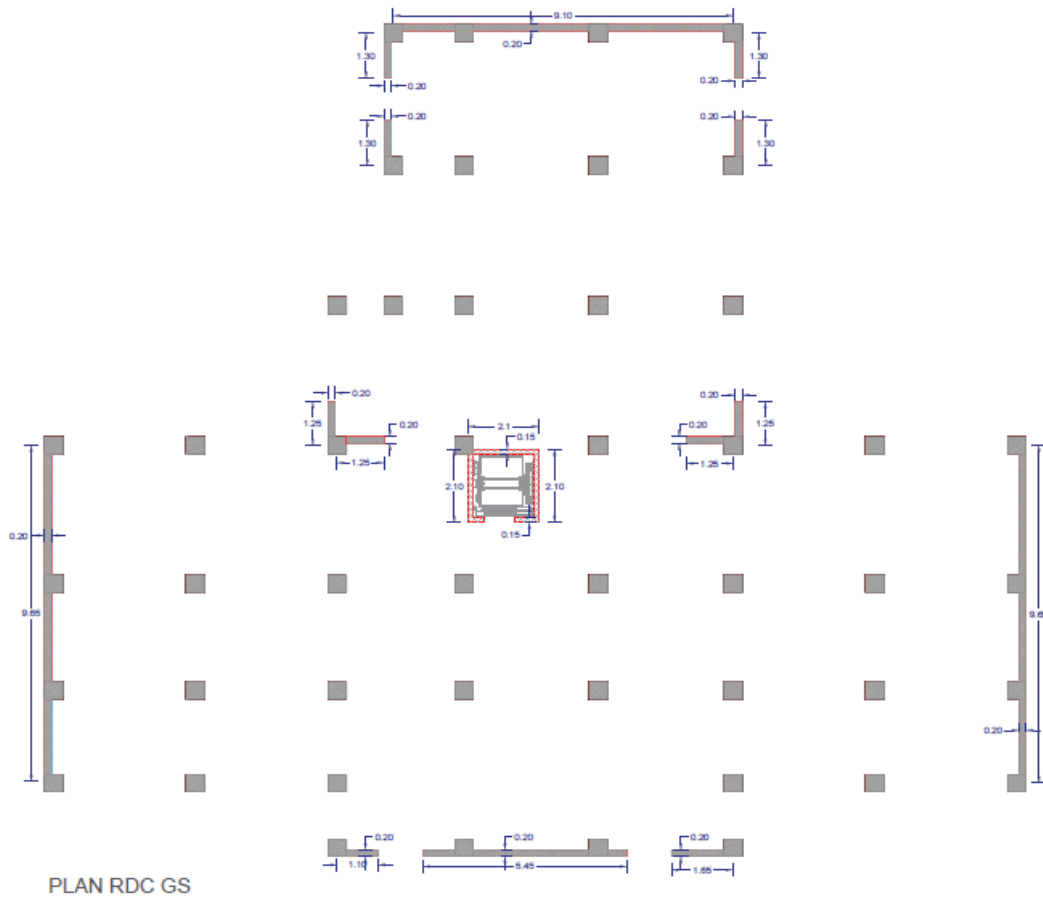


Figure IV.2 : Représentation des voiles en plan

### IV.7.3. Modélisation de la structure

Vue la complexité de la structure étudiée, l'utilisation de l'outil informatique et des logiciels de calcul des structures devient nécessaire.

Il doit donc être effectué 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.

Dans le logiciel Robot, les paramètres suivants ont été utilisés pour effectuer l'analyse modale :

- Méthode : Itération sur le sous-espace.
- Matrice des masses : concentrées sans rotations.
- Paramètre :
- ✓ Tolérance : 0.0001 écart entre deux itérations à atteindre pour passer au mode suivant.
- ✓ Nombre d'itérations : 40 (à augmenter si l'itération ne converge pas) ;
- Négliger la densité : pour ne pas prendre en compte deux fois le poids propre de la structure lorsqu'il est déjà intégré dans la déclaration des masses.
- Vérification de strume : permet de vérifier que tous les modes trouvés sont bien les premiers modes.
- Participation massique :  $W = G + \beta Q$

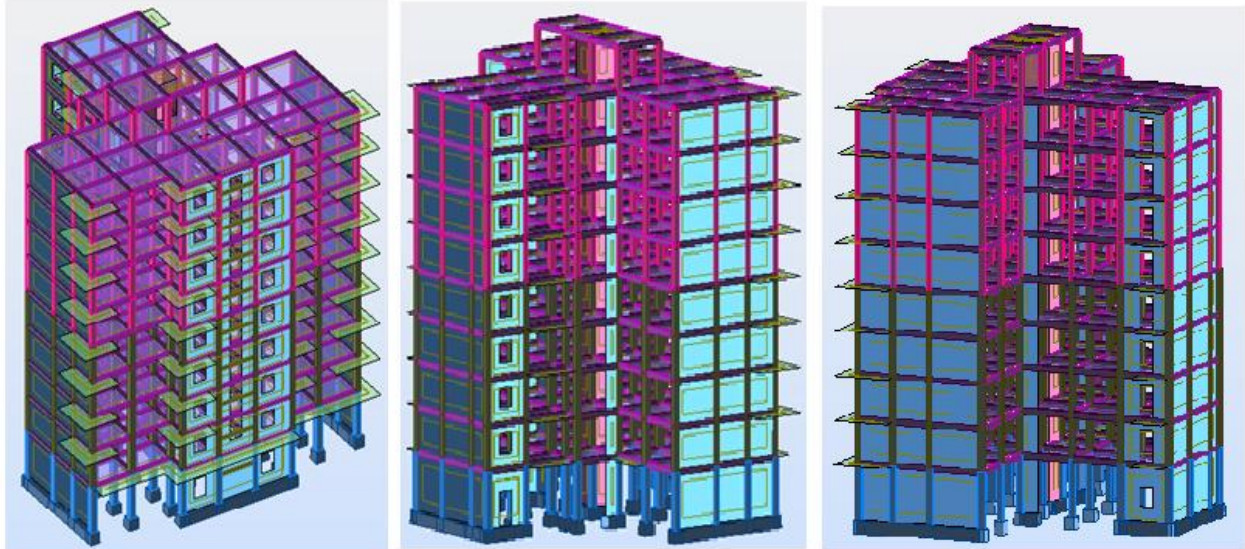
Avec :

G : poids propre de la structure.

Q : charge d'exploitation

$\beta$  : coefficient de pondération égal à 0,2 (Bâtiments d'habitation, selon le RPA99).

**Remarque** : dans ce modèle, on ne modélise pas le sous-sol parce que c'est une boîte infiniment raide suit les mouvements du sol.



**Figure IV.3:** Vue 3D de l'ouvrage après modélisation par Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

#### IV.7.4. Périodes et facteurs de participation massique

L'analyse modale par Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 nous fournit les résultats donnés dans le tableau. IV.8.

**Tableau. IV.8 :** Participation des masses modales effectives

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées		Masses modales	
			suiwant -X %	suiwant-Y %	suiwant -X %	suiwant-Y %
1	2,24	0,45	<b>65,22</b>	<b>0,01</b>	<b>65,22</b>	<b>0,01</b>
2	2,37	0,42	<b>65,22</b>	<b>67,84</b>	<b>0,01</b>	<b>67,83</b>
3	4,15	0,24	70,11	67,86	<b>4,89</b>	<b>0,02</b>
4	8,13	0,12	86,60	67,86	16,49	0,01
5	9,43	0,11	86,62	87,90	0,01	20,03
6	11,94	0,08	87,57	88,06	0,96	0,17
7	12,25	0,08	87,60	88,14	0,03	0,08
8	12,91	0,08	87,60	88,20	0,00	0,05
9	13,33	0,08	87,67	88,20	0,07	0,00
10	13,41	0,07	87,69	88,22	0,03	0,02
11	13,50	0,07	87,70	88,22	0,01	0,00
12	13,59	<b>0,07</b>	<b>87,70</b>	<b>88,22</b>	0,00	0,00



### Interprétation des résultats

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale de  $T = 0,45$  s
- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant (X-X)
- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant (Y-Y)
- ✓ Le troisième mode est un mode de rotation avec faible coefficient de participation, le comportement dans ce cas de la structure est bon.
- ✓ Les facteurs de participation massique ont atteint les 88% au 12<sup>eme</sup> mode de vibration.
- ✓ le nombre des modes à considérer est donné par la formule suivante :

$$K \geq 3 \times \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.2 \text{ (sec)}$$

Comme notre structure comporte 9 niveaux (R+8) Selon l'inégalité:  $k \geq 3 \times \sqrt{9} = 9$

$K=12$  et  $T_{12}=0.07 \text{ (sec)} \leq 0.2 \text{ (sec)} \implies$  La condition de RPA99/03 est vérifiée

Les Principaux modes de vibration sont représentés dans la figure IV.4.

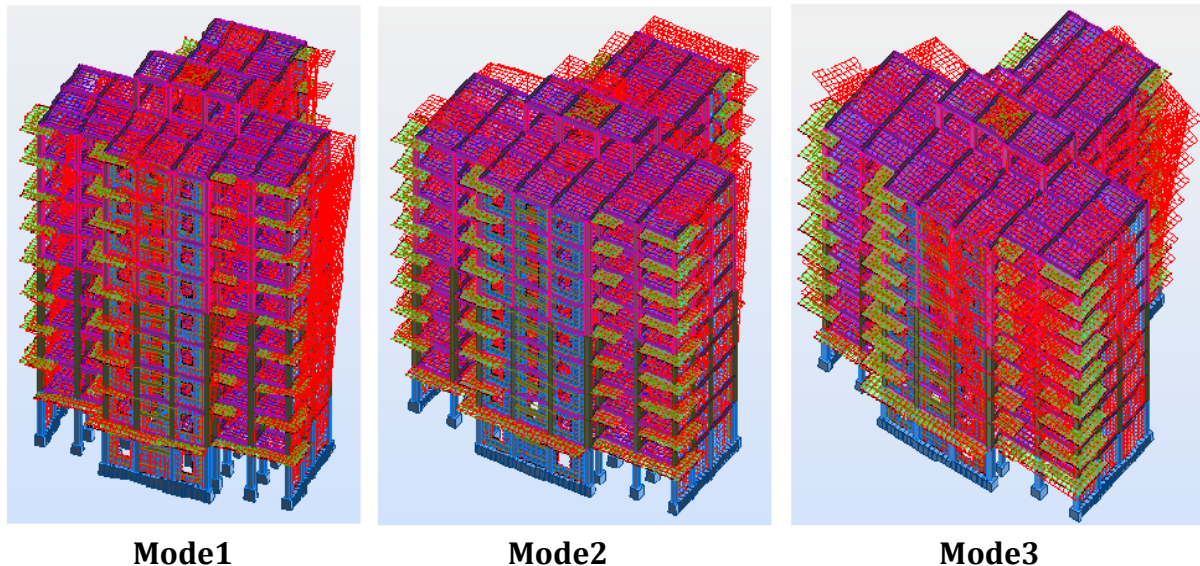


Figure IV.4 : Principaux modes de vibration

## IV.8. Analyse sismique

Après avoir effectué l'analyse modale, on effectue l'analyse sismique pour obtenir les efforts horizontaux appliqués à notre bâtiment

### IV.8.1. Combinaisons de charges

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul selon le code parasismique algérien (RPA99/2003) sont :

- ✓  $G + Q \pm Ex$
- ✓  $G + Q \pm Ey$
- ✓  $0.8G \pm Ex$
- ✓  $0.8G \pm Ey$

Avec :

G = charges permanentes.

Q = charges d'exploitation non pondérées.

E = composante horizontale de l'action sismique.

## IV.8.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment

### IV.8.2.1. Centre de masse « G »

Défini comme étant le barycentre des masses des éléments, Il est caractérisé par les coordonnées «  $X_G$ ;  $Y_G$  » pour les différents niveaux. Il se calcule par rapport à un repère choisi intersection de deux axes 'X' et 'Y'.

Les coordonnées du centre de masse sont définies par les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum W_i X_i}{\sum W_i} \\ Y_G = \frac{\sum W_i Y_i}{\sum W_i} \end{cases}$$

Avec :

$W_i$ : Masse de l'élément considéré.

$X_i$ ;  $Y_i$  : Les coordonnées géométriques de l'élément considéré.

### IV.8.2.2. centre de torsion « C »

Le centre de torsion est le barycentre des inerties, défini par les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_C = \frac{\sum I_{X_i} X_i}{\sum I_{X_i}} \\ Y_C = \frac{\sum I_{Y_i} Y_i}{\sum I_{Y_i}} \end{cases}$$

Avec :

I: L'inertie de l'élément considéré par rapport à son propre centre de gravité.

### IV.8.2.3. Excentricité

#### ➤ Excentricité théorique:

L'excentricité théorique « $e_{th}$ » est la distance entre le barycentre des masses et le centre de torsion.

$$\begin{cases} e_{th,x} = |X_C - X_G| \\ e_{th,y} = |Y_C - Y_G| \end{cases}$$

Avec :

$(X_C; Y_C)$ : Coordonnées du centre de torsion.

$(X_G; Y_G)$ : Barycentre de masse.

#### ➤ Excentricité accidentelle

Conformément à l'article 4.3.7 du RPA99/03 et comme on a procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 5\% L$  doit être appliquée au niveau du plancher considéré et ce, suivant chaque direction.

$$e_{acc} = 5\% L$$

Avec :

L: est la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique considérée.

Le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003 exige une excentricité de calcul égale à :  $e_{calcul} = \max(e_{th}; e_{acc})$

Le tableau. IV .9 récapitule les valeurs des caractéristiques géométriques de notre bâtiment.

**Tableau. IV .9 :** Caractéristiques géométriques du bâtiment.

Etage	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité (m)					
	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>C</sub> (m)	Y <sub>C</sub> (m)	théorique		accidentelle		calcul	
					e <sub>th, X</sub> (m)	e <sub>th, Y</sub> (m)	e <sub>acc ; X</sub> (m)	e <sub>acc ; Y</sub> (m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)
RDC	12,99	9,63	12,94	9,05	0,06	0,58	1,36	1,24	1,36	1,24
1 <sup>er</sup>	12,95	9,77	12,9	11,74	0,05	1,97	1,44	1,24	1,44	1,97
2 <sup>ème</sup>	12,95	9,78	12,9	11,74	0,05	1,95	1,44	1,24	1,44	1,95
3 <sup>ème</sup>	12,95	9,78	12,9	11,74	0,05	1,95	1,44	1,24	1,44	1,95
4 <sup>ème</sup>	12,95	9,78	12,9	11,74	0,05	1,95	1,44	1,24	1,44	1,95
5 <sup>ème</sup>	12,96	9,8	12,9	11,74	0,06	1,94	1,44	1,24	1,44	1,94
6 <sup>ème</sup>	12,96	9,8	12,9	11,74	0,06	1,94	1,44	1,24	1,44	1,94
7 <sup>ème</sup>	12,96	9,8	12,9	11,74	0,06	1,94	1,44	1,24	1,44	1,94
8 <sup>ème</sup>	12,96	9,71	12,9	11,74	0,05	2,03	1,44	1,24	1,44	2,03
Salle d'ascenseurs	12,72	9,73	12,08	11,35	0,64	1,62	0,53	0,2	0,64	1,62

### IV.8.3. Distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V_t = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F<sub>t</sub> au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0,07.T.V_t \Rightarrow \begin{cases} T = \text{période fondamentale (secondes)} \\ V_t = \text{résultante des forces sismiques} \end{cases}$$

La valeur de F<sub>t</sub> ne dépassera en aucun cas 0,25V et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 secondes.

T > 0.7 sec ⇒ Influence des modes supérieurs non négligeables → F<sub>t</sub> ≠ 0 et F<sub>t</sub> ≤ 0.25V

T ≤ 0.7 sec ⇒ F<sub>t</sub> = 0

Pour notre cas on a T=0,45secondes donc : F<sub>t</sub> = 0

La valeur de V doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{V W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Où : F<sub>i</sub> : effort horizontal revenant au niveau i

h<sub>i</sub> : niveau de plancher où s'exerce la force F<sub>i</sub>

h<sub>j</sub> : niveau d'un plancher quelconque

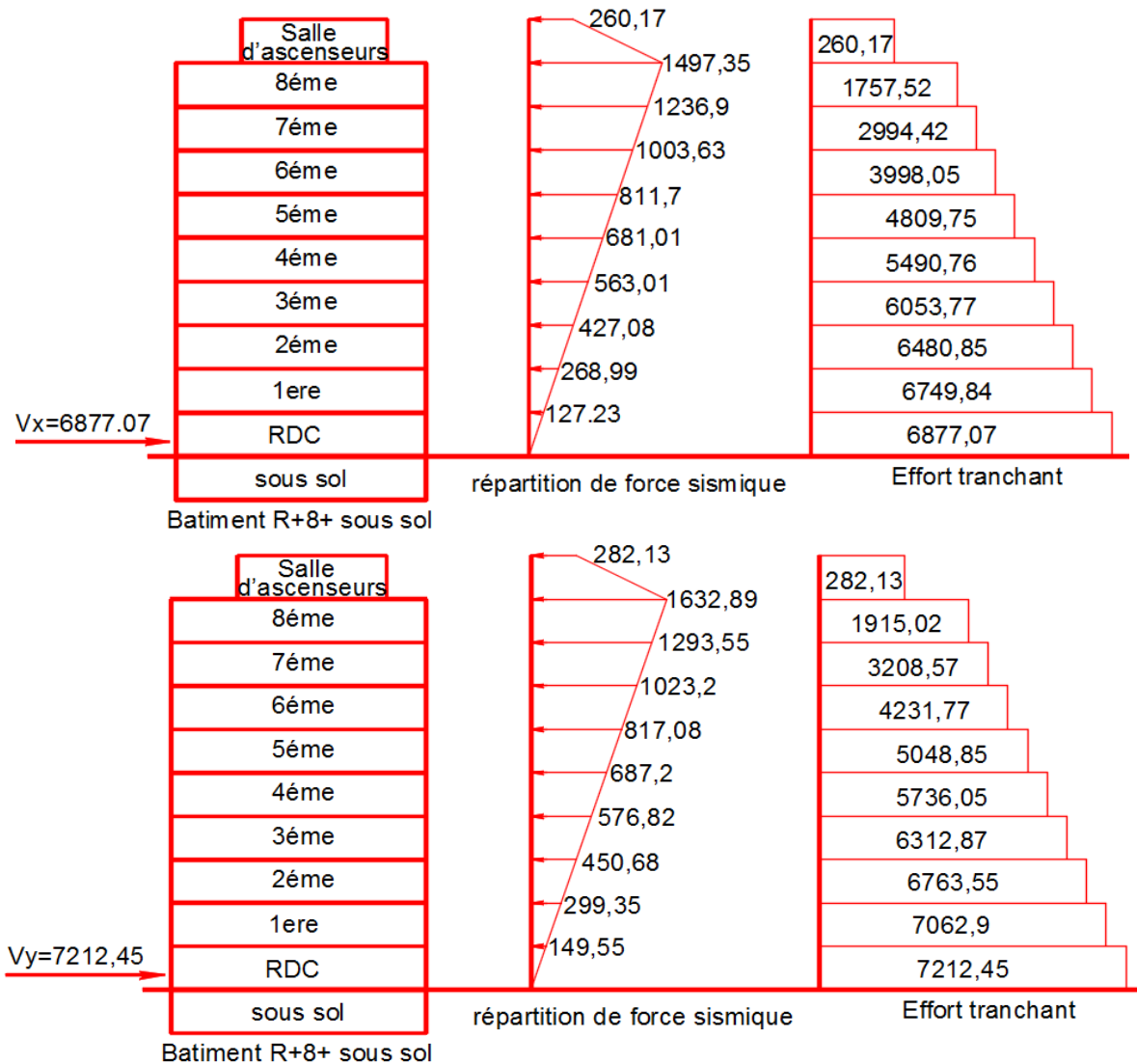
W<sub>i</sub> ; W<sub>j</sub> : poids revenant aux plancher i ; j

Le tableau IV .10 donne la distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux.

**Tableau. IV .10** : Distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux.

Etage	Sens- X		Sens-Y	
	Fi(KN)	V (KN)	Fi(KN)	V (KN)
RDC	127,23	6877,07	149,55	7212,45
1 <sup>er</sup>	268,99	6749,84	299,35	7062,9
2 <sup>ème</sup>	427,08	6480,85	450,68	6763,55
3 <sup>ème</sup>	563,01	6053,77	576,82	6312,87
4 <sup>ème</sup>	681,01	5490,76	687,2	5736,05
5 <sup>ème</sup>	811,7	4809,75	817,08	5048,85
6 <sup>ème</sup>	1003,63	3998,05	1023,2	4231,77
7 <sup>ème</sup>	1236,9	2994,42	1293,55	3208,57
8 <sup>ème</sup>	1497,35	1757,52	1632,89	1915,02
Salle d'ascenseurs	260,17	260,17	282,13	282,13

La Distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux suivent X et Y est représenter dans la Figure IV.5



**Figure IV.5** : Distribution de l'effort sismique sur les différents niveaux suivent X et Y.

### IV.9. Vérifications règlementaires des résultats

En règle générale, l'analyse dynamique reste la meilleure méthode pour obtenir d'une manière plus exacte la répartition des charges sismiques dans les bâtiments irréguliers soumis à des charges latérales.

Cependant, pour évaluer les résultats obtenus, on est obligé d'utiliser la méthode statique équivalente à titre indicatif.

Les vérifications suivantes sont nécessaires selon le RPA99/2003.

#### IV.9.1. Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période calculée numériquement ne doit pas dépasser de plus de 30% la valeur calculée par les formules empiriques données par le RPA99/2003.

$$T_{\text{empirique}} = \min \left( C_T \times h^{3/4}; 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_Y}}; 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_X}} \right)$$

Avec :

$h_N$  : hauteur totale de la structure ;  $h_N=28.39\text{m}$

$C_T$  : Coefficient, fonction du type de contreventement.

**Tableau. IV.11** : valeurs du coefficient  $C_T$ . [1]

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Dans notre cas, le Contreventement est assuré par des voiles en béton armé donc :

**$C_T=0.05$**

$$T=0.05(28.39)^{3/4}=0.61\text{s}$$

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

$$D_Y=23.8\text{m}$$

$$T=0,09 \times \frac{28,39}{\sqrt{23,8}}=0,52 \text{ s}$$

$$D_X=26.3\text{m}$$

$$T=0,09 \times \frac{26,3}{\sqrt{26,3}}=0,50 \text{ s}$$

Donc :  $T_{\text{empirique}} = \min (0,61 ; 0,52; 0,50) = 0,50 \text{ s}$

$$1,3 T_{\text{empirique}} = 0,65 \text{ s}$$

$$T_{\text{numérique}} = 0,45 \text{ s} < 1,3 T_{\text{empirique}}=0,65\text{s} \implies \text{condition vérifiée.}$$

#### IV.9.2. Vérification de la participation des éléments résistant au contreventement.

Pour un système de contreventement en voiles porteurs, les voiles doivent reprendre en plus de la charge sismique horizontale, plus 20 % des sollicitations aux charges verticales. Cette vérification est résumée dans le tableau IV.12.

**Tableau. IV.12 :** Vérification de la répartition des efforts verticaux dans la structure.

Effort vertical Total à la base A l'ELS (G+Q) (KN)	Effort vertical repris par les Voiles base A l'ELS (G+Q) (KN)	% d'effort vertical repris par les Voiles
47995,32	17815,81	37

D'après les résultats précédents, on remarque que l'effort vertical repris par les Voiles est supérieur à 20 % d'effort vertical total a la base A l'ELS (G+Q)

### IV.9.3. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée par le **RPA99/03** est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet, la résultante des forces sismiques à la base «  $V_t$  » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante «  $V$  » des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si :  $V_t < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport :  $\frac{0,8V}{V_t}$

Avec :

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

W : Poids total de la structure

$$W = G + \beta Q \quad W = G + 0,2Q$$

$$W = 43099,81 \text{ KN}$$

A = 0,25 m/s<sup>2</sup>: Coefficient d'accélération de zone.

R=3,5: Coefficient de comportement de la structure.

Q=1,2 : Facteur de qualité

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (  $\eta$  ) et de la période fondamentale de la structure ( T ).

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

$\eta = 0,88$

On a : T= 0,45 s ; T<sub>1</sub>=0,15s et T<sub>2</sub>=0,70s ( car : site S<sub>4</sub> )

Donc :  $0 \leq T \leq T_2 \implies D = 2,5 \eta = 2,5 \times 0,88 \implies D = 2,2$

**Tableau. IV.13 :** Charge sismique à la base par la méthode statique équivalente

A(m/s <sup>2</sup> )	Q	R	D	W(KN)	V(KN)	
					Sens- X	Sens- Y
0,25	1,2	3,5	2,2	43099,81	8127,39	8127,39

**Tableau. IV.14 :** Charge sismique à la base par la méthode modale spectrale

	V <sub>t</sub> (KN)
Sens -X	6877,07
Sens-Y	7212,45

**Tableau. IV.15 :** Vérification de l'effort tranchant à la base

	Vt (KN)	V (KN)	V <sub>t</sub> /V	V <sub>t</sub> /V ≥ 0,80
<b>Sens- X</b>	6877,07	8127,39	0,85	Vérifié
<b>Sens-Y</b>	7212,45	8127,39	0,89	Vérifié

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

« Vt dynamique > 80% Vs statique » est vérifiée.

#### IV.9.4. Vérification au renversement

Le moment de renversement que peut causer l'action sismique est calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Quant au moment stabilisant, il est évalué en tenant compte d'un poids total équivalent au poids de la construction et des fondations (éventuellement celui du remblai).

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{\text{Moment stabilisant}}{\text{Moment de renversement}} = \frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

Avec :

M<sub>S</sub>: Moment stabilisant

$$M_S = \begin{cases} M_{sX} = W \times b_Y \\ M_{sY} = W \times b_X \end{cases}$$

(b<sub>x</sub>, b<sub>y</sub>) : coordonnées du centre de gravité par rapport au point considéré (O):

$$\begin{cases} b_X = 12,958 \text{ (m)} \\ b_Y = 9,757 \text{ (m)} \end{cases}$$

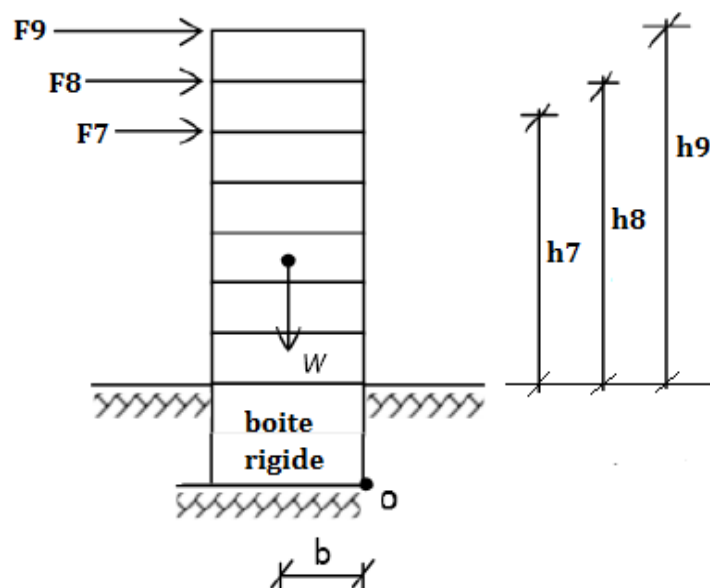
W : Poids totale de la structure.

M<sub>R</sub> : Moment de renversement

$$M_R = \sum F_i h_i$$

F<sub>i</sub> : Force sismique de niveau i

h<sub>i</sub> : hauteur du niveau i, calculé à partir de la base de RDC.



**Figure IV.6 :** Schéma statique de bâtiment sous moments stabilisant et renversant.

**Tableau. IV.16 :** Valeur des forces sismiques et moment de renversement

étage	hi (m)	Force sismique Fi (KN)		M <sub>Ri</sub> =F <sub>i</sub> h <sub>i</sub> (KN.m)	
		Sens-X	Sens-Y	M <sub>Ri,Y</sub>	M <sub>Ri,X</sub>
RDC	3,91	127,23	149,55	497,47	584,74
1 <sup>er</sup>	6,97	268,99	299,35	1874,86	2086,47
2 <sup>ème</sup>	10,03	427,08	450,68	4283,61	4520,32
3 <sup>ème</sup>	13,09	563,01	576,82	7369,80	7550,57
4 <sup>ème</sup>	16,15	681,01	687,2	10998,31	11098,28
5 <sup>ème</sup>	19,21	811,7	817,08	15592,76	15696,11
6 <sup>ème</sup>	22,27	1003,63	1023,2	22350,847	22786,66
7 <sup>ème</sup>	25,33	1236,9	1293,55	31330,68	32765,62
8 <sup>ème</sup>	28,39	1497,35	1632,89	42509,767	46357,75
Salle d'ascenseurs	31,45	260,17	282,13	8182,35	8872,99
<b>M<sub>R</sub>=∑ F<sub>i</sub>h<sub>i</sub> (KN.m)</b>				144990,44	152319,51

**Tableau. IV.17 :** Vérification de la stabilité au renversement à la base.

	W totale (KN)	b (m)	M <sub>S</sub> (KN.m)	M <sub>R</sub> (KN.m)	M <sub>S</sub> /M <sub>R</sub>	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$
<b>Axe-X</b>	49121,71	12,958	479280,524	152319,51	3,14	Condition vérifiée
<b>Axe -Y</b>	49121,71	9,757	636519,118	144990,44	4,39	Condition vérifiée

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

« $\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$ » est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de renversement.

### IV.9.5. Justification vis-à-vis des déformations

L'article 5.10 du RPA99/03 préconise le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Autrement dit :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1\% h_e$ .

$\Delta_{ek}$  : le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

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

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R=3,5: coefficient de comportement.



**Tableau. IV.18 :** Justification vis-à-vis la déformation

étage	$\delta_{ek}$ (cm)		$\delta_k$ (cm)		$\Delta_k$ (cm)		1% ×he (cm)	Condition $\Delta_k \leq 1\% \times$ he
	Sens-X	Sens-Y	Sens- X	Sens- Y	Sens- X	Sens- Y		
RDC	0,114	0,086	0,4	0,3	0,4	0,3	3,91	vérifiée
1 <sup>er</sup>	0,257	0,2	0,9	0,7	0,5	0,4	3,06	vérifiée
2 <sup>ème</sup>	0,486	0,343	1,7	1,2	0,8	0,5	3,06	vérifiée
3 <sup>ème</sup>	0,743	0,514	2,6	1,8	0,9	0,6	3,06	vérifiée
4 <sup>ème</sup>	1	0,714	3,5	2,5	0,9	0,7	3,06	vérifiée
5 <sup>ème</sup>	1,257	0,914	4,4	3,2	0,9	0,7	3,06	vérifiée
6 <sup>ème</sup>	1,543	1,114	5,4	3,9	1	0,7	3,06	vérifiée
7 <sup>ème</sup>	1,771	1,343	6,2	4,7	0,8	0,8	3,06	vérifiée
8 <sup>ème</sup>	2	1,543	7	5,4	0,8	0,7	3,06	vérifiée
Salle d'ascen- -seurs	1,8	1,686	6,3	5,9	-	0,5	3,06	vérifiée

D'après les résultats précédents, on remarque que:  $\Delta_k \leq 1\% \times he$  pour tous les niveaux et pour les deux sens. Donc la justification vis-à-vis des déformations est vérifiée.

#### **IV.9.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

D'après l'article 5.9 du RPA99/03 :

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k», il est calculé comme suit :

$$P_k = \sum_{i=K}^n (W_i + \beta Q_i)$$

$V_k$ : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$ : Hauteur de l'étage « k ».

- **Si :  $0,1 < \theta_k < 0,2$** , les effets P-Δ 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 ce facteur.
- **Si :  $\theta_k > 0,2$** , la structure est instable et doit être redimensionnée.

Le tableau IV.19 nous donne les valeurs des différents paramètres de la justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

**Tableau. IV.19:** Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

Niveau	h <sub>k</sub> (m)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens-X			Sens-Y			Condition $\theta_k \leq 0.10$
			$\Delta_k$ (cm)	V <sub>K</sub> (KN)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (cm)	V <sub>K</sub> (KN)	$\theta_k$	
RDC	3,91	43099,81	0,4	6877,07	0,006	0,3	7212,45	0,006	vérifiée
1 <sup>er</sup>	3,06	37632,02	0,5	6749,84	0,009	0,4	7062,9	0,007	vérifiée
2 <sup>ème</sup>	3,06	32960,87	0,8	6480,85	0,013	0,5	6763,55	0,008	vérifiée
3 <sup>ème</sup>	3,06	28295,60	0,9	6053,77	0,014	0,6	6312,87	0,009	vérifiée
4 <sup>ème</sup>	3,06	23630,33	0,9	5490,76	0,013	0,7	5736,05	0,009	vérifiée
5 <sup>ème</sup>	3,06	18965,06	0,9	4809,75	0,012	0,7	5048,85	0,008	vérifiée
6 <sup>ème</sup>	3,06	14449,73	1	3998,05	0,012	0,7	4231,77	0,008	vérifiée
7 <sup>ème</sup>	3,06	9934,40	0,8	2994,42	0,009	0,8	3208,57	0,008	vérifiée
8 <sup>ème</sup>	3,06	5419,07	0,8	1757,52	0,008	0,7	1915,02	0,007	vérifiée
Salle d'ascen- -seurs	3,06	645,25	0	260,17	-	0,5	282,13	0,004	vérifiée

D'après les résultats précédents, on remarque que: la Condition  $\theta_k \leq 0.10$  est vérifiée pour tous les niveaux et pour les deux sens. Donc la justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  est vérifiée.

#### **IV.10. Conclusion.**

On constate d'après les résultats de l'analyse sismique que la réponse de ce bâtiment irrégulier en plan vis à vis du séisme est jugé partiellement rigide vue sa faible période fondamentale. Cela est apparu lorsqu'on a disposé les voiles de façon à éliminer l'effet de la participation importante de la masse modale en mode de torsion.

Cette étude nous à permis de vérifier la conception de l'ouvrage, grâce aux vérifications imposées par les RPA99 (Période, Effort tranchant, déplacement et stabilité au renversement). Ainsi les résultats de l'étude qui on a fait vérifient l'ensemble des conditions imposées par le règlement parasismique algérien.

**CHAPITRE V :**

**FERRAILLAGE DES  
ELEMENTS  
STRUCTURAUX**

## V.1. Introduction

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

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Les calculs et les vérifications des sections d'aciers appropriés sont effectués conformément aux règlements en vigueur (CBA93, BAEL91/99 et RPA99/2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques. Le ferrailage concerne les poteaux, poutres, et les voiles. Afin d'assurer une sécurité à un risque normal, les règles adoptent des combinaisons d'actions qui varient dans le sens le plus défavorable, et dont les actions atteignent des intensités qui génèrent des efforts les plus sollicitant pour la structure.

Leurs ferrailages sont obtenus sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

➤ **Situation durable :**

$$\gamma_s = 1.15 \implies \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5 \implies f_{bu} = 14.16 \text{ Mpa}$$

➤ **Situation accidentelle :**

$$\gamma_s = 1 \implies \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.15 \implies f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

## V.2. Ferrailage des poteaux

Un poteau est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

Le ferrailage des poteaux s'effectue suivant les trois cas des sollicitations suivantes :

1<sup>er</sup> cas :  $N_{\max} \implies M_{\text{correspondant}}$

2<sup>ème</sup> cas :  $N_{\min} \implies M_{\text{correspondant}}$

3<sup>émé</sup> cas :  $M_{\max} \implies N_{\text{correspondant}}$

### V.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul

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

➤ CBA93 ou BAEL91/99 (Situation durable)

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q & \text{A l'ELU} \\ G + Q & \text{A l'ELS (pour les vérifications)}. \end{cases}$$

➤ RPA99/version2003 (Situation accidentelle)

$$\begin{cases} G + Q \pm E & \text{A l'ELA} \\ 0.8G \pm E & \text{A l'ELA} \end{cases}$$

Les combinaisons donnent des sollicitations, et chacune des sollicitations donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des valeurs obtenues (cas le plus défavorable).

### V.2.2. Vérification spécifique des poteaux

Avant de calculer le ferrailage, il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA99, dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme

#### V.2.2.1. Sous sollicitations normales (coffrage de poteau)

L'effort normal de compression est limité par la condition de RPA03/99 suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.3$$

Avec :

$N_d$ : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

$B_c$  : Section de poteau.

$f_{c28}$ =25MPA : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales est représentée dans le tableau V.1 :

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

Niveau	Sections des poteaux $B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.3$
8 <sup>ème</sup> étage	40×40	185,21	0,046
7 <sup>ème</sup> étage	40×40	315,96	0,079
6 <sup>ème</sup> étage	40×40	448,80	0,112
5 <sup>ème</sup> étage	40×40	583,86	0,146
4 <sup>ème</sup> étage	45×45	732,06	0,183
3 <sup>ème</sup> étage	45×45	884,19	0,174
2 <sup>ème</sup> étage	45×45	1040,72	0,205
1 <sup>ère</sup> étage	45×45	1201,91	0,237
RCD	50×50	1380,67	0,220
Sous-sol	50×50	1550,76	0,248

#### V.2.2.2. Sous sollicitations tangentes

➤ La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite de RPA99/03 suivante :

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

$\tau_u$ : Contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique égale à :

$$\tau_u = V_u / (b \times d) \text{ et } d = 0,9h$$

$\tau_{bu}$  : contrainte limite de cisaillement égale à :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : est l'élançement géométrique du poteau.

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

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau égale à la longueur libre de poteau  $l_0$ .

$l_f = l_0$  donc :  $l_f$  (s -sol)= 2,4m ;  $l_f$  (RDC)=3,7m ;  $l_f$  (étage courant)= 2,85m

➤ Il y a lieu de vérifier aussi la condition de BAEL91/99 suivante (armatures droites dans le cas où la fissuration est peu préjudiciable) :

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

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0,2 f_{c28} / \gamma_b , 5\text{MPa} ) = 3,69\text{MPa}$$

(Fissuration peu préjudiciable et situation accidentelle)

$\tau_u = V_u / (b \times d)$  et  $d = 0,9b$

**Tableau V.2:** Vérification des poteaux sous sollicitations tangentes.

Niveau	Sections des poteaux Bc=a.b cm <sup>2</sup>	V (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda_g$	$\rho_d$	$\tau_{bu}$ (MPa)	RPA $\tau_u \leq \tau_{bu}$ condition	BAEL $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition
8 <sup>ème</sup> étage	40×40	52,55	0,365	7,125	0,075	1,875	vérifiée	vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	40×40	54,34	0,377	7,125	0,075	1,875	vérifiée	vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	40×40	45,91	0,319	7,125	0,075	1,875	vérifiée	vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	40×40	44,23	0,307	7,125	0,075	1,875	vérifiée	vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	45×45	58,99	0,324	6,33	0,075	1,875	vérifiée	vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	45×45	52,57	0,289	6,33	0,075	1,875	vérifiée	vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	45×45	47,85	0,263	6,33	0,075	1,875	vérifiée	vérifiée
1 <sup>ère</sup> étage	45×45	35,97	0,198	6,33	0,075	1,875	vérifiée	vérifiée
RCD	50×50	19,89	0,088	7,4	0,075	1,875	vérifiée	vérifiée
Sous-sol	50×50	14,68	0,065	4,8	0,04	1	vérifiée	vérifiée

### V.2.3. Calcul du ferrailage longitudinal

#### V.2.3.1. Recommandations

➤ **Recommandations du RPA 99/03**

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique III est limité :

- Leur pourcentage minimal sera de :
- ✓ 0,9 % ( $A_s / b.a \geq 0,9 \%$ ).
- Leur pourcentage maximal sera de :
- ✓ 3 % ( $A_s / b.a \leq 3 \%$ ) en zone courante.
- ✓ 6% ( $A_s / b.a \leq 6\%$ ) en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi$ .
- La distance maximale entre les barres verticale dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- **Recommandations du CBA93 (ou BAEL91/99)**
- Leur pourcentage minimal sera de :
- ✓ 0,2% ( $A_s / b.a \geq 0,2\%$ )

Pour le ferrailage des poteaux, on adopte le même ferrailage pour chaque quatre niveaux, on aura donc les zones suivantes :

Zone 1 : Sous-sol  $\Rightarrow$  RDC

Zone 2 : 1<sup>er</sup> Etage  $\Rightarrow$  4<sup>ème</sup> Etage

Zone 3 : 5<sup>ème</sup> Etage  $\Rightarrow$  8<sup>ème</sup> Etage

### V.2.3.2. Résultats obtenus

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour les trois combinaisons, donnés par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 sont résumés dans les tableaux V.3 à V.5 :

➤ **1<sup>er</sup> cas : Effort normal N maximal avec moment M correspondant.**

**Tableau V.3 :** ferrailage ( $N_{max}$  ;  $M_{corr}$ )

Etage (zone)	Sections des poteaux $B_c=a.b$ ( $cm^2$ )	$N_{max}$ (KN)	$M_{corr}$ (kN.m)	$A_{sc}$ ( $cm^2$ )
SS $\rightarrow$ RDC	50×50	1550,76	2,40	8
1 <sup>ere</sup> $\rightarrow$ 4 <sup>ème</sup>	45×45	1201,91	4,76	7,2
5 <sup>ème</sup> $\rightarrow$ 8 <sup>ème</sup>	40×40	583,86	8,51	6,4

➤ **2<sup>ème</sup> cas : Effort normal N minimal avec moment M correspondant.**

**Tableau V.4 :** ferrailage ( $N_{min}$  ;  $M_{corr}$ )

Etage (zone)	Sections des poteaux $B_c=a.b$ ( $cm^2$ )	$N_{min}$ (KN)	$M_{corr}$ (kN.m)	$A_{sc}$ ( $cm^2$ )
SS $\rightarrow$ RDC	50×50	71,08	29,86	8
1 <sup>ere</sup> $\rightarrow$ 4 <sup>ème</sup>	45×45	51,56	38,98	7,2
5 <sup>ème</sup> $\rightarrow$ 8 <sup>ème</sup>	40×40	4,80	52,82	7,4

➤ **3<sup>ème</sup> cas : Moment M maximal avec effort normal N correspondant.**

**Tableau V.5 :** ferrailage ( $M_{max}$  ;  $N_{corr}$ )

Etage (zone)	Sections des poteaux $B_c=a.b$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{max}$ (kN.m)	$N_{corr}$ (KN)	$A_{sc}$ (cm <sup>2</sup> )
SS → RDC	50×50	43,96	380,49	8
1 <sup>ère</sup> → 4 <sup>ème</sup>	45×45	92,41	451,04	7,2
5 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40×40	87,49	59,06	6.4

D'après les résultats, on remarque que pour les trois cas de charge les sections du béton entièrement comprimées(SEC) ; les résultats de calcul du ferrailage est le minimum de BAEL91/99 donné par la relation suivante :

$$A_s=0$$

$$A_{sc}=\text{Max} (4U ; 0,2B_c/100)$$

Avec :

U : la longueur en m de périmètre de la section droite du béton

$B_c$  : section du béton en cm<sup>2</sup>

$$\text{Dans notre cas : } A_{sc}= 4U$$

**V.2.3.3. Choix des armatures longitudinal (Ferrailage adopté)**

La section minimale du CBA93 et BAEL99/91 n'est pas considérée puisqu'elle est toujours inférieure à la section exigée par le RPA 99/03.

Les armatures adoptées pour chaque section de poteau sont résumées dans le tableau V.6 :

**Tableau V.6 :** Section et Choix des armatures longitudinal des poteaux.

Etage (zone)	Sections des poteaux $B_c=a.b$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min,RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_{s, adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/b.a$ %	conditions $A_s/b.a \leq 3\%$
SS → RDC	50×50	8	22,5	8TH20	25	1	vérifiée
1 <sup>ère</sup> → 4 <sup>ème</sup>	45×45	7,2	18,6	4TH20+4TH16	20,5	1	vérifiée
5 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40×40	6,4	14,4	4TH16+4TH14	14,2	0,9	vérifiée

**V.2.3.4. Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{s,min} = 0,23 \times (f_{t28}/f_e) \times B_c$$

Avec :  $B_c = a.b$  : section des poteaux

$$f_{t28}=2,1\text{Mpa} ; f_e=400\text{Mpa}$$

**Tableau V.7 :** Vérification de la condition de non fragilité

Etage (zone)	Sections des poteaux $B_c=a.b$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	conditions $A_{s,min} \leq A_s$
SS → RDC	50×50	3,02	25	vérifiée
1 <sup>ère</sup> → 4 <sup>ème</sup>	45×45	2,45	20,5	vérifiée
5 <sup>ème</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40×40	1,93	14,2	vérifiée



**V.2.3.5. Vérification à l'ELS**

On doit vérifier les contraintes dans le béton sous les sollicitations à l'état limite de service avec les sollicitations souvent ( $N_{ser}$  ;  $M_{ser}$ ).

Puisque la fissuration est peu nuisible alors il n'y a pas de limitation de contraintes dans l'acier.

La contrainte limite du béton est :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$ .

Les résultats sont donnés dans le tableau V.8 :

**Tableau V.8 : Vérification à l'ELS**

Etage (zone)	Sections des poteaux $B_c = a.b(\text{cm}^2)$	$N_{ser}$ (KN.m)	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_b$ (MPa)	conditions $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$
SS → RDC	50×50	1004,46	1,73	4,1	vérifiée
1 <sup>ere</sup> → 4 <sup>eme</sup>	45×45	874,44	3,43	5,2	vérifiée
4 <sup>eme</sup> → 8 <sup>eme</sup>	40×40	425,35	6,15	3,2	vérifiée

**V.2.4. Armatures transversales**

**V.2.4.1. Recommandations**

➤ **Section d'armatures transversales**

Les calculs sont établis pour l'effort tranchant maximal et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux. Selon l'article 7.4.2.2 du RPA (99/03), la section d'armature transversale  $A_t$  dans les poteaux, est donnée par :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_t f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho V_u t}{h_t f_e}$$

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant donné en fonction de l'élançement géométrique, tel que :

$$\begin{cases} \rho = 2,5 & \text{si } \lambda g \geq 5 \text{ dans la direction considérée.} \\ \rho = 3,75 & \text{si } \lambda g < 5 \text{ dans la direction considérée.} \end{cases}$$

Avec :

$\lambda g$  : élançement géométrique du poteau.

$$\lambda g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau est égale à la longueur libre de poteau  $l_0$ .

$l_f = l_0$  et :  $l_f$  (s-sol) = 2,4m ;  $l_f$  (RDC) = 3,7m ;  $l_f$  (étage courant) = 2,85m

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t = a = b$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ( $f_e = 400 \text{ Mpa}$ ).

t : espacement des armatures transversales.

➤ **Espacement des armatures**

La valeur maximale est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale (zone III)

$$t \leq 10\text{cm} \implies \text{on prend } t = 10 \text{ cm}$$

- Dans la zone courante

$$t' \leq \text{Min} (b/2 ; a/2 ; 10\phi_L).$$

$a=b$  : dimensions de la section de poteau.

$\phi_L$  : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **Diamètre minimal d'armature transversale**

Le diamètre minimal des armatures transversales des poteaux est calculé à l'aide de la formule de BAEL91/99 suivante :

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

Avec :  $\phi_L$  : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **Quantité d'armatures transversales minimale**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{t.b} \geq \begin{cases} 0,3\% & \text{si : } \lambda g \geq 5 \\ 0,8\% & \text{si : } \lambda g \leq 3 \\ \text{Interpoler entre les valeurs précédentes} & \text{si : } 3 < \lambda g < 5 \end{cases}$$

**V.2.4.2. Résultats obtenus**

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau V.9 :

**Tableau V.9** : Section des armatures transversales des poteaux.

Etage (Zone)	h=b (cm)	V <sub>max</sub> (KN)	λg	ρ	fe (Mpa)	zone nodale			zone courante		
						t (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t,min</sub> (cm <sup>2</sup> )	t' (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t,min</sub> (cm <sup>2</sup> )
SS → RDC	50	19,89	7,4	2,5	400	10	0,25	1,5	15	0,37	1,5
1 <sup>ere</sup> → 4 <sup>eme</sup>	45	58,99	6,33	2,5	400	10	0,82	1,35	15	1,23	1,35
5 <sup>eme</sup> → 8 <sup>eme</sup>	40	52,55	7,12	2,5	400	10	0,82	1,2	15	1,23	1,2

**V.2.4.3. Choix des armatures transversales (Ferrailage adopté)**

**Tableau V.10**: Ferrailage transversal des poteaux

Etage	h=b (cm)	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\phi \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_L \right)$			Espacement de Ferrailage transversal	
			φ ≤ (cm)	Choix des barres	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	zone nodale t (cm)	Zone courante t' (cm)
SS → RDC	50	1,5	1,4	4TH8	2,01	10	15
1 <sup>ere</sup> → 4 <sup>eme</sup>	45	1,35	1,2	4TH8	2,01	10	15
5 <sup>eme</sup> → 8 <sup>eme</sup>	40	1,23	1,1	4TH8	2,01	10	15

### V.2.5. Dispositions constructives et schéma de ferrailage

➤ Recouvrement

La longueur de recouvrement minimale donnée par le RPA99/03 est de :

$$L' = 50\Phi \quad \text{en Zone III}$$

➤ Zone nodale

Les dimensions de la zone nodale sont :

$$h' = \text{Max} (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}.$$

$h_e$  : hauteur d'étage  $h_{(s-sol)} = 2,55\text{m}$  ;  $h_{(RDC)} = 3,91\text{m}$  ;  $h_{(étage)} = 3,06\text{m}$

**Tableau V.11** : Résultats de ferrailage des poteaux.

ETA-GE	Sections des poteaux $B_c = a.b$ (cm <sup>2</sup> )	Barres Verticales	Barres transversales			longueur de la zone nodale $h'$ (cm)	Longueur de recouvrement $L'$ (cm)	Enrobage d' (cm)
			Barres Transversal	$S_t$				
				t (cm)	t' (cm)			
SS → RDC	50×50	8TH20	4TH8	10	15	60	100	4
1 <sup>ere</sup> → 4 <sup>ème</sup>	45×45	4TH20+ 4TH16	4TH8	10	15	60	100 pour TH20	3,5
							80 pour TH16	
5 <sup>èm</sup> → 8 <sup>ème</sup>	40×40	4TH16+ 4TH14	4TH8	10	15	60	80 pour TH16	2,5
							70 pour TH14	

Le ferrailage des poteaux est donné dans le tableau V.11 et est représenté dans la figure V.1

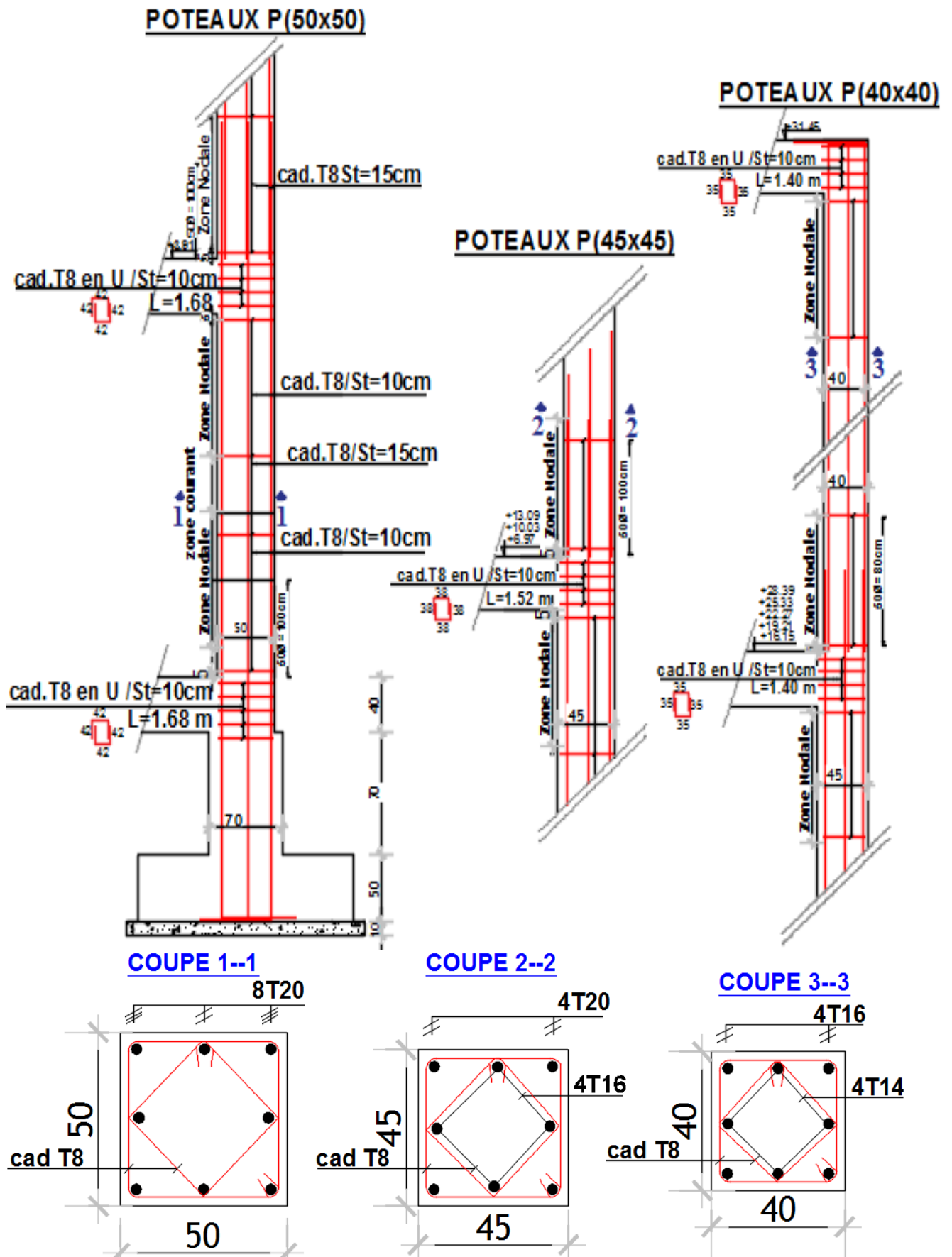


Figure. V.1: Schéma de ferrailage des poteaux.

### V.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont les éléments horizontaux qui transmettent les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres sont ferrillées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91/99 et CBA93 ; on se rapportera aussi au RPA 99/03 pour la vérification. Le ferrillage est obtenu en considérant les sollicitations les plus défavorables en appuis et en travées pour les deux situations possibles durable et accidentelle.

Il existe trois types de poutres:

- ✓ Principales ;
- ✓ Secondaires ;
- ✓ Palières ;

#### V.3.1. Combinaisons d'actions

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

- CBA93 ou BAEL91/99 (Situation durable)

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q & \text{A l'ELU} \\ G + Q & \text{A l'ELS (pour les vérifications).} \end{cases}$$

- RPA99/03 (Situation accidentelle)

$$\begin{cases} G + Q \pm E & \text{A l'ELA} \\ 0.8G \pm E & \text{A l'ELA} \end{cases}$$

Pour les combinaisons fondamentale et accidentelle, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison à l'ELS.

#### V.3.2. Calcul du ferrailage longitudinal

##### V.3.2.1. Recommandations

- **RPA99/03**

Le ferrillage adopté doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier prescrits par le RPA99/version2003 :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section ( $A_{s \min} \geq 0.5\%.bh.$ ).
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - ✓ 4% en zone courante ( $A_{s \max} \leq 4\%.bh.$ ).
  - ✓ 6 % en zone de recouvrement. ( $A_{s \max} \leq 6\%.bh.$ ).
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \varnothing$  en zone III.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans notre cas, nous allons calculer le ferrillage pour les poutres les plus sollicitées.

**V.3.2.2. Effort internes dans les poutres**

Les efforts internes dans les différentes poutres selon les différentes combinaisons sont donnés dans le tableau V.12 :

**Tableau V.12:** Efforts internes dans les différentes poutres.

	Type de poutres	Sections B=b.h (cm <sup>2</sup> )	Moments fléchissants maximaux (KN.m)	
<b>Plancher Corps Creux et dalle pleine</b>	Poutres principales	30×40	M travée	35,21
			M appui	79,32
	Poutres secondaires	30×35	M travée	26,4
			M appui	65,47

**Remarque :**

Dans notre structure, les poutres principales et secondaires. Prennent appuis sur un voile, pour une distance qui dépasse la moitié de leur travée. Les sollicitations engendrées dans cette dernière sont importantes ce qui induit un ferrailage important par rapport au cas précédent.

Les résultats des efforts internes, pour ce cas particulier, sont résumés dans le tableau V.13:

**Tableau V.13:** Efforts internes dans les poutres à appuyées sur voile.

	Type de poutres	Sections B=b.h (cm <sup>2</sup> )	Moments fléchissants maximaux (KN.m)	
<b>Interaction Voile-poutre</b>	Poutres principales	30×40	M appui	165,38
	Poutres secondaires	30×35	M appui	151,55
<b>Poutre de l'escalier</b>	Poutres palière (poutre court)	30×35	M travée	133,15
			M appui	

**V.3.2.3. Détermination des armatures longitudinales**

Les résultats des armatures longitudinales des poutres sont représentés sur les tableaux V.14 à V.15 :

**Tableau V.14 :** Résultats des armatures dans les poutres.

	Type de poutres	Moments fléchissants	Valeur des moments (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>minRPA</sub> 0,5%.bh (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	condition
								$\frac{A_s}{b.h} \leq 4\%$
<b>Plancher à Corps Creux et dalle pleine</b>	Poutre principale	M travée	35,21	3	6	3TH14	8,01	0,95% ≤ 4% vérifiée
		M appui	79,32	5,9		3TH12	6,78	
	Poutre secondaire	M travée	26,4	2,5	5,25	3TH12	6,78	0,96% ≤ 4% vérifiée
		M appui	65,47	5,5		3TH12	6,78	

**Tableau V.15 :** Résultats des armatures dans les poutres à appuis sur voile.

	Type de poutres	Moments fléchissants	Valeur Des moments (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	condition $\frac{A_s}{b.h} \leq 4\%$
Interaction Voile-poutre	Poutre principale	M appui	165,38	12,5	3TH12 3TH20	12,81	1,45% ≤ 4% vérifiée
	Poutre secondaire	M appui	87,61	6,8	3TH12 3TH14	8,01	0,96% ≤ 4% vérifiée
Poutre de l'escalier	Poutre palière.	M travée	135,41	11,8	3TH12 3TH20	12,81	2,39% ≤ 4% vérifiée
		M appui	135,37	11,8	3TH12 3TH20	12,81	

**V.3.2.4. Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{s,min} \geq 0,23 \times (f_{t28}/f_e) \times b.d$$

Avec :

B<sub>c</sub> = b.h : section des poutres

$$d = 0,9h = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{s,min} \geq 0,23 \times (2,1/400) \times 0,36 \times 0,3$$

$$A_{s,min} \geq 1,304 \text{ cm}^2$$

Donc: pour les trois types des poutres on a :  $A_s \geq A_{s,min} \implies$  condition vérifiée

**V.3.2.5. Vérification à l'ELS**

La fissuration étant peu nuisible, il n'y a pas de limitation de contraintes dans l'acier. On doit vérifier la contrainte limite du béton.

La contrainte limite du béton est de :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

**Tableau V.16 :** Vérifications à L'ELS

	Type de poutres	Moments fléchissants	Valeur des moments M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>b</sub> (MPa)	condition $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$
Plancher à Corps Creux et dalle pleine	Poutres principales	M travée	25,69	3,3	vérifiée
		M appui	58,54	7,5	vérifiée
	Poutres secondaires	M travée	19,14	3,1	vérifiée
		M appui	34,77	5,7	vérifiée
Poutre de l'escalier	Poutres palière	M travée	2,65	0,4	vérifiée
		M appui	2,65	0,4	vérifiée

### V.3.4. Calcul du ferrailage transversal.

Les calculs sont établis pour l'effort tranchant maximal sollicitant les différentes poutres.

#### V.3.4.1. Recommandations

##### ➤ RPA 99/03

- La quantité des armatures transversales minimale est donnée par:  $A_t=0,003 S_t.b$
- L'espacement maximum  $S_t$  entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12 \Phi_{l \min})$$

$\Phi_{l \min}$  : diamètre minimum des armatures longitudinales

- ✓ En dehors de la zone nodale:  $S'_t \leq h/2$ .
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

##### ➤ BAEL91ou CBA93

Les conditions sont :

- Espacement :

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}).$$

- Section minimale :

$$A_t \geq 0,4 (b \times S_t) / f_e$$

- Diamètre des armatures transversales:

$$\Phi_t \leq \min (h / 35 ; b / 10 ; \Phi_{l \min} )$$

$$\Phi_t \leq \Phi_{l \min}$$

$S_t$  : Espacement entre barres transversales ;

$b$  : Largeur de la poutre ;

$h$  : Hauteur de la poutre ;

$\Phi_{l \min}$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

#### V.3.4.2. Résultats du ferrailage transversal

Les résultats des armatures transversales des poutres sont représentés dans le tableau V.17 :

**Tableau V.17** : Résultats des armatures transversales.

Type de poutres	Sections des poutres $B=b.h$ ( $\text{cm}^2$ )	$S_t$ (cm)		$A_{t,BAEL}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{t,\min}$ RPA ( $\text{cm}^2$ )	Choix des Barres $\Phi_t \leq 1\text{cm}$	$A_t$ Adopté ( $\text{cm}^2$ )
		zone nodale S	zone courante S'				
<b>Poutres principales</b>	30×40	10	15	0,3	0,9	4TH8	2,01
<b>Poutres secondaires</b>	30×35	8	15	0,24	0,9	4TH8	2,01
<b>Poutres palière.</b>	30×35	10	15	0,24	0,9	4TH8	2,01



**V.3.4.3. Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$\bar{\tau}_u = \min ( 0,2 f_{c28} / \gamma_b , 5\text{MPa} ) = 3,33\text{MPa}$  (fissuration peu préjudiciable)

$\tau_u = V_u / (b \times d)$

$d = 0,9h$

➤ **Poutres principales**

On a :  $T_{u,max} = V_u = 122,12 \text{ KN}$

$\tau_u = V_u / (b \times d) = 122,12 \times 10^{-3} / ( 0,3 \times 0,36 ) = 1,13 \text{ MPa}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant, la section ne nécessite pas d'armatures transversales.

➤ **Poutres secondaires**

On a :  $T_{u,max} = V_u = 67,34 \text{ KN}$

$\tau_u = V_u / (b \times d) = 67,34 \times 10^{-3} / ( 0,3 \times 0,315 ) = 0,71 \text{ MPa}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant, la section ne nécessite pas d'armatures transversales

**V.3.5. Dispositions constructives et schéma de ferrailage**

➤ **Recouvrement**

La longueur de recouvrement minimale donnée par le RPA99/03 est de :  
50Φ en Zone III

➤ **Zone nodale**

Les dimensions de la zone nodale sont :

$h' = 2h$

Avec : h : hauteur de la poutre

➤ **Enrobage**

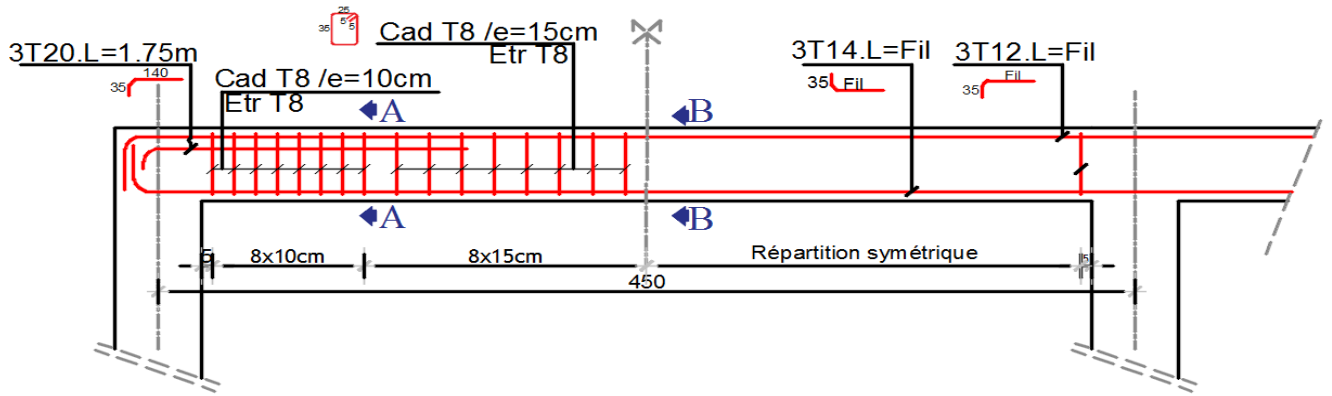
$d' = 2,5(\text{cm})$  pour toutes les poutres

**Tableau V.18** : Résultats de ferrailage des poutres.

Type de poutres	Sections des poutres B=b.h (cm <sup>2</sup> )	Barres longitudinal			Barres transversale			longueur de la zone nodale h' (cm)	Longueur de recouvrement (cm)
		Inférieur	Supérieur	Chapeau	Barres Transversal	St (cm)			
						S	S'		
Poutre principale	30×40	3TH14	3TH12	3TH12	4TH8	10	15	80	70 pour TH14
				ou 3TH20					60 pour TH12
Poutres secondaire	30×35	3TH12	3TH12	3TH12 ou 3 TH14	4TH8	8	15	70	60
Poutre palière	30×35	3TH12	3TH12	3TH20	4TH8	10	15	-	-

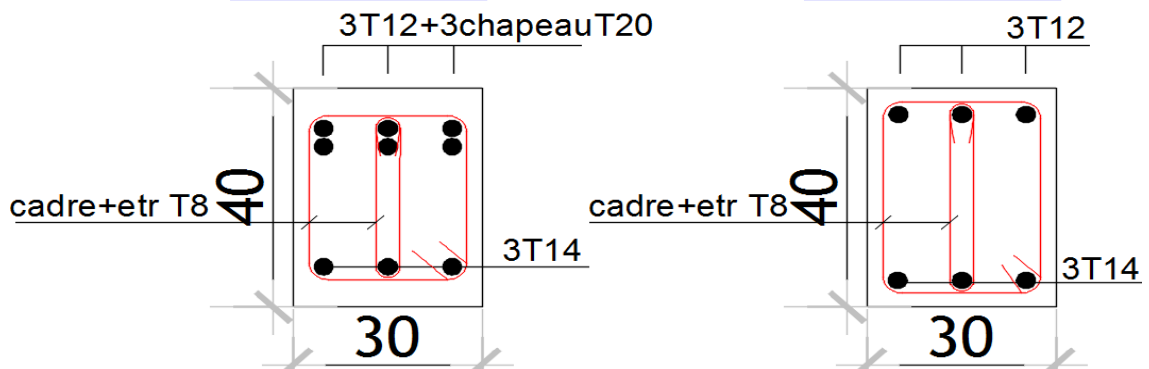
Le ferrailage des poutres donné dans le tableau V.18 est représenté dans la figure V.2

**POUTRE PRINCIPALE (30x40)**  
(interaction voile poutre)

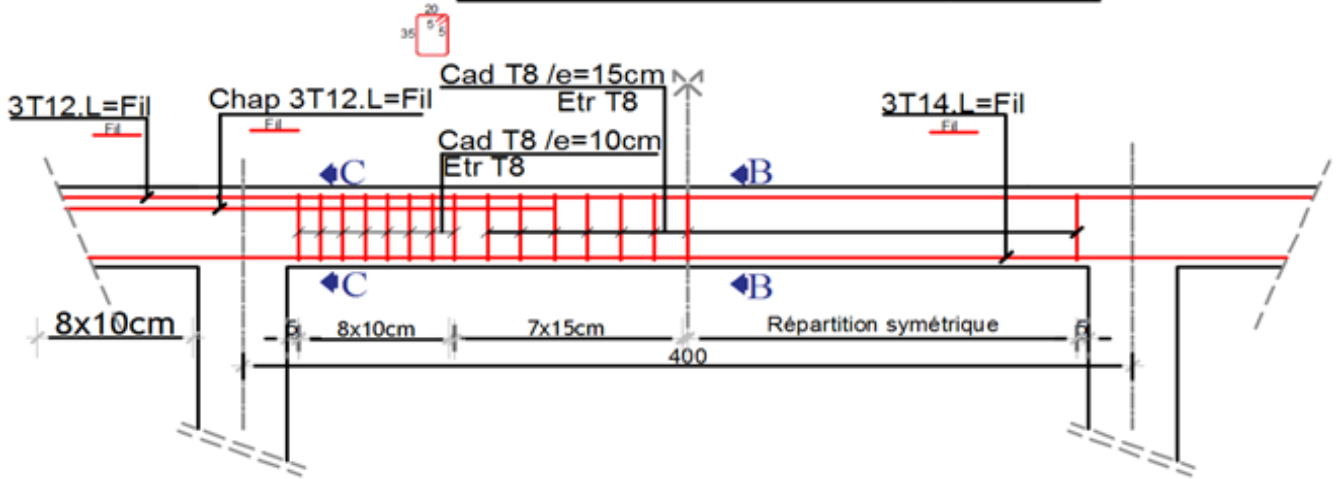


**COUPE A--A**

**COUPE B--B**

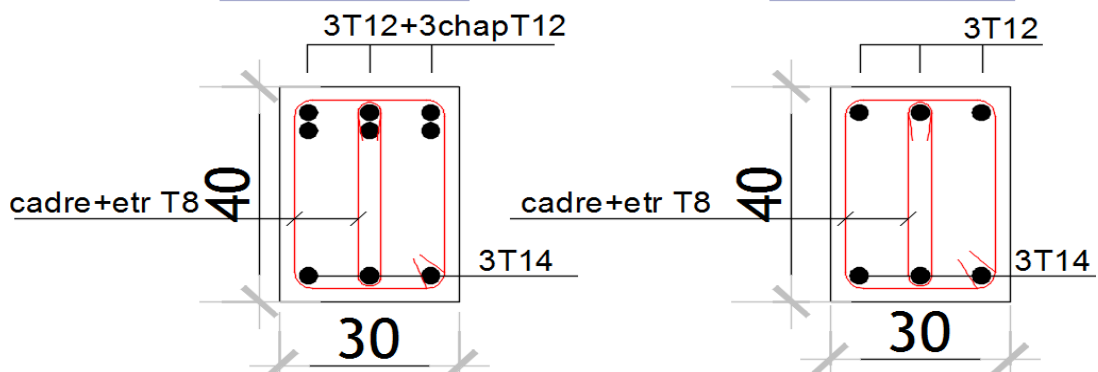


**POUTRE PRINCIPALE(30x40)**

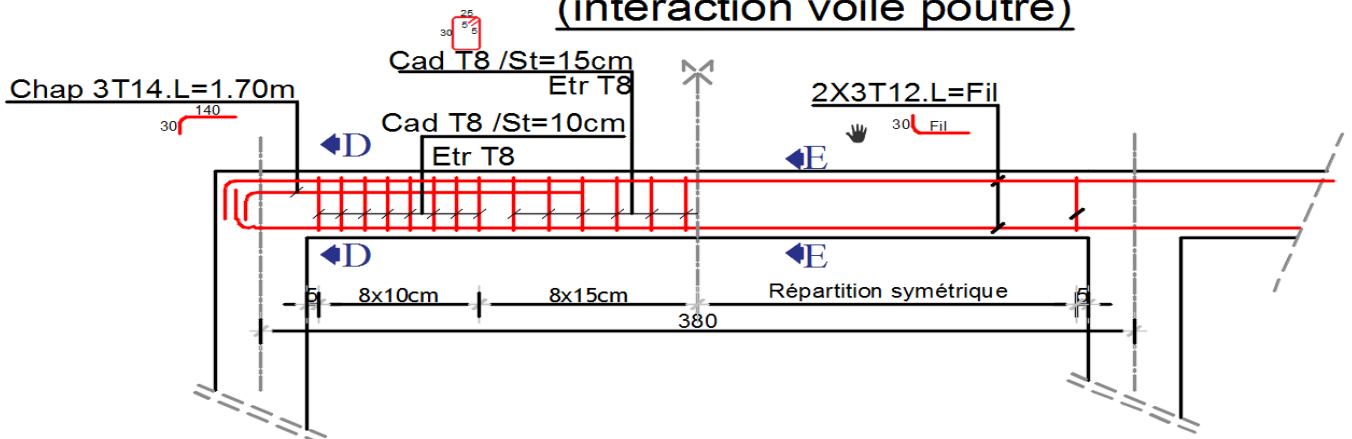


**COUPE C--C**

**COUPE B--B**

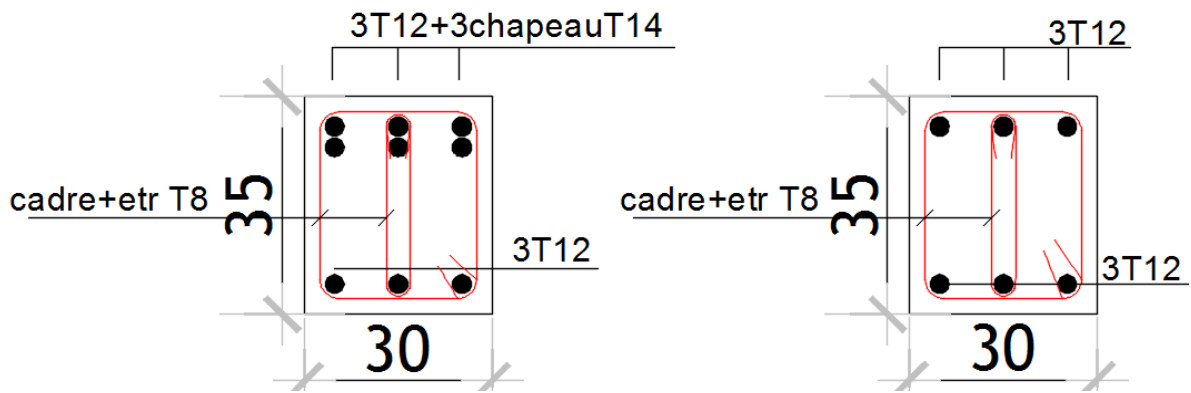


**POUTRE SECONDAIRE (30x35)**  
(interaction voile poutre)

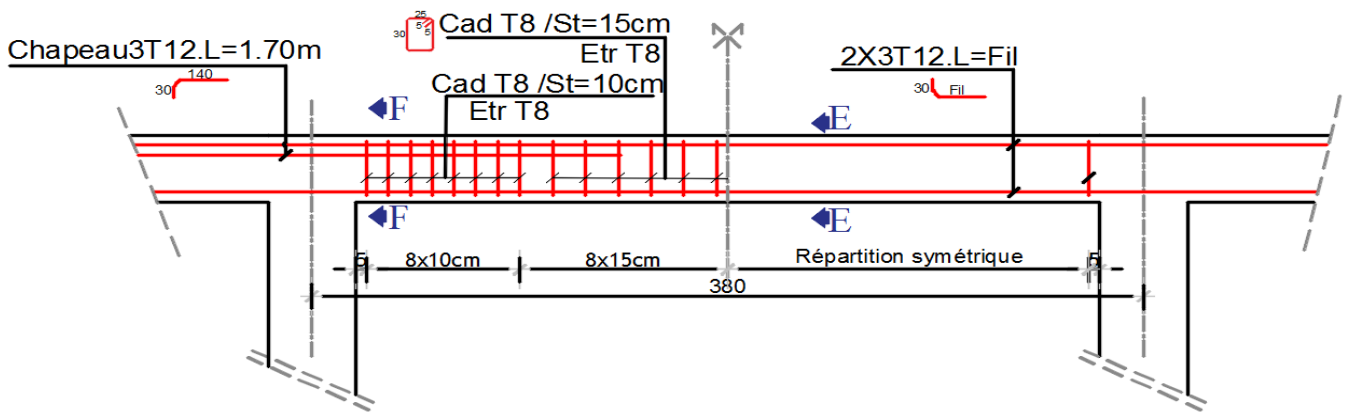


**COUPE D--D**

**COUPE E--E**

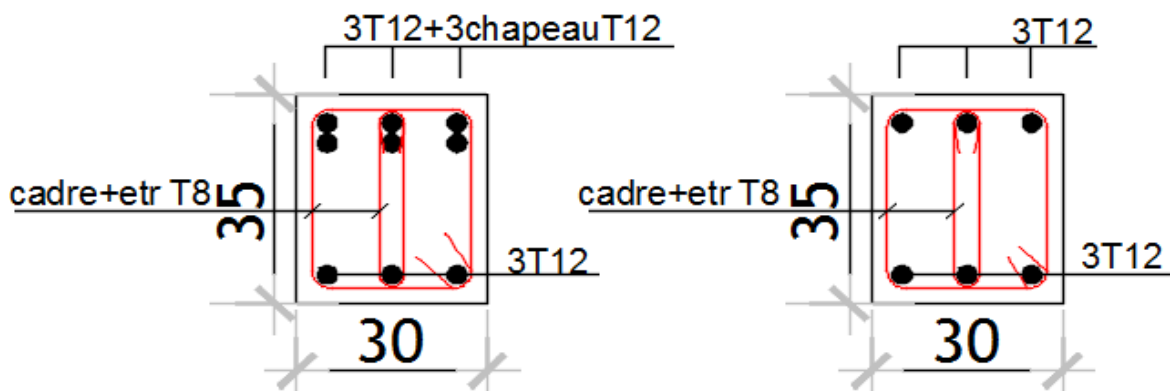


**POUTRE SECONDAIRE (30x35)**



**COUPE F--F**

**COUPE E--E**



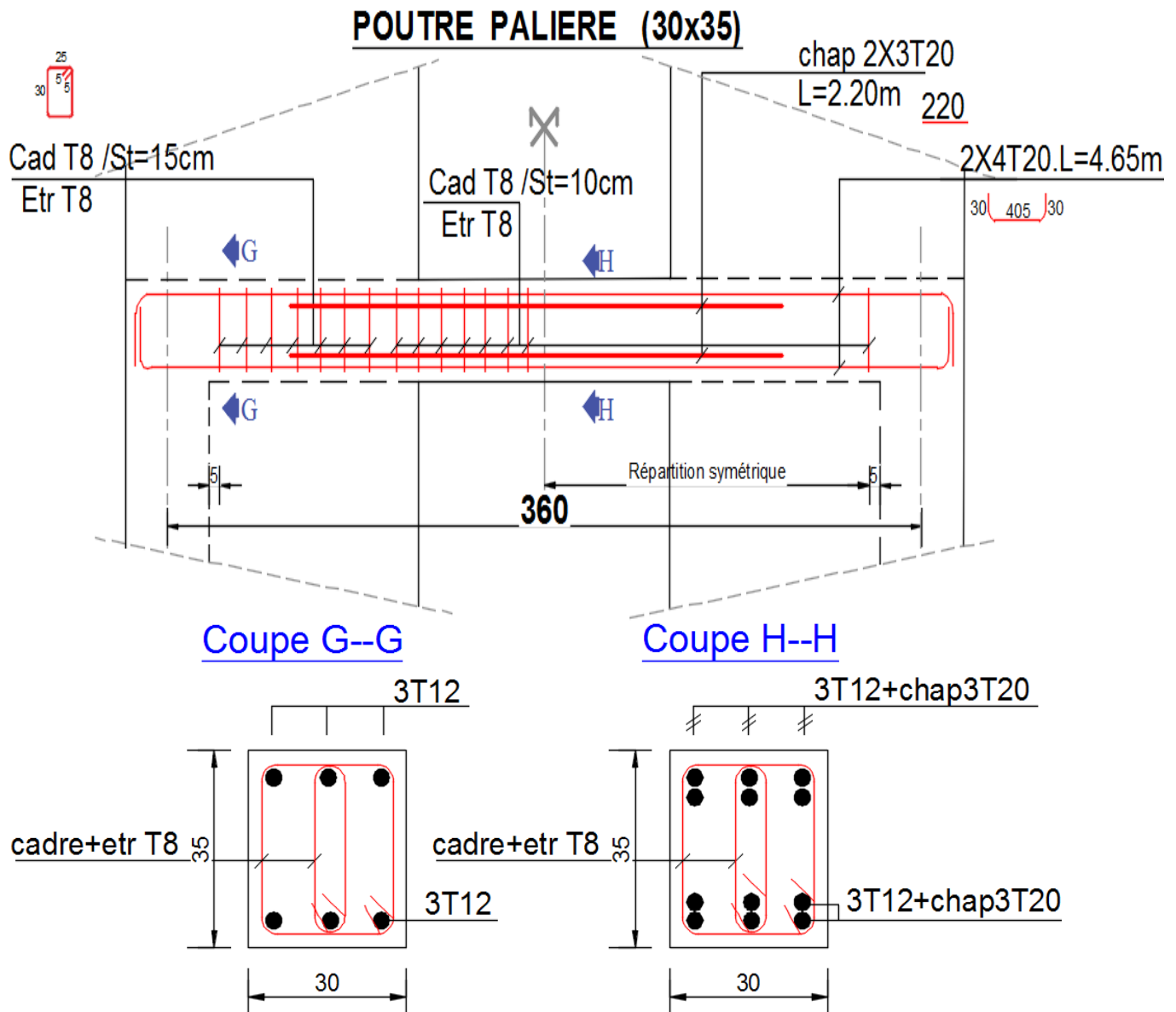


Figure. V2: Schéma de ferrailage des poutres.

#### V.4. Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Les voiles seront donc calculés en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une détermination du ferrailage suivante :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Le ferrailage de ces voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 ou CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau V.19.

**Tableau V.19** : Epaisseurs des voiles

	<b>Epaisseur (cm)</b>
<b>Voile des étages</b>	20
<b>Voile d'ascenseur</b>	15

#### **V.4.1. Rôle du contreventement (voile)**

Le contreventement a principalement pour fonction :

- D'assurer la stabilité des constructions non autostables vis-à-vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

#### **V.4.2. Combinaison d'actions**

Les combinaisons d'actions sismiques et celles des deux charges verticales à prendre en compte sont données par :

- CBA93 ou BAEL91/99 (Situation durable)

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q & \text{A l'ELU} \\ G + Q & \text{A l'ELS (pour les vérifications).} \end{cases}$$

- RPA99/version2003 (Situation accidentelle)

$$\begin{cases} G + Q \pm E & \text{A l'ELA} \\ 0.8G \pm E & \text{A l'ELA} \end{cases}$$

#### **VI.4.3. Voiles pleins et/ou trumeaux**

##### **V.4.3.1. Prescriptions imposées par le RPA99/version2003**

###### **V.4.3.1.1. Aciers verticaux**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA 99/2003 et décrites ci-dessous:

- 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 devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile ( $S_t \leq e$ ).
- À chaque extrémité de voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ( $L/10$ ) ; cet espacement doit être au plus égal à 15cm. (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, 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).
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme:
  - ✓ Globalement dans la section du voile égale à 0.15%
  - ✓ En zone courante égale à 0.10%
- L'espacement entre barres :  $S_t \leq (1,5e ; 30\text{cm})$ .
- Le calcul des aciers verticaux se fera pour une bande verticale de largeur  $d$ .

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h}{2}; \frac{2l'}{3}\right)$$

$l'$  : longueur de la zone comprimée.

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

### V.4.3.1.2. Aciers horizontaux

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-dessous :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces des voiles 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  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10 \Phi$ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettront la réalisation d'un ancrage droit.

### V.4.3.1.3. Prescriptions communes

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %;
  - ✓ En zone courante 0,10 %;
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
  - ✓  $S \leq \min(1,5 e ; 30\text{cm})$

Avec :  $e$  est l'épaisseur du voile ;

### V.4.3.1.4. Armatures transversales.

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles en nombre d'au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

### V.4.3.2. Calcul de Ferrailage vertical

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous ( $M$  et  $N$ ) pour une section ( $e \times L$ )  $\text{cm}^2$  selon les sollicitations les plus défavorables.

**V.4.3.2.1. Principe de la méthode de calcul de ferrailage vertical**

Il existe plusieurs approches et méthodes de calcul dont on cite :

- la méthode utilisant des mailles qui est basée sur la détermination des sollicitations ( $M_g, M_d, N_g, N_d$ ) au niveau des noeuds 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 calcule le ferrailage de la maille.
- La méthode de Navier, est une autre méthode de base pour la détermination des contraintes au niveau 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 (méthode de Navier) et vérifié selon le RPA99/03.

La méthode de Navier consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

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

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

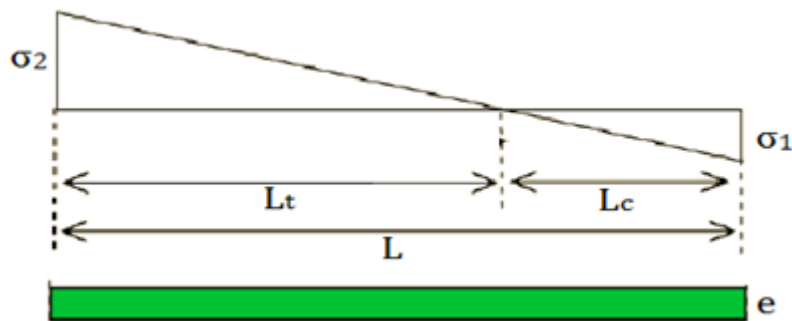
A : Section transversale du voile  $A=e.L$

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée (bras de levier), sachant que :  $v = L/2$ .

I : moment d'inertie du trumeau  $I=eL^3/12$ .

Donc :

$$\sigma_1 = \frac{N}{e.L} + \frac{6.M}{e.L^2} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = \frac{N}{e.L} - \frac{6.M}{e.L^2}$$



**Figure .V.3.**Schéma des contraintes développées dans un voile (cas 3).

➤ **On distingue trois cas**

✓ **1<sup>er</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  : la section du voile est entièrement comprimée(**SEC**) " pas de zone tendue". La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99/03

$$A_{min} = 0,15\%.e.L$$

✓ **2<sup>eme</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  : la section du voile est entièrement tendue(**SET**) " pas de zone comprimée" On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des

armatures verticales :  $A_v = F_t / f_e$  ; on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

✓ **3<sup>eme</sup> cas:**

Si ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) sont de signe différent : la section du voile est partiellement comprimée (SPC), donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue par la méthode de Navier.

#### V.4.3.2.2. Détermination des armatures verticales

➤ **La section des armatures verticales est donnée comme suit :**

$$A_{sv} = \frac{F_t}{f_e}$$

Avec:

$$\begin{cases} F_t = \frac{\sigma_2 \cdot L_t \cdot e}{2} & \text{Si } (\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) \text{ sont de signe différent (SPC)} \\ F_t = \frac{(\sigma_2 + \sigma_1) \cdot L \cdot e}{2} & \text{Si } (\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \text{ (SET)} \end{cases}$$

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :  $\bar{V} = \frac{L_t}{L} \cdot V$

$L_t$  : longueur de la zone tendue

$$L_t = \frac{\sigma_2 \cdot L}{\sigma_2 + \sigma_1}$$

$L$  : longueur du voile

D'où :  **$A_s = A_{sv} + A_{vj}$**

➤ **Espacement**

- Selon le BAEL 91/99, on a:
  - ✓  $St \leq \min \{2 \cdot e ; 33 \text{ cm}\}$
- Selon le RPA 99/03 on a:
  - ✓ En zone courante :  $St \leq \min (1,5e ; 30)$
  - ✓ En zone d'about :  $St/2$

#### V.4.3.2.3. Tableaux récapitulatifs de ferrailage vertical des voiles

La section d'armatures verticales sera vérifiée pour une partie tendue, puis généralisée sur toute la longueur du voile, qui risque d'être tendue sous l'effet sismique.

On donne ci-dessous le cas le plus défavorable :

On a :

$$A_{s;\min} = \begin{cases} 0,2\% \cdot e \cdot L_t & \text{Les armatures verticales minimales sur toute la zone tendue} \\ 0,15\% \cdot e \cdot L & \text{Globalement dans la section du voile} \\ 0,10\% \cdot e \cdot L & \text{En zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$L$  : longueur du voile ;

$e$  : épaisseur du voile ;



Donc on prend :

$$A_{s,min} = 0,2\% \cdot e \cdot L_t \quad \text{si SPC ou SET}$$

$$A_{s,min} = 0,15\% \cdot e \cdot L \quad \text{si SEC}$$

➤ **Espacement**

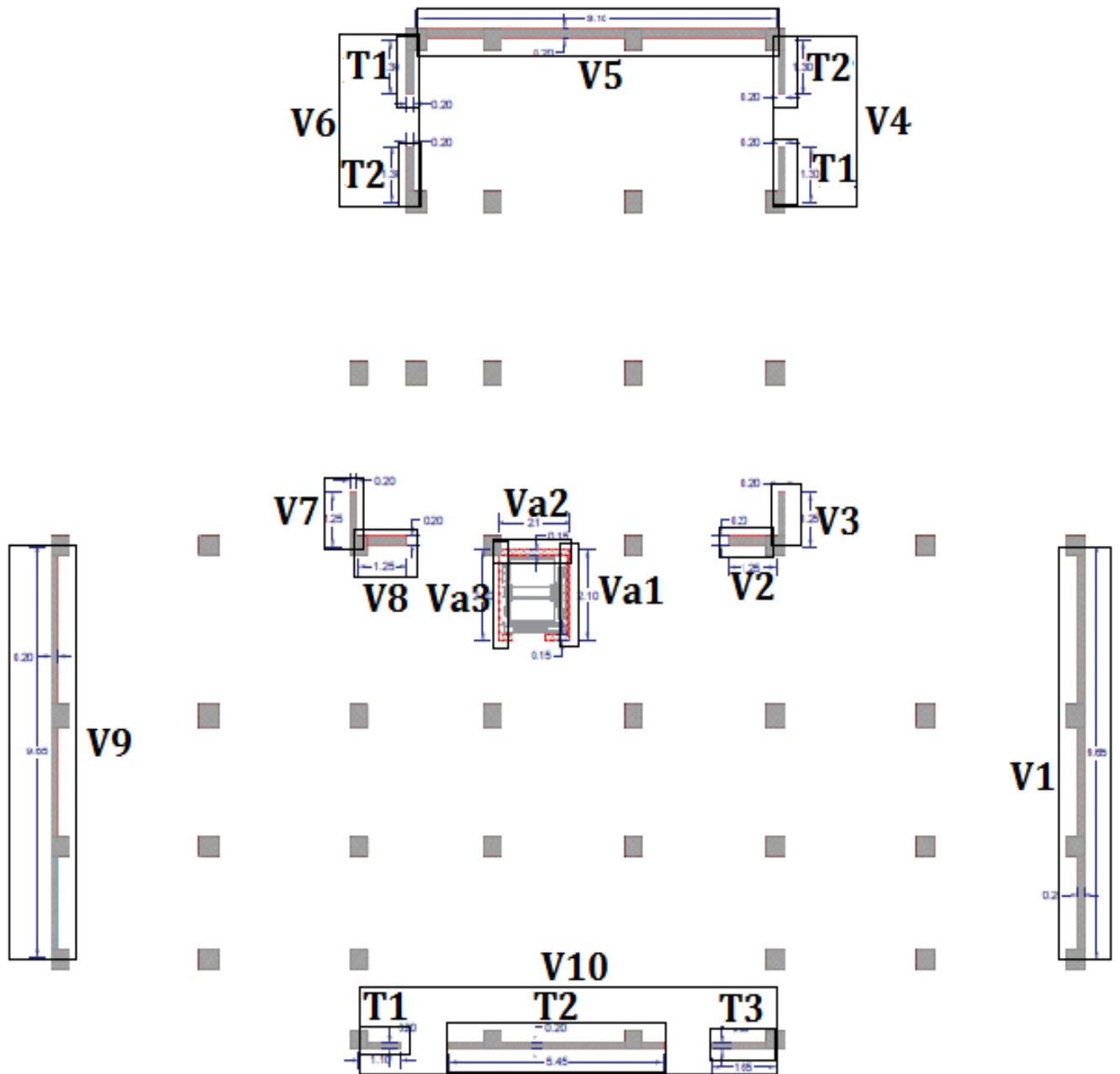
En zone courante :  $St \leq \min(1,5e ; 30)$

En zone d'about :  $St/2 = 10 \text{ cm}$

➤ **Longueur de la zone d'about**

$l = L/10$  et L : longueur de voile

La numérotation des voiles de rez-de-chaussée est donnée dans la figure V.4 :



**Figure. V.4:** Numérotation des voiles de RDC.

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

➤ **ferrailage vertical des voiles de RDC (h=3,91m)**

• **Section de Ferrailage des voiles d'épaisseur e= 20cm**

Les résultats des efforts internes (N ; M ; V) dans les voiles de RDC pour calcul le ferrailage, est donné par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014. Sont résumés dans les tableaux V.20 :

**Tableau. V.20** : Efforts internes et sections du Ferrailage vertical des voiles de RDC d'épaisseur 20cm.

VOILES	V1	V2	V3	V4		V5	V6		
				T1	T2		T1	T2	
<b>N (MN)</b>	1,88	0,151	0,093	-0,36	-0,93	1,996	1,031	0,268	
<b>M (MN.m)</b>	26,95	0,14	0,131	0,158	0,072	13,63	0,018	0,181	
<b>V (MN)</b>	1,43	0,012	0,016	0,065	0,071	1,327	0,074	0,055	
<b>L (m)</b>	9,65	1,25	1,25	1,3	1,3	9,1	1,3	1,3	
<b>e (m)</b>	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	
<b><math>\sigma_1</math> (MN/m<sup>2</sup>)</b>	9,65	3,29	2,89	1,40	-2,33	6,035	-3,64	2,187	
<b><math>\sigma_2</math> (MN/m<sup>2</sup>)</b>	-7,71	-2,08	-2,15	-4,20	-4,87	-3,84	-4,29	-4,25	
<b>Nature de Section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SET</b>	<b>SPC</b>	<b>SET</b>	<b>SPC</b>	
<b>L<sub>t</sub> (m)</b>	4,28	0,48	0,53	0,97	1,3	3,54	1,3	0,86	
<b>F<sub>t</sub> (MN)</b>	3,30	0,10	0,11	0,41	0,936	1,359	1,031	0,365	
<b>A<sub>sv</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	82,57	2,52	2,86	10,26	23,41	33,99	25,77	9,13	
<b>A<sub>min,RPA</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	17,12	1,92	2,12	3,88	5,2	14,16	5,2	3,44	
<b>A<sub>vjv</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	17,5	0,13	0,18	1,339	1,68	14,20	2,05	1,0	
<b>A<sub>s</sub> = A<sub>vj</sub> + A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	100,1	2,65	3,04	11,6	25,09	48,19	27,82	10,13	
<b>zone d'about</b>	<b>Choix des barres</b>	2 (11TH16)	2 (2TH14)	2 (2TH16)	2 (11TH14)	2 (2TH16)	2 (2TH20)	2 (9TH14)	2 (2TH20)
	<b>St (cm)</b>	10	10	10	10	10	10	10	10
<b>zone courante</b>	<b>Choix des barres</b>	2 (38TH14)	2 (4TH12)	2 (4TH12)	2 (4TH14)	2 (4TH116)	2 (37TH12)	2 (4TH16)	2 (4TH14)
	<b>St (cm)</b>	20	20	20	20	20	20	20	20

**CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

La suite de tableau. V.20

VOILES		V7	V8	V9	V10		
					T1	T2	T3
N (MN)		0,014	0,150	1,892	-0,87	0,855	-1,401
M (MN.m)		0,130	0,135	25,67	0,164	3,654	0,344
V (MN)		0,020	0,058	1,417	0,062	1,491	0,150
L (m)		1,25	1,25	9,65	1,1	5,45	1,65
e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$\sigma_1$ (MN/m <sup>2</sup> )		2,559	3,195	9,252	0,122	4,475	-0,447
$\sigma_2$ (MN/m <sup>2</sup> )		-2,45	-1,99	-7,29	-8,04	-2,91	-8,048
Nature de Section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SET
L <sub>t</sub> (m)		0,61	0,48	4,25	1,08	2,15	1,65
F <sub>t</sub> (MN)		0,149	0,095	3,101	0,871	0,623	1,402
A <sub>sv</sub> (cm <sup>2</sup> )		3,74	2,39	77,53	21,77	15,59	35,05
A <sub>min,RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )		2,44	1,92	17	4,32	8,6	6,6
A <sub>vjv</sub> (cm <sup>2</sup> )		0,277	0,614	17,18	1,697	16,14	3,932
A <sub>s</sub> = A <sub>vj</sub> + A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,02	3,01	94,71	23,47	31,73	38,97
zone d'about	Choix des barres	2 (2TH14)	2 (2TH14)	2 (10TH16)	2 (2TH20)	2 (5TH14)	2 (3TH20)
	St (cm)	10	10	10	10	10	10
zone courante	Choix des barres	2 (4TH12)	2 (4TH12)	2 (38TH16)	2 (4TH16)	2 (22TH12)	2 (7TH16)
	St (cm)	20	20	20	20	20	20

• **Section de Ferrailage des voiles d'épaisseur e= 15cm (ascenseur)**

Les résultats des efforts internes (N ; M ; V) dans les voiles de l'ascenseur pour calcul le ferrailage, est donné par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014. Sont résumés dans les tableaux V.21 :

**Tableau. V.21** : Ferrailage vertical des voiles de l'ascenseur.

VOILES		Va1	Va2	Va3
N (MN)		-0,454	0,287	0,060
M (MN.m)		0,062	0,342	0,413
V (MN)		0,062	0,162	0,118
L (m)		2,1	2,1	2,1
e (m)		0,15	0,15	0,15
$\sigma_1$ (MN/m <sup>2</sup> )		-0,878	4,015	3,936
$\sigma_2$ (MN/m <sup>2</sup> )		-2,008	-2,188	-3,551
Nature de Section		SET	SPC	SPC
L <sub>t</sub> (m)		2,1	0,74	1,00
F <sub>t</sub> (MN)		0,454	0,121	0,265
A <sub>sv</sub> (cm <sup>2</sup> )		11,36	3,04	6,63
A <sub>min,RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,4	2,22	3
A <sub>vjv</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,18	1,575	1,545
A <sub>s</sub> = A <sub>vj</sub> +A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,55	4,61	8,18
zone d'about	Choix des barres	2 (3TH14)	2 (3TH12)	2 (3TH12)
	St (cm)	10	10	10
zone courante	Choix des barres	2 (8TH12)	2 (8TH12)	2 (8TH12)
	St (cm)	20	20	20

**V.4.3.3. Armatures horizontales**

**V.4.3.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement.**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% Selon l'article 7.7.2 du RPA99/version2003 comme suit :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

$$\bar{V} = 1,4.V_{\text{Calcul}}$$

b<sub>0</sub> : épaisseur du voile. b<sub>0</sub>=e=20 cm ; b<sub>0</sub>=e=15cm

d = 0,9.L (hauteur utile).

L : hauteur totale de la section brute.

$\bar{\tau}_b$  : contrainte admissible du béton.

Le tableau suivant, récapitule les résultats relatifs à la vérification au cisaillement ; on vérifie le cas le plus défavorable pour chaque type de voile de RDC.

## CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Les résultats des efforts tranchent internes (V) dans les voiles de RDC pour calcul le ferrailage, est donné par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.

**Tableau. V.22** : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les voiles de RDC.

Voile	e=b <sub>0</sub> (m)	L (m)	h (m)	e=b <sub>0</sub> (m)	d (m)	V <sub>calcul</sub> (KN)	$\bar{V}$ (KN)	$\tau_b$ (Mpa)	Condition $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	
V1	0,2	9,65	3,91	0,2	8,685	1454,99	2036,986	1,17	Vérifiée	
V2	0,2	1,25	3,91	0,2	1,125	72,87	102,018	0,45	Vérifiée	
V3	0,2	1,25	3,91	0,2	1,125	72,74	101,836	0,45	Vérifiée	
V4	T1	0,2	1,3	3,91	0,2	1,17	86,61	121,254	0,52	Vérifiée
	T2	0,2	1,3	3,91	0,2	1,17	118,41	165,774	0,71	Vérifiée
V5	0,2	9,1	3,91	0,2	8,19	1337,87	1873,018	1,14	Vérifiée	
V6	T1	0,2	1,3	3,91	0,2	1,17	87,93	123,102	0,52	Vérifiée
	T2	0,2	1,3	3,91	0,2	1,17	82,47	115,458	0,49	Vérifiée
V7	0,2	1,25	3,91	0,2	1,125	68,41	95,774	0,42	Vérifiée	
V8	0,2	1,25	3,91	0,2	1,125	67,62	94,668	0,42	Vérifiée	
V9	0,2	9,65	3,91	0,2	8,685	1440,65	2016,91	1,16	Vérifiée	
V10	T1	0,2	1,1	3,91	0,2	0,99	62,65	87,71	0,44	Vérifiée
	T2	0,2	5,45	3,91	0,2	4,905	1494,25	2091,95	2,13	Vérifiée
	T3	0,2	1,65	3,91	0,2	1,485	155,17	217,238	0,73	Vérifiée
Va1	0,15	2,1	3,91	0,15	1,89	112,85	157,99	0,56	Vérifiée	
Va2	0,15	2,1	3,91	0,15	1,89	169,56	237,384	0,84	Vérifiée	
Va3	0,15	2,1	3,91	0,15	1,89	127,85	178,99	0,63	Vérifiée	

Donc les armatures horizontales ne sont pas nécessaires. On prend le minimum recommandé par le RPA.

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est :

$$A_{st,min} = \begin{cases} 0.15\%.e.L & \text{Globalement dans la section du voile} \\ 0.10\%.e.L & \text{En zone courante} \end{cases}$$

On prend:  $A_{st,min} = 0.15. \% e.L$

➤ L'espacement :

$$S_t \leq \min (1, 5e; 30\text{cm})$$

➤ Le diamètre des barres est de :

$$\Phi_t \leq \frac{e}{10} \quad \text{et } e : \text{épaisseur du voile.}$$

**Tableau. V.23 :** Ferrailage horizontal des voiles de RDC.

Voile	L (m)	e (m)	h (m)	$A_{s,min}$ (cm <sup>2</sup> )	$St \leq$ (cm)	$\Phi t \leq$ (mm)	Choix des barres par face	St Adopté (cm)	$A_s$ Adopté (cm <sup>2</sup> )
V1	9,65	0,2	3,91	28,95	30	20	2(19TH10)	20	29,83
V2	1,25	0,2	3,91	3,75	30	20	2(13TH10)	30	20,41
V3	1,25	0,2	3,91	3,75	30	20	2(13TH10)	30	20,41
V4	T1	1,3	0,2	3,91	3,9	30	2(13TH10)	20,41	29,83
	T2	1,3	0,2	3,91	3,9	30	2(13TH10)	20,41	29,83
V5	9,1	0,2	3,91	27,3	30	20	2(19TH10)	20	29,83
V6	T1	1,3	0,2	3,91	3,9	30	2(13TH10)	30	20,41
	T2	1,3	0,2	3,91	3,9	30	2(13TH10)	30	20,41
V7	1,25	0,2	3,91	3,75	30	20	2(13TH10)	30	20,41
V8	1,25	0,2	3,91	3,75	30	20	2(13TH10)	30	20,41
V9	9,65	0,2	3,91	28,95	30	20	2(19TH10)	20	29,83
V10	T1	1,1	0,2	3,91	3,3	30	2(13TH10)	30	20,41
	T2	5,45	0,2	3,91	16,35	30	2(15TH10)	25	23,55
	T3	1,65	0,2	3,91	4,95	30	2(13TH10)	30	20,41
Va1	2,1	0,15	3,91	4,725	22,5	15	2(19TH10)	20	29,83
Va2	2,1	0,15	3,91	4,725	22,5	15	2(19TH10)	20	29,83
Va3	2,1	0,15	3,91	4,725	22,5	15	2(19TH10)	20	29,83

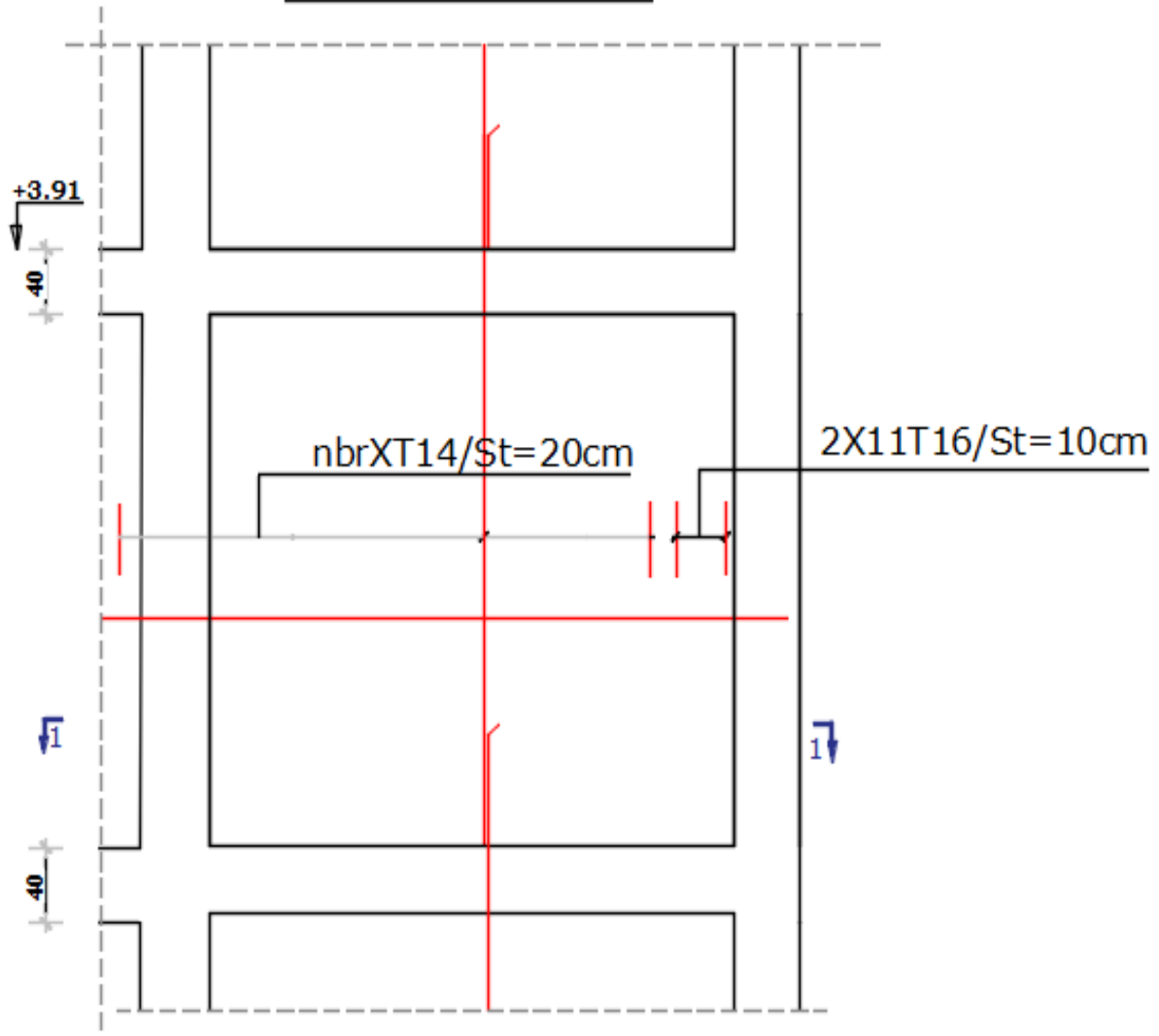
#### V.4.3.4. Dispositions constructives et schéma de ferrailage

➤ **Recouvrement**

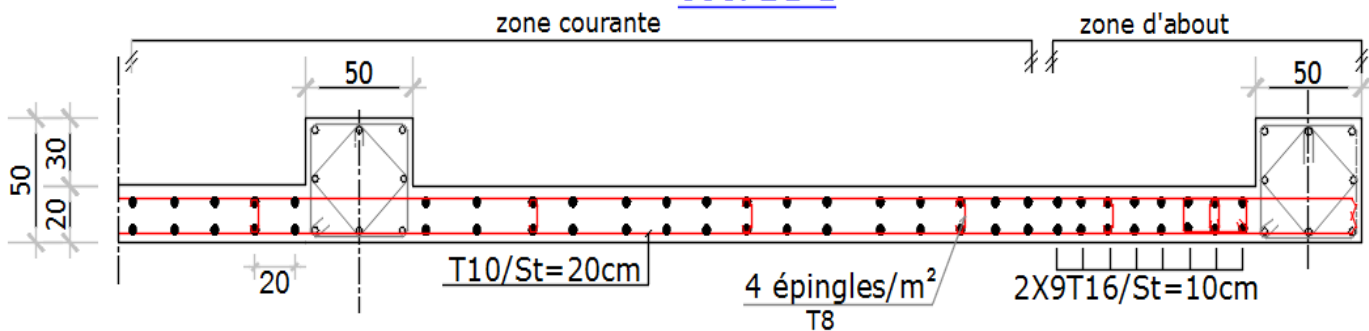
Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ 40  $\Phi$  : pour les barres situées dans les zones où l'inversement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20 $\Phi$ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des charges.
- Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles en nombre au moins 4 épingles au mètre carré.

**ELEVATION VOILE V1**



**COUPE 2--2**



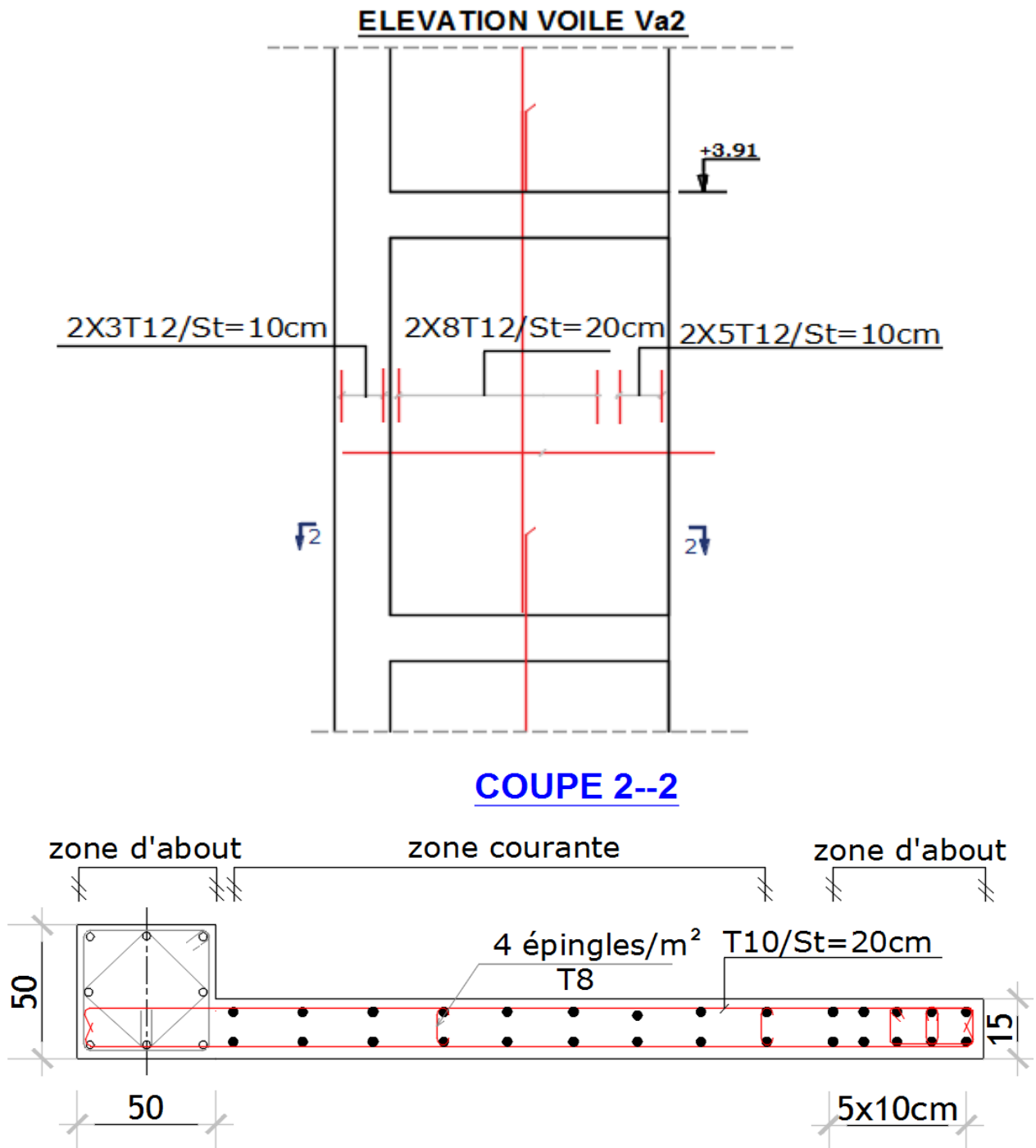


Figure. V.5: Schéma de ferrailage des voiles

#### V.4.4. Ferrailage du linteau

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastées à leurs extrémités.

Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens d'action peuvent être alternés.

Les résultats des efforts internes (M ; V) dans les linteaux pour calcul le ferrailage, est donné par le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.

Dans notre structure nous avons trois types des linteaux :



**Tableau. V. 24 :** Différents types de linteaux

Niveau	Linteau	h (m)	e (m)	L (m)	V <sub>max</sub> (KN)	M <sub>max</sub> (KN.m)
RDC	L1	1,24	0,2	1,2	310,34	146,89
1 <sup>er</sup> étage à 8 <sup>eme</sup> étage	L2	0,66	0,2	1,2	407,89	216,34
RDC	L3	1,51	0,2	1,2	302,28	127,24

**V.4.4.1. Calcul des contraintes de cisaillement**

La vérification de la résistance des linteaux au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant du linteau, majorée de 40% Selon l'article 7.7.2 du RPA99/version2003 comme suit :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

$$\bar{V} = 1,4.V_{\text{Calcul}}$$

b<sub>0</sub> : épaisseur du voile. b<sub>0</sub>=e=20 cm.

d = 0,9h ; h : hauteur du linteau.

$\bar{\tau}_b$  : contrainte admissible du béton.

Le tableau V.26, récapitule les résultats relatifs à la vérification au cisaillement.

On vérifie le cas le plus défavorable pour chaque type du linteau.

**Tableau. V.25 :** Vérification de la contrainte de cisaillement dans les linteaux.

Linteau	h (m)	d (m)	V <sub>Calcul</sub> (KN)	$\bar{V}$ (KN)	$\tau_b$ (Mpa)	Condition $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$
L1	1,24	1,116	310,34	434,476	1,94	Vérifiée
L2	0,66	0,594	407,89	571,046	4,80	Vérifiée
L3	1,51	1,359	302,28	423,19	1,55	Vérifiée

Donc : La contrainte de cisaillement est vérifiée pour les trois types de linteau.

**V.4.4.2. Calcul du ferrailage des linteaux**

Afin de déterminer les armatures nécessaires pour reprendre l'effort de cisaillement, nous devons comparer la contrainte de cisaillement avec 0,06 f<sub>c28</sub> = 1,5 (article 7.7.3 des RPA99).

Pour les trois types de linteaux, nous sommes dans le cas où :  $\tau_b > 0,06 f_{c28} = 1,5\text{MPa}$

Donc : on dispose les ferrailages longitudinaux (supérieur et inférieur), et transversaux en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M ; N) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A<sub>D</sub> à disposées obligatoirement

➤ **Les armatures diagonales**

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

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

Avec :  $\operatorname{tg}\alpha = \frac{h-2d'}{L}$  et  $V = V_{\text{calcul}}$  (sans majoration)

$d'$  : Distance d'enrobage ;  $d' = 2,5\text{cm}$

$L$  : longueur du linteau ;  $L = 1.2\text{ m}$

$h$  : hauteur du linteau.

• **Section minimale**

D'après (R.P.A 99), on a :

$$A_{D \min} \geq 0,15\%.b.h \text{ si } \tau_b > 0,06 f_{c28} = 1,5\text{Mpa}$$

**Tableau. V.26 : Armatures diagonales des linteaux.**

Linteau	$d'$ (cm)	V (KN)	$\tau_b$ (MPa)	$\alpha$	$\sin\alpha$	$A_D$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{D \min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{D \text{ adopter}}$ (cm <sup>2</sup> )
L1	2,5	310,34	1,94	44,76	0,70	5,51	3,72	5,51
L2	2,5	407,89	4,80	26,94	0,45	11,25	1,98	11,25
L3	2,5	302,28	1,55	50,58	0,77	4,89	4,53	4,89

➤ **Armatures longitudinales, transversales et de peau**

• **Armatures longitudinales.**

$$(A_l, A'l) \geq 0,0015.b.h \text{ (0,15\%)}$$

• **Armatures transversales**

✓ Pour :  $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} = 0,625 \implies A_t \geq 0,0015.b.s \text{ (0,15\%)}$

✓ Pour :  $\tau_b > 0,025 f_{c28} = 0,625 \implies A_t > 0,0025.b.s \text{ (0,25\%)}$

**Pour notre cas :**  $\tau_b > 0,025 f_{c28} = 0,625 \implies A_t > 0,0025.b.s \text{ (0,25\%)}$

Avec :  $s = h/4$

• **Armature de peau (section courante).**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%. Donc :  $A_c \geq 0,2 \% \times b \times h$

**Tableau. V.27 : Armatures longitudinales, transversales et armatures de peau**

Linteau	L (m)	b (m)	h (m)	S (m)	$A_l, A'l$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )
L1	1,2	0,2	1,24	0,31	3,72	1,55	4,96
L2	1,2	0,2	0,66	0,165	1,98	0,825	2,64
L3	1,2	0,2	1,51	0,3775	4,53	1,887	6,04

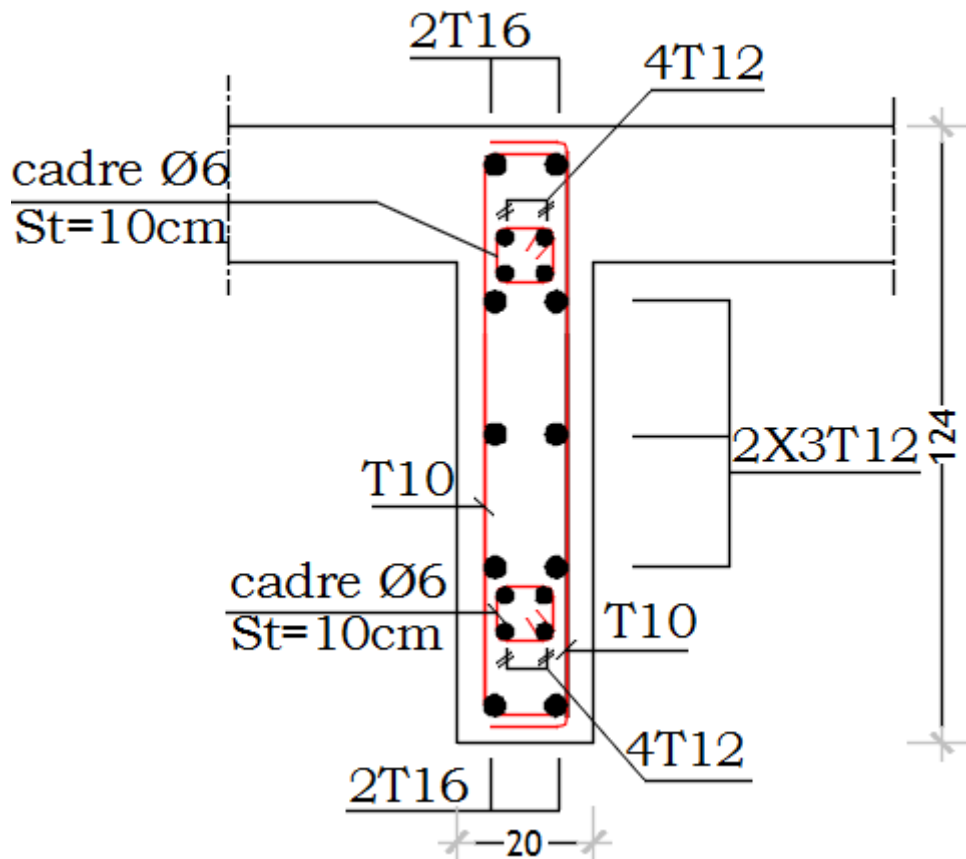
**V.4.4.3. Ferrailage final des linteaux**

Le ferrailage final des linteaux se résume dans le tableau V.28 :

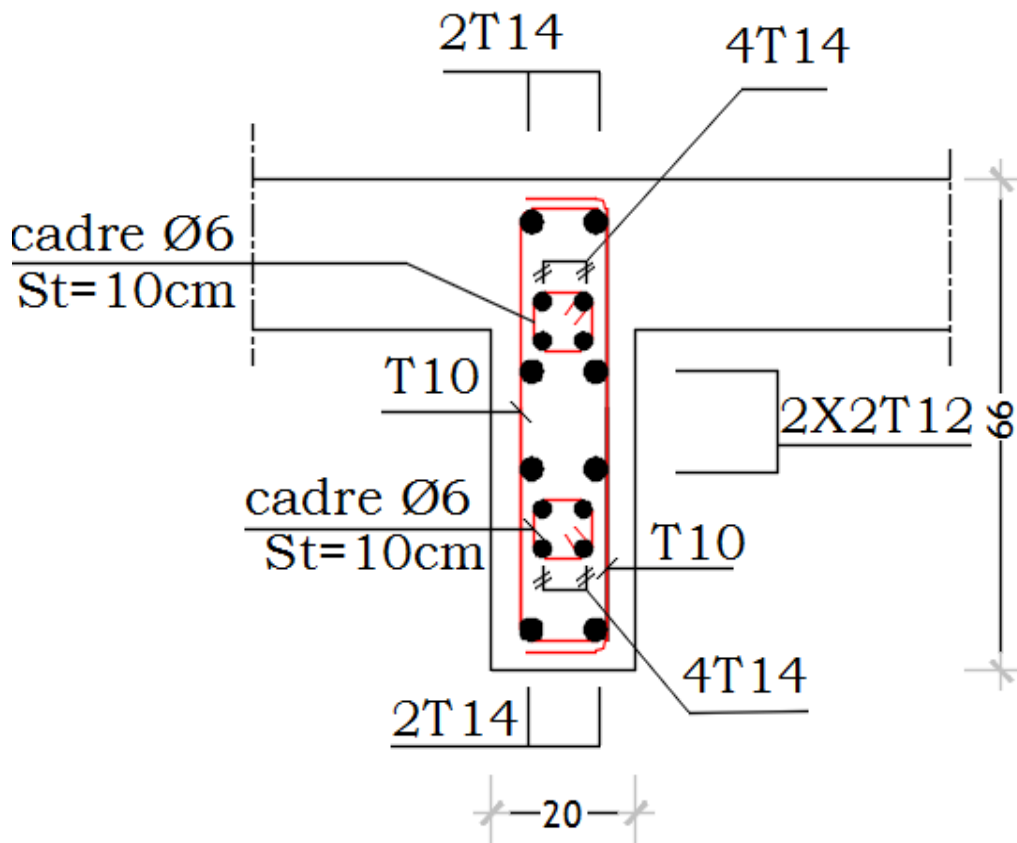
**Tableau. V.28 : Ferrailage final des linteaux**

Linteau	Les armatures diagonales		Armatures longitudinales.		Armatures transversales		Armature de peau	
	$A_D$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_l, A'l$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
L1	5,51	8TH12	3,72	2TH16	1,55	2TH10	4,96	6TH12
L2	11,25	8TH14	1,98	2TH14	0,825	2TH10	2,64	4TH12
L3	4,89	8TH12	4,53	2TH20	1,887	2TH10	6,04	8TH12

FERRAILLAGE DU LINTEAU L1



FERRAILLAGE DU LINTEAU L2



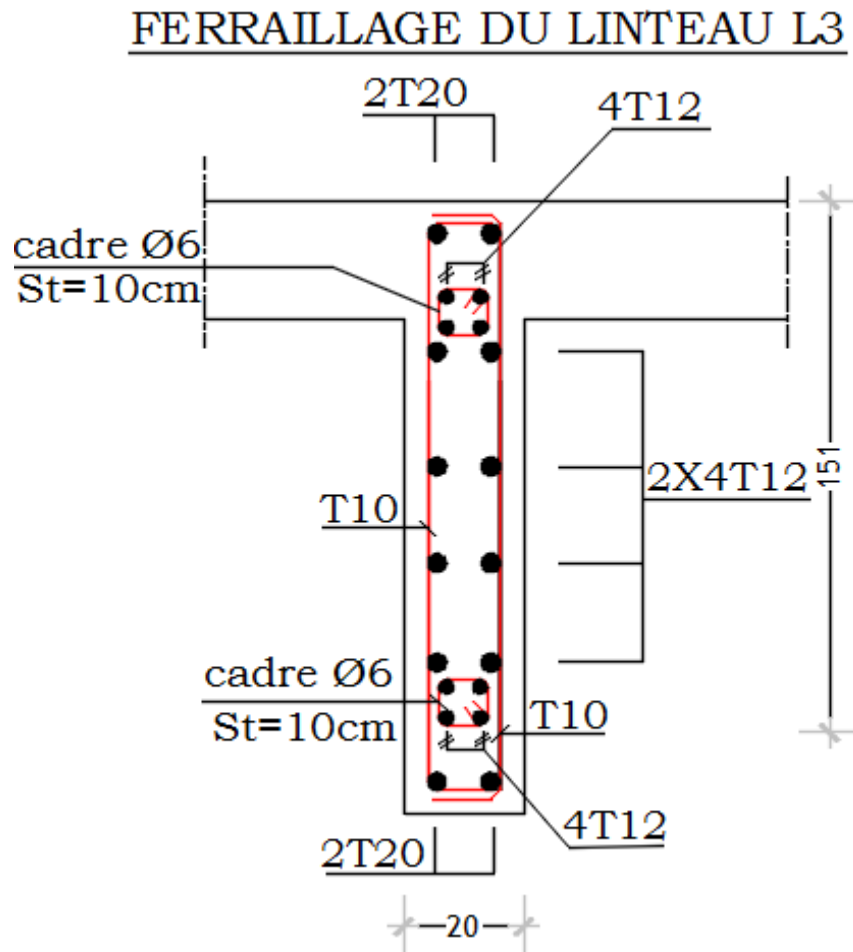


Figure. V.6: Schéma de ferrailage des linteaux

## V.5. Conclusion

Les éléments structuraux sont des éléments importants qui peuvent participer à la stabilité et au contreventement du bâtiment vis-à-vis du poids propre et des sollicitations extérieures (Charges d'exploitation, séisme)

Le dimensionnement des éléments structuraux a été fait conformément aux différents règlements de calcul (RPA99/03, CBA 93, BAEL...).

**CHAPITRE VI :**

**ETUDE DES  
FONDATIONS**

## VI.1. Introduction

Une fondation a pour rôle de transmettre au sol d'appui les charges provenant de la superstructure ; elle constitue une interface entre la partie supérieure de l'ouvrage et le sol . Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers : fondations superficielles) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux : fondations profondes) .

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain ;
- ✓ Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts ;
- ✓ Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable ;
- ✓ Jouer un rôle d'appuis ;

Les fondations d'une construction peuvent être superficielles ou profondes ; le paramètre permettant de les différencier est le rapport  $\frac{D}{B}$ , où « D » est la hauteur d'encastrement et « B » la largeur de la fondation.

- ✓ Si  $\frac{D}{B} \leq 4$  Fondation superficielle,
- ✓ Si  $4 < \frac{D}{B} \leq 10$  Fondation semi profonde,
- ✓ Si  $\frac{D}{B} > 10$  Fondation profonde.

Les différents types des fondations superficielles sont :

- Les semelles isolées ;
- Les semelles filantes ;
- Le radier général ;

Le choix du type à adopter est fonction des paramètres suivants :

- ✓ Capacité portante du sol d'assise,
- ✓ Charges transmises de la superstructure au sol,
- ✓ Distances entre les différents points d'appuis, (la distance entre axes des poteaux).
- ✓ Le système structural adopté,
- ✓ La raison économique,
- ✓ La facilité de réalisation,

Les fondations constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

## VI.2. Caractéristiques du site d'assise

D'après le rapport de sol établi par le laboratoire National de l'habitat et de la Construction (LNHC), les résultats obtenus sont :

- ✓ Site classé dans la catégorie S<sub>4</sub> (sol d'assise très meuble).
- ✓ Taux de travail admissible de sol  $\sigma_{adm}=1,3$  bar.
- ✓ Angle de frottement de remblai  $\varphi=23^\circ$
- ✓ Ancrage à 1,5m par rapport au terrain naturel (+0,00).

### VI.3. Combinaisons d'actions à considérer

Les combinaisons d'actions à considérer pour calculer les efforts à la base de la structure sont :

- Selon CBA93 ou BAEL91/99

$$\begin{cases} \text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS} : G + Q \end{cases}$$

- D'après le RPA99 (Article 10.1.4.1), les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8.G \pm E \end{cases}$$

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol  $\sigma_u$  d'un coefficient de sécurité de 2.

### VI.4. Choix du type de fondation

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Pour la vérification on utilise l'effort normal calculé à l'ELS ( $N_{ser}$ )

#### VI.4.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux étant de section carrée, on choisit des semelles carrées.

La vérification à faire est :  $\frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculé à l'ELS ( $N = 1124,2 \text{ kN} = 1,1242 \text{ MN}$ )

S : Surface d'appui de la semelle.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

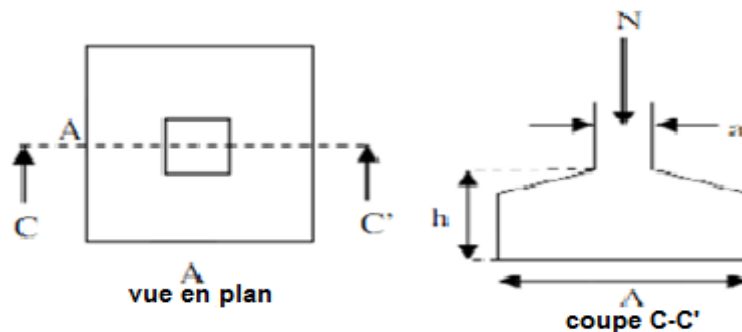


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

On tire :

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{1,124}{0,13}} = 2,94 \text{ m}$$

On prend :  $A = 3 \text{ m}$

La largeur de notre semelle est égale à 3m ; le choix des semelles isolées ne convient pas pour notre cas car l'entre axe entre le portique et son adjacent est de 3,4m. De plus on a des voiles périphériques donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

**VI.4.2. Vérification des semelles filantes**

Nous allons faire le calcul de la semelle sous des poteaux le plus sollicitée comme suit :

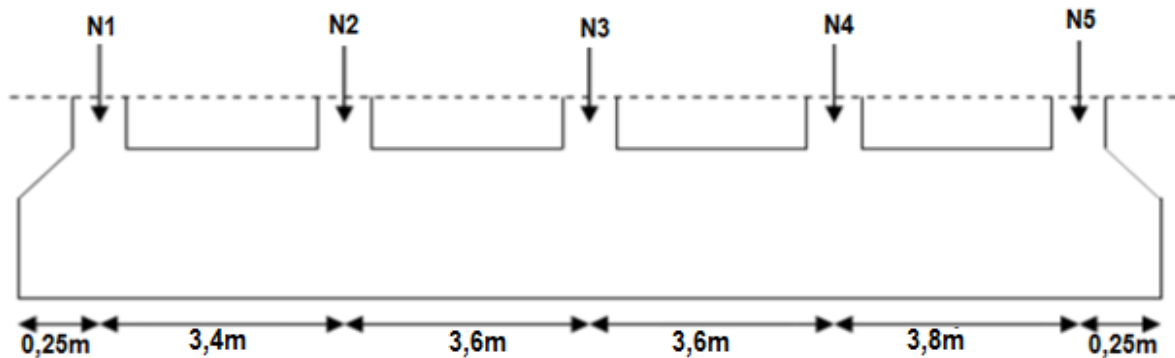
$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S} = \frac{N_{ser}}{B.L}$$

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}.L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L: Longueur de la semelle.



**Figure VI.2 : Schéma d'une Semelle filante**

$$N_{ser} = \sum N_i = 5156,86 \text{ KN} = 5,16 \text{ MN}$$

$$L = 14,9 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}.L}$$

$$B \geq \frac{5,16}{0,13 \times 14,9} = 2,66 \quad \text{On prend } B = 3 \text{ m}$$

La largeur trouvée de la semelle filante égale à 3m ; donc le choix de semelles filantes ne convient pas pour les mêmes raisons que les semelles isolées et on a aussi :

$$S_{s \text{ filante}} \geq \frac{1}{2} S_{\text{bâtiment}}$$

**VI.4.3. Vérification du radier**

Surface totale de la structure à sa base :  $S_{\text{base}} = 406,76 \text{ m}^2 \approx 407 \text{ m}^2$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N_{ser} = 55284,13 \text{ KN} = 55,284 \text{ MN}$$

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{55,284}{0,13}$$

$$S_{\text{rad}} \geq 425,26 \text{ m}^2$$

$$\text{On voit bien que : } S_{\text{rad}} = 425,26 \text{ m}^2 \geq \frac{1}{2} S_{\text{bâtiment}} = 203,5 \text{ m}^2$$

La surface totale du radier dépasse 50% de la surface à la base de structure ce nous mène à envisager un radier général comme fondation.



**Ce type de fondation (radier général) présente plusieurs avantages qui sont:**

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution.
- ✓ La rapidité d'exécution.

### **VI.5. Etude du radier**

Pour un radier général, la contrainte du sol est de 1,3Bar.

Un radier se présente comme un plancher renversé avec ou sans nervures, recevant du sol des charges réparties ascendantes et prenant appuis sur les poteaux et murs (voiles) qui exercent sur lui des charges descendantes.

#### **VI.5.1. Efforts globaux à la base**

Les efforts normaux globaux à la base, obtenus par les différentes combinaisons d'actions, sont présentés dans le tableau VI.1 :

**Tableau. VI.1** : Efforts normale exercés à la base de la structure.

<b>Combinaison d'action</b>	<b>Effort normal N (KN)</b>
ELU : 1,35G+1,5Q	75789,04
ELS : G+Q	55284,13
ELA : G + Q ± E <sub>x</sub>	55284,13
ELA : G + Q ± E <sub>y</sub>	55284,13
ELA : 0,8.G ± E <sub>x</sub>	38097,10
ELA : 0,8.G ± E <sub>y</sub>	38097,10

#### **VI.5.2. Pré dimensionnement du radier**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

##### **VI.5.2.1. Calcul de la surface du radier**

Cette surface est déterminée par le taux de travail du sol.

$$\text{Soit alors : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{55,284}{0,13} = 425,26\text{m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 426\text{m}^2$$

On a  $S_{\text{base}} = 407\text{m}^2$  (surface de la structure à la base)

Avec:  $N = N_{\text{ser}} + N_{\text{infra}}$

$$N = N_{\text{ser}} + (P_{\text{rad}} + P_{\text{dalle.f}} + P_{\text{remb}})$$

$N_{\text{ser}}$  : effort normal de la superstructure à l'ELS égal à :  $N_{\text{ser}} = 55284,13\text{KN}$

$P_{\text{rad}}$  : poids estimé du radier égal à  $426 \times 25 \times 0,5 = 5325\text{KN}$

$P_{\text{REMB}}$  : poids estimé du remblais égal à  $407 \times 18 \times 0,4 = 2930,4\text{KN}$

$P_{dalle.f}$  : poids de la dalle flottante égal à  $407 \times 25 \times 0,10 = 1017,5 \text{KN}$

On pose :  $P_{rad} + P_{dalle.f} + P_{remb} = N_{infra}$  (poids de l'infrastructure).

$P_{infra} = 5325 + 2930,4 + 1017,5 = 9272,9 \text{KN}$

D'où:

$N_{ser\ tot} = N_{ser} + (P_{rad} + P_{dalle.f} + P_{remb}) = 55284,13 + 9272,9 = 64557,03 = 64,557 \text{MN}$

$$S_{rad\ nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{64,557}{0,13} = 496,6 \text{m}^2$$

On a la surface de la base :  $S_{base} = 407 \text{ m}^2$

Donc  $S_{rad} = S_{base} + L_{deb} \times U_{périmètre}$

➤ **Débord**

Le BAEL91/99 impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$L_{deb} \geq \text{Max}(h/2 ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$

Soit :  $L_{deb} = 1 \text{ m}$  et  $U_{périmètre} = 100,2 \text{m}$

$S_{rad} = 407 + 1 \times 100,2 = 507,2 \text{m}^2$

**D'où : la surface finale du radier est de :  $S_{rad} = 507 \text{m}^2 \geq S_{rad\ nec} = 496,6 \text{m}^2$**

**VI.5.2.2. Calcul de l'épaisseur du radier**

L'épaisseur du radier à prendre doit vérifier les trois conditions suivantes :

➤ **condition forfaitaire**

Un radier ne peut efficacement jouer son rôle répartiteur des charges que s'il est assez raide vis-à-vis du sol sous jacent. D'une manière générale on peut se fixer en première approximation suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :  $L_{max}$  : entre axes maximaux des poteaux.

$$L_{max} = 4.5 \text{ m}$$

Donc :  $h \geq 45 \text{cm}$

On prend :  $h = 50 \text{ cm}$ .

➤ **Condition de rigidité**

Pour un radier rigide, dont la répartition des contraintes est linéaire on doit vérifier que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$$

$$\text{Et : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

Où :

$L_{max}$  : longueur maximale de la travée de la bande considérée. (entre axe des poteaux égale à :  $L_{max} = 4.5 \text{ m}$ )

$L_e$  : la longueur élastique.

$E$  : module d'élasticité du béton. (Module de déformation différée)

$$E = E_{v28} = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{MPa}$$

$I$  : moment d'inertie de la section qui égale à :  $I = b \cdot h^3 / 12$

$K$  : coefficient de raideur du sol (Coefficient de réaction mécanique)

On a :  $\sigma_{sol} = 1,3 \text{bar}$  donc :  $K = 27,4 \text{ MN/m}^3$ .

$b$  : largeur de la bande égale à  $1 \text{m}$ .

De la condition précédente on tire h

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \cdot \left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 27,4}{10818,86} \cdot \left(\frac{2 \times 4,5}{3,14}\right)^4} = 0,80 \text{ cm}$$

Donc la disposition des nervures est une solution obligatoire pour rendre le radier rigide, on disposera des nervures de hauteur  $h=120\text{cm}$ .

➤ **Choix de l'épaisseur du radier nervuré**

Nous adopterons un radier nervuré dans les démontions sont :

- ✓ Hauteur de la nervure  $h_{\text{ner}}=120 \text{ cm}$ .
- ✓ Largeur de la nervure :  $b_0=70 \text{ cm}$
- ✓ Hauteur de la table du radier  $h_{\text{rad}}=50\text{cm}$

**Remarque:** Le radier nervuré est plus économique que le radier dalle.

### VI.5.3. Caractéristiques géométriques du radier

#### VI.5.3.1. Surface du radier

- ✓  $S_{\text{rad}} = 507\text{m}^2$  (forme en té T)
- ✓ La forme du radier suit le contour de la base, et les longueurs maximales dans les deux directions de radier sont :

$$\begin{cases} L_x = 28,3\text{m} \\ L_y = 25,8 \text{ m} \end{cases}$$

#### VI.5.3.2. Centre de gravité

- Les coordonnées du centre de gravite du radier sont :

$$\begin{cases} X_{G \text{ radier}} = 13,288\text{m} \\ Y_{G \text{ radier}} = 9,645\text{m} \end{cases}$$

- Les coordonnées du centre de gravite de la super structure (centre des force) sont :

$$\begin{cases} X_{G \text{ structure}} = 12,958 \text{ m} \\ Y_{G \text{ structure}} = 9,757 \text{ m} \end{cases}$$

- L'excentricité entre centre de gravite de la super structure et centre de gravite du radier sont :

$$e_x = |X_{G \text{ radier}} - X_{G \text{ bâtiment}}| = |13,288 - 12,958| = 0,33\text{m}$$

$$e_y = |Y_{G \text{ radier}} - Y_{G \text{ bâtiment}}| = |9,645 - 9,757| = 0,112\text{m}$$

$$\begin{cases} e_x = 0,33\text{m} \\ e_y = 0,112\text{m} \end{cases}$$

#### VI.5.3.3. Moments d'inertie

Les moments d'inertie par rapport aux axes de radier dans les deux directions X et Y sont :

$$\begin{cases} I_x = 83191,1\text{m}^4 \\ I_y = 129336,05 \text{ m}^4 \end{cases}$$

### VI.5.4. Vérifications

#### VI.5.4.1. Condition de non cisaillement

La contrainte de cisaillement pour une bande de largeur  $b$  unitaire et une épaisseur  $d$  doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{u,adm} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

Où :  $V_u$  : effort tranchant dans le panneau le plus sollicité.

$$V_u = q_u \cdot L_{max} / 2$$

$$q_u : \text{pression sous le radier égale à : } q_u = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}}$$

$$N_u = N_u \text{ bâtiment} + 1,35(N_G \text{ radier})$$

$$N_u = 75789,04 + 1,35(507 \times 0,5 \times 25)$$

$$N_u = 84344,665 \text{ KN} = 84,31 \text{ MN}$$

$$\text{Pour une bande } b \text{ unitaire: } q_u = \frac{84344,665}{507} = 166,36 \text{ KN/m}$$

$$V_u = \frac{166,36 \times 4,5}{2} = 374,31 \text{ KN}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 0,5 = 0,45 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{374,31}{0,45} = 831,18 \text{ KN/m}^2 = 0,831 \text{ Mpa} \leq \tau_{u,adm} = 1,25 \text{ Mpa}$$

Donc : Pas de risque de cisaillement.

#### VI.5.4.2. Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, il se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le poinçonnement du radier (dalle), le CBA et d'après l'article A5.2.4.2 propose de vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus chargé.

$h$  : épaisseur de nervure ou radier  $h = h_{ner} = 120 \text{ cm}$  ou  $h = h_{rad} = 50 \text{ cm}$ .

$\mu_c$  : périmètre du pourtour ou voile cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) ;$$

$a$  et  $b$  : dimensions en plan du poteau ou de voile ;

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ;$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (situation normale) ;}$$

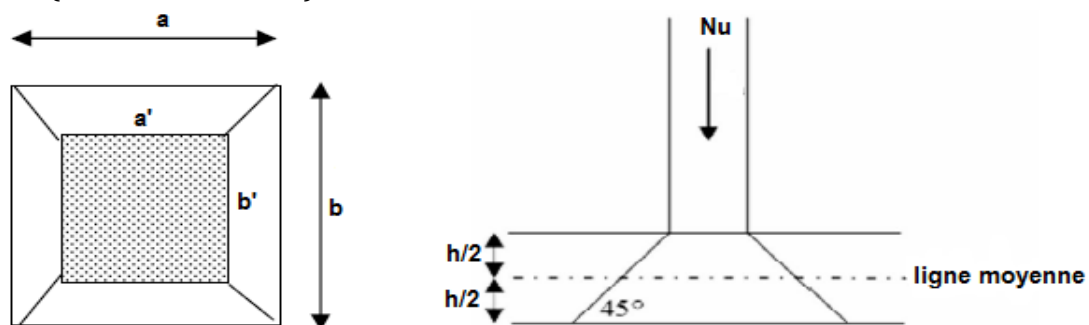


Figure VI.3 : Schéma de transmission des charges sur le radier sous poteau.

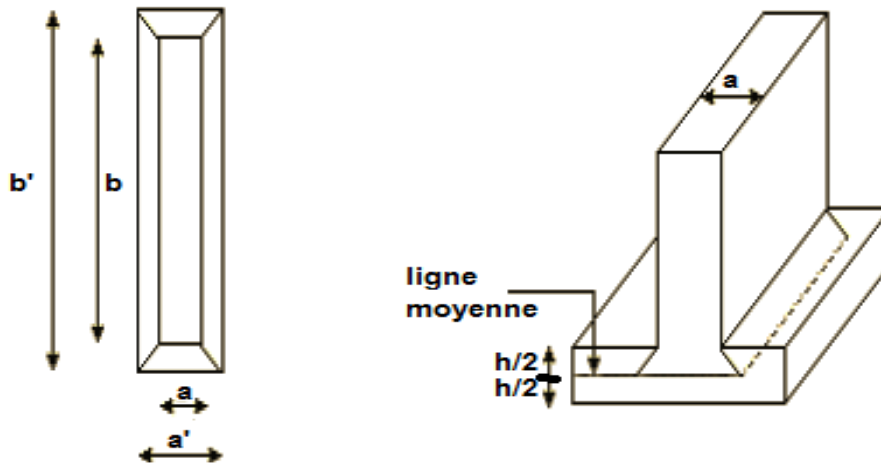


Figure VI.4 : Schéma de transmission des charges sur le radier sous voile.

- D'après les résultats de la combinaison (1,35G+1,5Q), l'effort normal maximal au niveau sous sol est remarqué au poteau (50x50) cm<sup>2</sup> à l'intersection de deux nervures.

On a:

$$N_{u \max} = 1550,76 \text{ KN} = 1,55 \text{ MN}$$

$$h = h_{\text{ner}} = 120 \text{ cm} ; a = b = 50 \text{ cm}$$

$$\mu c = 2 \times (50 + 50 + 240) = 680 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } 0,045 \times 6,80 \times 0,9 \times \frac{25}{1,5} = 4,59 \text{ MN}$$

$$N_{u \max} = 1,55 \text{ MN} < 4,59 \text{ MN} \implies \text{condition vérifiée}$$

- Le voile le plus sollicité est de longueur 10,6 m Il transmet une charge de :

$$N_{u \max} = 4450,22 \text{ KN} = 4,45 \text{ MN.}$$

$$\mu c = 2 \times (10,6 + 0,2 + 1) = 23,6 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } 0,045 \times 23,6 \times 0,9 \times \frac{25}{1,5} = 15,93 \text{ MN}$$

$$N_{u \max} = 4,45 \text{ MN} < 15,93 \text{ MN} \implies \text{condition vérifiée}$$

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

#### VI.5.4.3. Vérification aux sous pressions

Cette vérification est nécessaire pour justifier le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous-pression hydrostatique. Pour cela, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$N_G > F_s \cdot H.S. \cdot \gamma_w$$

$N_G$  : Poids total du bâtiment à la base du radier

$$N_G = N_G \text{ bâtiment} + N_G \text{ radier} = 47581,1 + 507 \times 0,5 \times 25 = 53918,6 \text{ KN}$$

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$  : poids volumique de l'eau.

$H$  : hauteur d'encrage = 1,5 m.

$S_r$  : surface du radier ( $S_{\text{rad}} = 507 \text{ m}^2$ ).

$F_s = 1,5$  : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement.

$$F_s \cdot H.S. \cdot \gamma_w = 1,5 \times 1,5 \times 507 \times 0,01 = 11,41 \text{ MN} < N_G = 53,91 \text{ MN} \implies \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a Pas de risque de soulèvement de la structure.

**Remarque :**

Afin de diminuer la pression hydrostatique, on prévoit de couler sur place, du béton de propreté (gros béton) dosé à 150Kg/ m<sup>3</sup> de ciment, sur une hauteur de 10cm sur toute la surface de la fondation du bâtiment.

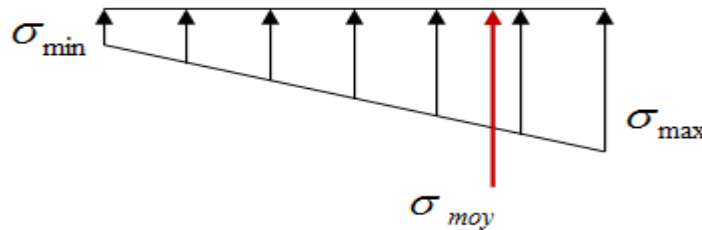
**VI.5.4.4. Vérification des contraintes dans le sol**

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatible avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, et sous l'effet du moment renversant dû au séisme, les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdal. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  Sont respectivement les contraintes de compression maximale et minimale normales à la semelle



**Figure VI.5 :** schéma de la contrainte du sol

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Efforts normaux dus aux charges verticales.
- ✓ Moments d'excentricités dus aux charges verticales.
- ✓ Moments de renversement dus au séisme.

➤ **Efforts normaux**

• **A'ELU :**

ELU:  $N_U = 1,35.N_G + 1,5.N_Q + 1,35G_r \implies N_U = 84344,665KN$

ELA:  $N_A = N_G + N_Q + G_r \implies N_A = 61621,63KN$

• **A'ELS :**

$N_A = N_G + N_Q + G_r \implies N_A = 61621,63KN$

➤ **Moment d'excentricité dus aux charges verticales**

• **A'ELU :**

ELU:  $M_{UX} = N_U \times e_Y = 75789,04 \times 0,112 \implies M_{UX} = 8488,37KN.m$

$M_{UY} = N_U \times e_X = 75789,04 \times 0,33 \implies M_{UY} = 25010,38KN.m$

ELA:  $M_{AX} = N_A \times e_Y = 55284,13 \times 0,112 \implies M_{AX} = 6191,82KN.m$

$M_{AY} = N_A \times e_X = 55284,13 \times 0,33 \implies M_{AY} = 18243,76KN.m$

• **A'ELS:**

$M_{SX} = N_s \times e_x = 55284,13 \times 0,112 \implies M_{SX} = 6191,82KN.m$

$M_{SY} = N_s \times e_y = 55284,13 \times 0,33 \implies M_{SY} = 18243,76KN.m$

➤ **Moment de renversement dû au séisme**

• **A'ELA:**

$$M_{EX}=152319,51\text{KN.m}$$

$$M_{EY}=144990,44\text{KN.m}$$

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal.

Les contraintes sous le radier sont données par :

➤ **Suivent-X**

• **A'ELU :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{UX}}{I_X} \cdot V_Y \\ \sigma_{\min} &= \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{UX}}{I_X} \cdot V_Y \end{aligned} \right\} \text{On doit vérifier : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$$

• **A'ELA :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{AX}}{I_X} \cdot V_Y + \frac{M_{EX}}{I_X} \cdot V_Y \\ \sigma_{\min} &= \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{AX}}{I_X} \cdot V_Y - \frac{M_{EX}}{I_X} \cdot V_Y \end{aligned} \right\} \text{On doit vérifier : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$$

• **A'ELS :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N_S}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{SX}}{I_X} \cdot V_Y \\ \sigma_{\min} &= \frac{N_S}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{SX}}{I_X} \cdot V_Y \end{aligned} \right\} \text{On doit vérifier : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

➤ **Suivent-Y**

• **A'ELU :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{UY}}{I_Y} \cdot V_X \\ \sigma_{\min} &= \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{UY}}{I_Y} \cdot V_X \end{aligned} \right\} \text{On doit vérifier : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$$

• **A'ELA :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{AY}}{I_Y} \cdot V_X + \frac{M_{EY}}{I_Y} \cdot V_X \\ \sigma_{\min} &= \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{AY}}{I_Y} \cdot V_X - \frac{M_{EY}}{I_Y} \cdot V_X \end{aligned} \right\} \text{On doit vérifier : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq 1,33 \sigma_{\text{sol}}$$

• **A'ELS :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_{SY}}{I_Y} \cdot V_X \\ \sigma_{\min} &= \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_{SY}}{I_Y} \cdot V_X \end{aligned} \right\} \text{ On doit vérifier : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec :  $\sigma_{\text{sol}}=0,13\text{MPa}$  et  $1,33 \sigma_{\text{sol}}=0,1729\text{MPa}$

$V_X = X_{G \text{ radier}} + 1,25 = 13,288 + 1,25 = 14,538\text{m}$

$V_Y = Y_{G \text{ radier}} + 1,25 = 9,645 + 1,25 = 10,895\text{m}$

**Tableau. VI.2 :** Vérification des contraintes dans le sol.

	ELU		ELA		ELS	
	Suivent-X	Suivent-Y	Suivent-X	Suivent-Y	Suivent-X	Suivent-Y
<b>I (m<sup>4</sup>)</b>	83191,1	129336,05	83191,1	129336,05	83191,1	129336,05
<b>V (m)</b>	14,538	10,895	14,538	10,895	14,538	10,895
<b>S<sub>rad</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	507	507	507	507	507	507
<b>N (KN)</b>	84344,665	84344,665	61621,63	61621,63	61621,63	61621,63
<b>M (KN.m)</b>	8488,37	25010,38	6191,82	18243,76	6191,82	18243,76
<b>M<sub>E</sub>(KN.m)</b>	-	-	152319,51	144990,44	-	-
<b>σ<sub>max</sub>(Mpa)</b>	0,167	0,169	0,142	0,139	0,122	0,123
<b>σ<sub>min</sub>(Mpa)</b>	0,165	0,163	0,100	0,103	0,120	0,119
<b>σ<sub>moy</sub>(Mpa)</b>	<b>0,1665</b>	<b>0,1675</b>	<b>0,1315</b>	<b>0,130</b>	<b>0,1215</b>	<b>0,122</b>
<b>condition</b>	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

**VI.5.4.5. Vérification de la stabilité au renversement**

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (article 10.1.5 des RPA 99).

$$e = M_R / N_{\text{ser}} \leq B/4$$

**Tableau. VI.3 :** Vérification de la stabilité au renversement du radier.

	<b>B=L (m)</b>	<b>N<sub>ser</sub> (MN)</b>	<b>M<sub>R</sub> (MN.m)</b>	<b>e (m)</b>	<b>B/4 (m)</b>	<b>Vérification e=M<sub>R</sub>/N<sub>ser</sub>≤B/4</b>
<b>Suivant X</b>	28,3	61,62	158,511	2,57	7,07	vérifiée
<b>Suivant Y</b>	25,8	61,62	163,234	2,65	6,45	vérifiée

**VI .5.5. Ferrailage du radier**

Pour le dimensionnement, on assimile le radier à un plancher inversé. On va considérer les dalles pleines appuyées sur 4 côtés, soumise à une charge uniformément répartie (q) égale à contrainte moyenne, offrant la surface la plus chargée, et les calculs seront menés selon les prescriptions du BAEL.

• **La pression sous le radier est prise égale à :**

✓ A'ELU :  $q_u = \sigma_{\text{moy}} = 0,1675\text{Mpa} = 167,5\text{KN/m}^2$

✓ A'ELS :  $q_s = \sigma_{\text{moy}} = 0,122\text{Mpa} = 122\text{KN/m}^2$



On fait le calcul pour une bande de 1 m, d'épaisseur  $h=50\text{cm}$ .

On adoptera le ferrailage du panneau le plus sollicité pour tout le radier.

Le panneau du radier le plus défavorable (panneau le plus sollicité) est celui de dimensions:  $(3,6 \times 4,5) \text{ m}^2$ .

Donc : l'élanement du panneau  $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

Avec :  $l_x$  et  $l_y$  portée entre nus d'appuis de la dalle :

$$l_x = 3,6 - 0,5 = 3,1\text{m} \quad \text{et} \quad l_y = 4,5 - 0,5 = 4\text{m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,1}{4} = 0,775 \implies \alpha > 0,4 \implies \text{la dalle est portée suivant les deux directions.}$$

#### VI.5.5.1. Sollicitations de calcul

Pour la détermination des sollicitations de dimensionnement (moment fléchissant et effort tranchant) appliquées sur la dalle, on utilise la méthode indiquée dans l'annexe E3 du BAEL 91/99. (On fait le calcul pour une bande de 1 m)

➤ Les moments isostatiques maximums au centre du panneau sont donnés par les relations :

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

Avec :

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont : coefficients donnés en fonction de élanement du panneau  $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$  et de l'état limite considéré.

$$\alpha = 0,775 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,059 & \text{(ELU)} \\ \mu_y = 0,552 & \text{(ELU)} \\ \mu_x = 0,0657 & \text{(ELS)} \\ \mu_y = 0,676 & \text{(ELS)} \end{cases}$$

➤ **Sollicitations à l'ELU**

• Les moments isostatiques :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,059 \times 167,5 \times (3,1)^2 = 94,97 \text{KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,552 \times 94,97 = 52,42 \text{KN.m/ml}$$

• **Calcul des moments réels :**

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires (méthode de CAQUOT):

✓ En appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 94,97 = 47,485 \text{KN.m/ml}$$

✓ En travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 94,97 = 80,724 \text{KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 52,42 = 44,557 \text{KN.m/ml}$$

• **Les efforts tranchants maximaux qui se situent au milieu des bords de la dalle sont donnés par :**

✓ Effort tranchant maximal au milieu de  $l_x$ :  $V_x = (q_u l_x l_y) / (2l_x + l_y)$

✓ Effort tranchant maximal au milieu de  $l_y$  :  $V_y = q_{ulx}/3$

Pour tenir compte de la continuité, nous augmentons l'effort tranchant voisin de l'appui de rive de 15%.

$$V_x = \frac{167,5 \times 3,1 \times 4}{2 \times 3,1 + 4} = 203,62 \text{ KN/ml}$$

$$V_y = \frac{167,5 \times 3,1}{3} = 173,08 \text{ KN/ml}$$

➤ **Sollicitations à l'ELS**

• Les moments isostatiques :

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0657 \times 122 \times (3,1)^2 = 77,02 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,676 \times 77,02 = 52,07 \text{ KN.m/ml}$$

• La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires :

✓ En appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 77,02 = 38,51 \text{ KN.m/ml}$$

✓ En travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 77,02 = 65,467 \text{ KN.m/ml}$$

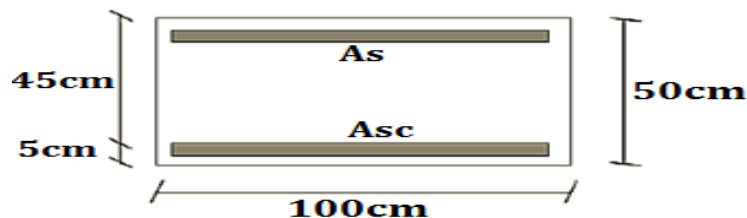
$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 52,07 = 44,259 \text{ KN.m/ml}$$

**Tableau. VI.4** : Sollicitations de calcul du ferrailage de la dalle du radier.

Sollicitation		Valeur maximale		
		Appui	Travée	
<b>Moment fléchissant</b>	<b>ELU</b>	$M_x$ (KN.m/ml)	47,485	80,724
		$M_y$ (KN.m/ml)	47,485	44,557
	<b>ELS</b>	$M_x$ (KN.m/ml)	38,51	65,467
		$M_y$ (KN.m/ml)	38,51	44,259
<b>Effort tranchant ELU</b>		$V_x$ (KN/ml)	203,62	
		$V_y$ (KN/ml)	173,08	

**VI.5.5.2. Calcul du ferrailage**

Pour le calcul des armatures, on va considérer une section rectangulaire de 1 m de largeur et 0,5 m de hauteur avec un enrobage d'acier de 0,05 m et soumise à une flexion simple. La dalle du radier est exposée aux intempéries, la fissuration est donc très préjudiciable.



**Figure VI.6** : Dimensions de la section transversale de la dalle du radier

**VI.5.5.2.1. Calcul à l'ELU**

➤ **En travée**

• **Suivant-X**

Nous avons :  $h = 0,5 \text{ m}$  ;  $d' = 0,05 \text{ m}$  ;  $d = h - d' = 0,45 \text{ m}$  ;  $b = 1 \text{ m}$  ;

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

$$f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

Notons :  $M_{tx} = M_u = 80,724 \text{ KN.m/ml}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{80,724 \times 10^{-3}}{1 \times (0,45)^2 \times 14,17} = 0,028 \implies \mu \leq 0,48$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,028}) = 0,035 \leq 0,259 \implies \text{Pivot A}$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires  $\implies A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{0,8\alpha b d f_{bu}}{f_{su}}$$

$$A_{s,u} = \frac{0,8 \times 0,035 \times 1 \times 0,45 \times 14,17}{348} = 5,13 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 5,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :  $A_{sc} = 0$

$$A_{s,u} = 5,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Suivant-Y**

Nous avons :  $h = 0,5 \text{ m}$  ;  $d' = 0,05 \text{ m}$   $d_Y = h - d' = 0,45 \text{ m}$  ;  $b = 1 \text{ m}$  ;

$$f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa} \quad f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

Notons :  $M_{ty} = M_u = 44,557 \text{ KN.m/ml}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{44,557 \times 10^{-3}}{1 \times (0,45)^2 \times 14,17} = 0,015 \implies \mu \leq 0,48$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,015}) = 0,019 \leq 0,259 \implies \text{Pivot A}$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires  $\implies A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{0,8\alpha b d f_{bu}}{f_{su}}$$

$$A_{s,u} = \frac{0,8 \times 0,019 \times 1 \times 0,45 \times 14,17}{348} = 2,78 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 2,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :  $A_{sc} = 0$

$$A_{s,u} = 2,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Sur appui**

• **Suivant X et Y**

Nous avons :  $h = 0,50 \text{ m}$  ;  $d' = 0,05 \text{ m}$   $d = h - d' = 0,45 \text{ m}$  ;  $b = 1 \text{ m}$  ;

$$f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa} \quad f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

Notons :  $M_{a,x} = M_{a,y} = M_u = 47,485 \text{ KN.m/ml}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{47,485 \times 10^{-3}}{1 \times (0,45)^2 \times 14,17} = 0,016 \implies \mu \leq 0,48$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,016}) = 0,020 \leq 0,259 \implies \text{Pivot A}$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires  $\implies A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{0,8\alpha b d f_{bu}}{f_{su}}$$

$$A_{s,u} = \frac{0,8 \times 0,020 \times 1 \times 0,45 \times 14,17}{348} = 2,93 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 2,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :  $A_{sc} = 0$

$$A_{s,u} = 2,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### VI.5.5.2.2. Calcul à l'ELS

On a :  $h=0,5\text{m}$  ;  $d'=0,05\text{m}$  ;  $d=0,45\text{m}$

- **Calcul le moment résistant de la section  $M_{rb}$  (moment limite de service)**

C'est le moment pour lequel :  $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc} \\ \text{et } \sigma_s = \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b \sigma_{bc} y \left( d - \frac{y}{3} \right)$$

Avec:

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] \quad (\text{Fissuration très préjudiciable})$$

Avec :  $f_e = 400\text{Mpa}$  ;  $\eta = 1,6$  (HA) et  $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

$$\sigma_s = \text{min} \left( \frac{1}{2} \times 400 ; 164,97 \right) \implies \sigma_{st} = 164,97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \implies \sigma_{bc} = 15\text{Mpa}$$

$$y = \frac{15 \sigma_{bc} \cdot d}{15 \sigma_{bc} + \sigma_{st}}$$

$$y = \frac{15 \times 15 \times 0,45}{15 \times 15 + 164,97}$$

$$y = 0,26 \text{ m} = 26\text{cm}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 0,26 \left( 0,45 - \frac{0,26}{3} \right) \times 10^3$$

$$M_{rb} = 708,5 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **En travée**

- **Suivant-X**

On a :  $M_{ser} = 65,467 \text{ KN.m/ml}$

$$\text{Donc: } M_{rb} > M_{ser} \implies \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \implies \text{pivot A}$$

D'où:  $A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \left( d - \frac{y}{3} \right)} = \frac{65,467 \times 10^{-3}}{164,97 \left( 0,45 - \frac{0,26}{3} \right)} \implies A_s = 10,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc:  $A_{sc} = 0$  et

$$A_s = 10,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Suivant-Y**

Ona:  $M_{ser} = 44,259 \text{ KN.m/ml}$

$$\text{Donc: } M_{rb} > M_{ser} \implies \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \implies \text{pivot A}$$

D'où:  $A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \left( d - \frac{y}{3} \right)} = \frac{44,259 \times 10^{-3}}{164,97 \left( 0,45 - \frac{0,26}{3} \right)} \implies A_s = 7,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc:  $A_{sc}=0$  et

$$A_s = 7,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Sur appui**

• **Suivant X et Y**

On a :  $M_{ser}=38,51 \text{ KN.m/ml}$

Donc:  $M_{rb} > M_{ser} \implies \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \implies$  pivot A

D'où:  $A_{sc}=0$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s(d - \frac{y}{3})} = \frac{38,51 \times 10^{-3}}{164,97(0,45 - \frac{0,26}{3})} \implies A_s = 6,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc:  $A_{sc}=0$

$$A_s = 6,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### VI.5.5.3. Condition de non fragilité

Pour les dalles rectangulaires s'appuyant sur 4 côtés et soumises à la flexion simple, il faut, une quantité d'armatures au moins égale à :

$$A_{s, \min} \geq 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{3-\alpha}{2}$$

$$A_{s, \min} = 0,23 \times 1 \times 0,45 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{3-0,775}{2} = 6,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{D'où : } A_{s, \min} = 6,05 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée**

**Suivant-X** :  $A_{s,ser}=8,77 \text{ cm}^2 > A_{s, \min} = 6,05 \text{ cm}^2 \implies$  condition vérifiée

**Suivant-Y** :  $A_{s,ser}=7,38 \text{ cm}^2 > A_{s, \min} = 6,05 \text{ cm}^2 \implies$  condition vérifiée

➤ **Sur appui**

**Suivant X et Y** :  $A_{s,ser}=6,42 \text{ cm}^2 > A_{s, \min} = 6,05 \text{ cm}^2 \implies$  condition non vérifiée

### VI.5.5.4. Vérification au cisaillement

➤ **Suivant-X**

On a :  $T_u=V_u=203,62 \text{ KN}$

$\bar{\tau}_u = \min ( 0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPa} ) = 2,5 \text{ MPa}$  (fissuration très préjudiciable)

$\tau_u = V_u / (b \times d) = 203,62 \times 10^{-3} / ( 1 \times 0,45 ) = 0,452 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$  Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

➤ **Suivant-Y**

On a :  $T_u=V_u=173,08 \text{ KN}$

$\bar{\tau}_u = \min ( 0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPa} ) = 2,5 \text{ MPa}$  (fissuration très préjudiciable)

$\tau_u = V_u / (b \times d) = 173,08 \times 10^{-3} / ( 1 \times 0,45 ) = 0,384 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$  Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

### VI.5.5.5. ferrailage adopté

En conséquence, on devra utiliser les sections d'armature calculées à l'ELS avec un espacement :

- ✓ Sens X :  $S_t \leq \text{Min} (3h ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$
- ✓ Sens y :  $S_t \leq \text{Min} (4h ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$
- **Choix des armatures**

**Tableau. VI.5 :** Ferrailage adopté pour la dalle du radier

	Travée (armatures supérieures)			Appui (armatures inférieures)		
	As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres/ml	St (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres/ml	St (cm)
<b>Suivant-X</b>	10,92	6TH16	20	6,42	6TH12	20
<b>Suivant-Y</b>	7,38	6TH14	20	6,42	6TH12	20

Pour assurer la sécurité et la stabilité de la structure, on doit ferrailer la dalle de radier avec double nappes du ferrailage, inférieur et supérieur.

Pour une double nappes du ferrailage on utilise une chaise pour maintenir l'écartement entre le lit inférieur et supérieur. On prend 1TH12/m<sup>2</sup>

### VI .5.6. Ferrailage des nervures

Le radier est considéré travaillant comme un plancher renversé qui est sollicité par la réaction du sol ; il transmet cette réaction aux nervures.

Les charges réparties linéairement sur les travées des nervures sont évaluées par la méthode des lignes de rupture.

#### ➤ Méthode des lignes de rupture

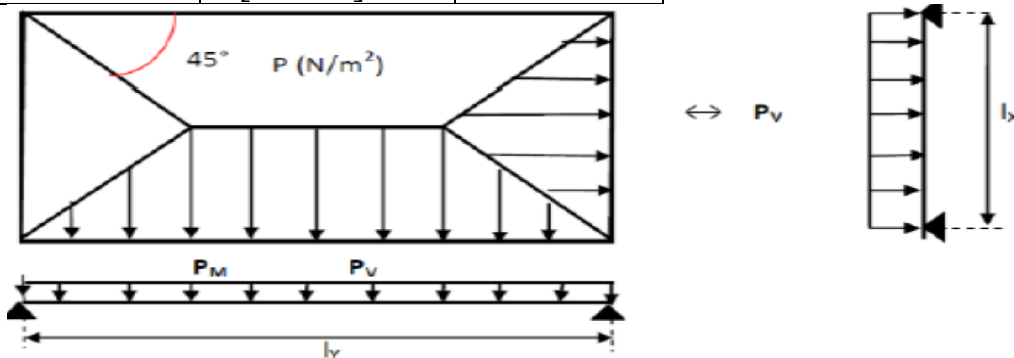
Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastrée sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilables à des lignes droites) se composent de tronçons :

- ✓ Formant un angle de 45° avec les rives du panneau,
- ✓ Parallèles à son grand côté.

Les charges réparties sur les nervures sont triangulaires et trapézoïdales, et les charges uniformément réparties équivalentes (produisant le même effort tranchant ou le même moment fléchissant) sont données par les formules suivantes :

**Tableau. VI.6 :** Transmission des charges.

Elément	Trapèze	Triangle
Pour le calcul de $P_v$	$\left[1 - \frac{\alpha}{2}\right] q \frac{l_x}{2}$	$q \frac{l_x}{4}$
Pour le calcul de $P_M$	$\left[1 - \frac{\alpha^2}{3}\right] q \frac{l_x}{2}$	$q \frac{l_x}{3}$



**Figure VI.7 :** Lignes de rupture d'un panneau de dalle.

Avec :

- $P_V$  : charge uniforme équivalente pour le calcul de l'effort tranchant ;
- $P_M$  : charge uniforme équivalente pour le calcul du moment fléchissant ;
- $l_x ; l_y$  : longueurs de travée ;
- $q$  : charge uniformément répartie :

✓ **A'ELU** :  $q_u = \sigma_{moy} = 0,1675\text{Mpa} = 167,5\text{KN/m}^2$

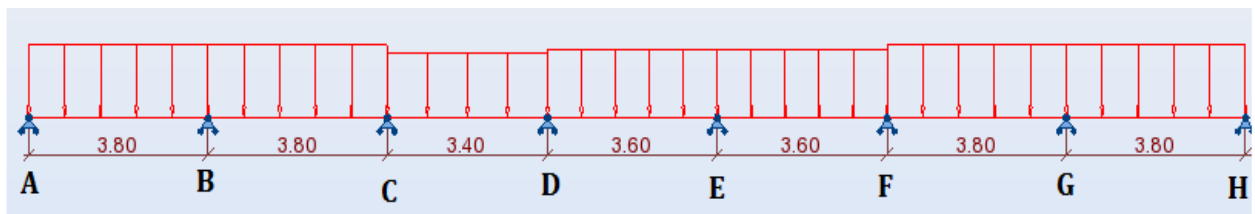
✓ **A'ELS** :  $q_s = \sigma_{moy} = 0,122\text{Mpa} = 122\text{KN/m}^2$

$\alpha = \frac{Q}{Q+q}$  donc :  $\alpha = 0$  car il n'y a pas de charge d'exploitation appliquée directement sur le radier ( $Q=0$ ).

**VI.5.6.1. Calcul des sollicitations**

Nous calculons la nervure la plus chargée suivant-X et suivant-Y

➤ **Suivant-X :**

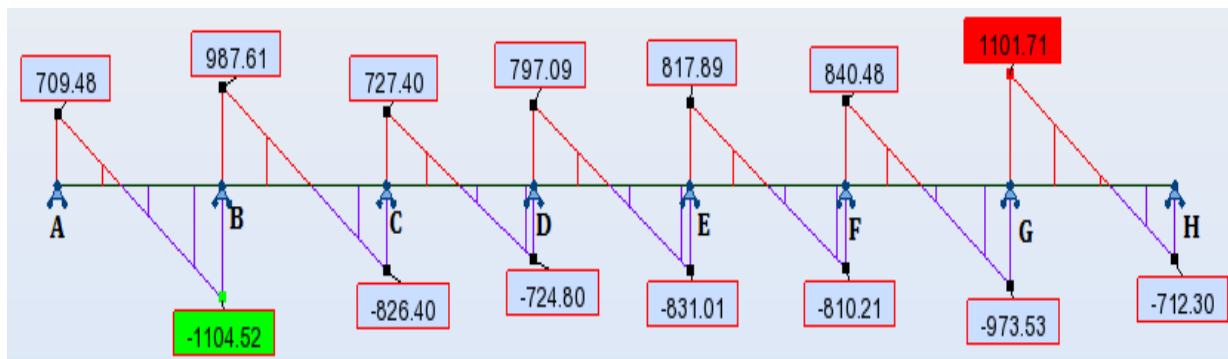


**Figure VI.8 :** Schéma de la poutre (Nervure) la plus chargée suivant-X

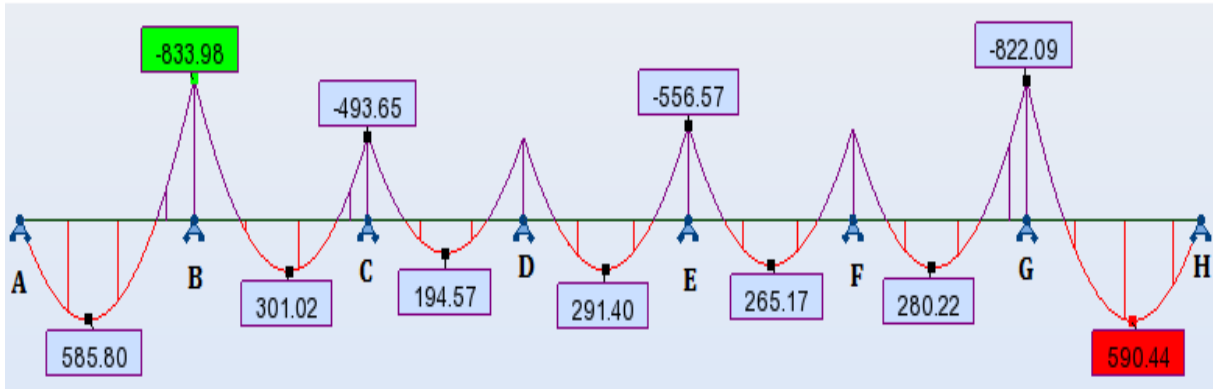
**Tableau. VI.7 :** Valeurs de  $P_M$  et  $P_V$  pour calcul le moment fléchissant et effort tranchant.

Travée		A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
<b>Longueur (m)</b>		3,8	3,8	3,4	3,6	3,6	3,8	3,8
<b>Les Valeurs de <math>P_M</math>(KN/ml) Pour le calcul du moment fléchissant</b>	<b>ELU</b>	530,41	530,41	474,58	502,50	502,50	530,41	530,41
	<b>ELS</b>	386,33	386,33	345,66	366	366	386,33	386,33
<b>Les Valeurs de <math>P_V</math>(KN/ml) pour le calcul de l'effort tranchant</b>	<b>ELU</b>	477,37	477,37	427,12	452,25	452,25	477,37	477,37
	<b>ELS</b>	347,70	347,70	311,10	329,4	329,4	347,70	347,70

• **A'ELU**



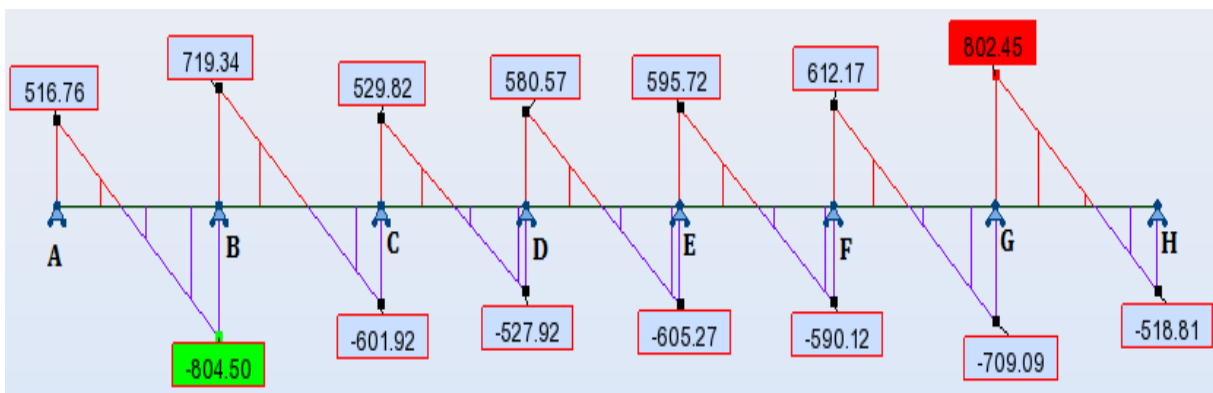
Effort tranchant(KN)



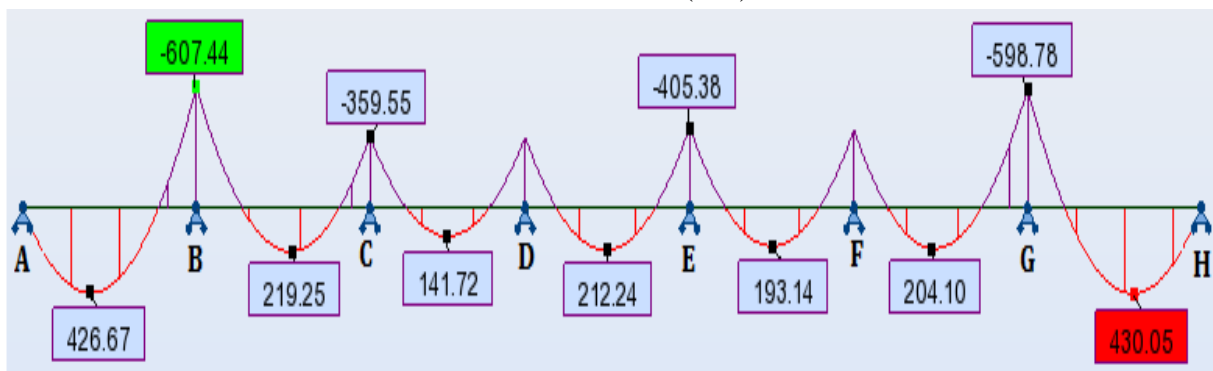
Moment fléchissant(KN.m)

Figure VI.9 : Digrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la nervure la plus chargée suivant-X à l'ELU

• A'PELS



Effort tranchant(KN)



Moment fléchissant(KN.m)

Figure VI.10: Digrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la nervure la plus chargée suivant-X à l'ELS

➤ Suivant-Y :

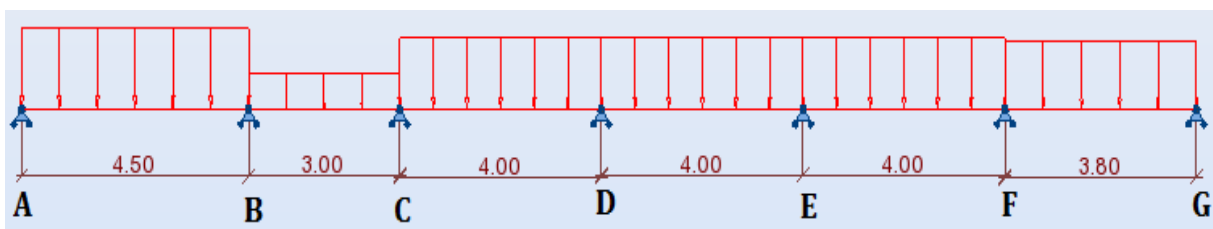


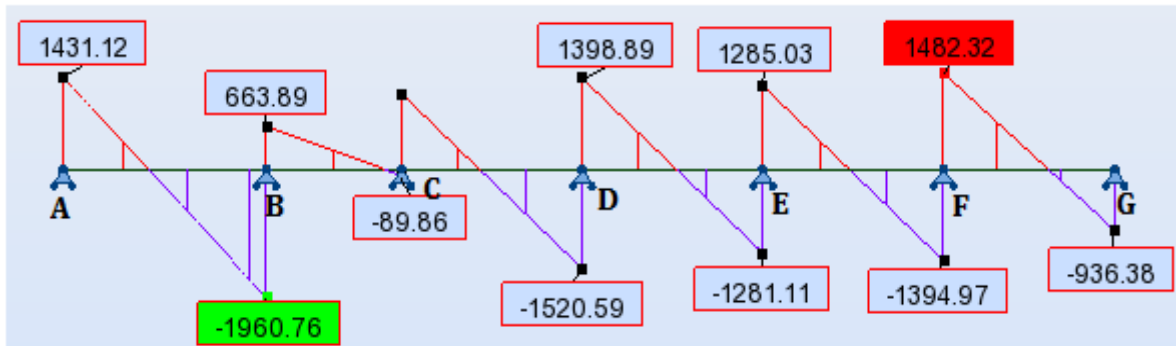
Figure VI.11 : Schéma de la poutre (Nervure) la plus chargée suivant-Y



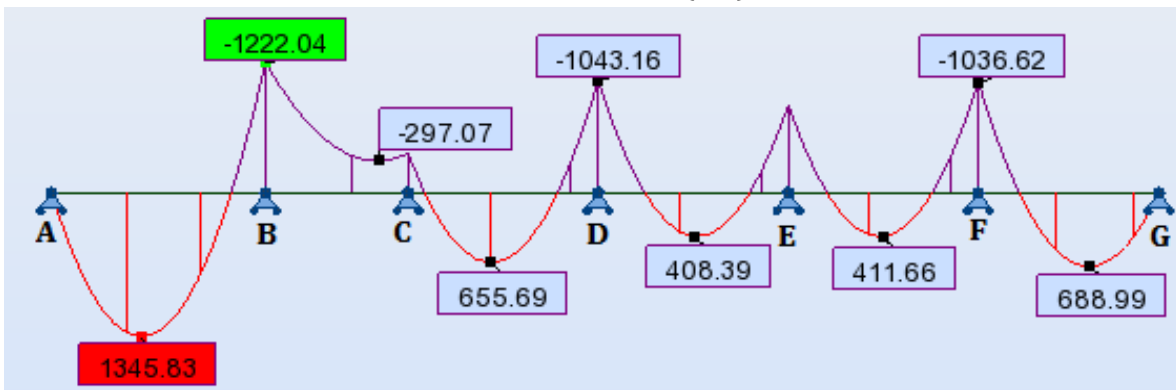
Tableau. VI.8 : Valeurs de  $P_M$  et  $P_V$  pour calcul le moment fléchissant et effort tranchant.

Travée		A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
Longueur (m)		4,5	3	4	4	4	3,8
Les Valeurs de $P_M$ (KN/ml) Pour le calcul du moment fléchissant	ELU	753,75	335	670	670	670	636,5
	ELS	549	244	488	488	488	463,6
Les Valeurs de $P_V$ (KN/ml) pour le calcul de l'effort tranchant	ELU	753,75	251,25	670	670	670	636,5
	ELS	549	183	488	488	488	463,6

• A'ELU



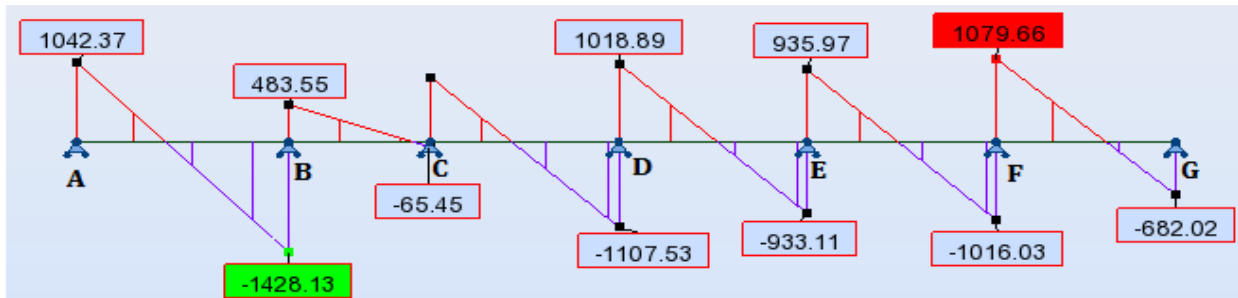
Effort tranchant(KN)



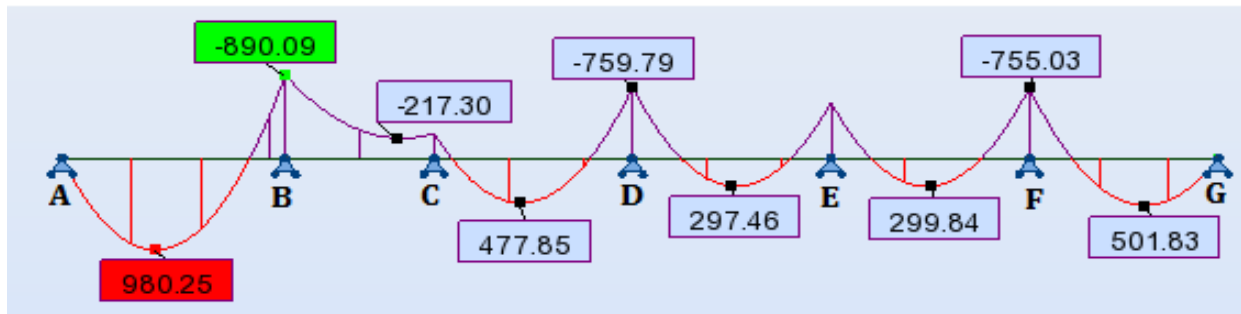
Moment fléchissant(KN.m)

Figure VI.12 : Digrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la nervure la plus chargée suivant-Y à l'ELU.

• A'ELS



Effort tranchant(KN)



Moment fléchissant(KN.m)

**Figure VI.13:** Digrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la nervure la plus chargée suivant-Y à l'ELS

Le tableau VI.9 résume les efforts maximaux en appui et en travée avec lesquels le ferrailage sera calculé.

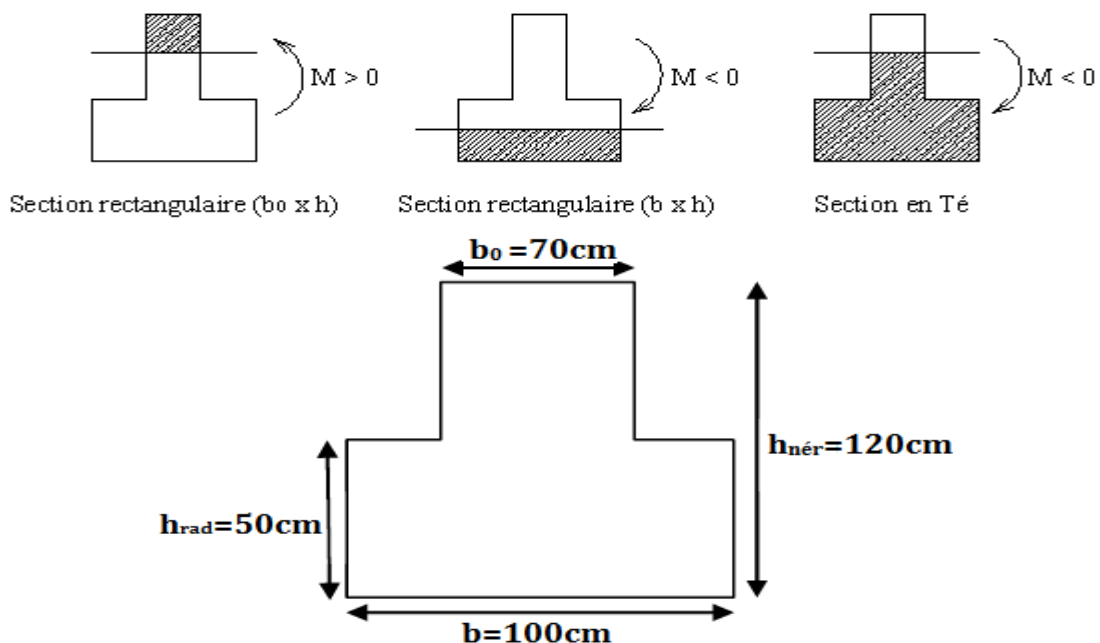
**Tableau. VI.9 :** Valeurs maximum des efforts tranchant et moments fléchissent en travée et en appui de la nervure la plus chargée.

Sollicitation			Valeur maximale	
			Sur Appui	En Travée
Moment fléchissant	ELU	M (KN.m)	1222,04	1345,83
	ELS	M (KN.m)	890,09	980,25
Effort tranchant ELU		V (KN)	1960,76	

**VI.5.6.2. Calcul du ferrailage.**

➤ **Dimensionnement des nervures**

Les nervures étant orientées vers le haut, la table ne participera pas à la reprise du moment fléchissant sur appui car il est positif. En travée, le moment est négatif et la table se trouve dans la zone comprimée, nous aurons alors une section en té.



**Figure VI.14 :** Schéma d'une coupe transversale de nervure.

Avec :

- $h_{rad}=50\text{cm}$  : correspond à l'épaisseur du radier,
- $b_0=60\text{cm}$  : correspond à la plus grande dimension du poteau,
- $b=100\text{cm}$  : largeur de la table à prendre en compte.
- $h_{nér}=120\text{cm}$  : hauteur de la nervure.

Nous constatons que la nervure la plus sollicitée est celle dans le sens-Y. Nous procéderons donc à son ferrailage, ce dernier se calcul en flexion simple, et les nervures est exposées aux intempéries, la fissuration est très préjudiciable, en considérant une section en T avec un enrobage de 5cm.

➤ **Calcul du ferrailage**

**Tableau. VI.10** : Ferrailage en appui et en travée des nervures à l'ELU et à l'ELS

	ELU		ELS	
	M(KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	M(KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )
<b>En Travée</b>	1345,83	34,9	980,25	59,2
<b>Sur Appui</b>	1222,04	31,6	890,09	54,5

**Tableau. VI.11** : Résultats du ferrailage adopté en appui et en travée des nervures

	As (cm <sup>2</sup> )	As min RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	AS adoptée (cm <sup>2</sup> )
<b>En Travée</b>	59,2	30	19TH20	59,69
<b>Sur Appui</b>	54,5	30	18TH20	56,55

**VI.5.6.3. Armatures de peau (CBA /Article A.7.3)**

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur; leur section est d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas on a :  $h_{nér} = 120\text{cm}$ , on prend 2TH14  $\Rightarrow A_s = 3,07\text{cm}^2 > 3\text{cm}^2$

**VI.5.6.4. Condition de non fragilité (CBA /Article B5.3)**

La quantité d'armatures doit être au moins égale à :

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

$$A_{s,min} = 0,23 \times 0,5 \times 1,26 \times \frac{2,1}{400} = 7,60\text{ cm}^2$$

D'où :  **$A_{s,min} = 7,60\text{ cm}^2$**

$A_s > A_{s,min} = 6,05\text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée

**VI.5.6.5. Ferrailage transversal**

- **Diamètre des armatures d'âme**

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

$$\phi_t \leq \min( 25\text{ mm} ; 40\text{ mm} ; 50\text{ mm} )$$

$$\phi_t \leq 25\text{ mm}$$

On prendra des armatures transversales de diamètre  $\phi_t = 8\text{mm}$  (T8)

• **Espacement :**

- ✓ Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min (h/4 ; 12 \Phi_{1 \min})$   
 $S_t \leq \min (30\text{cm}; 30\text{cm})$  donc:  $S_t \leq 30\text{cm}$
- ✓ En dehors de la zone nodale:  $S'_t \leq h/2$ .  
 $S'_t \leq 60\text{cm}$

Donc : Nous prendrons un espacement de 15 cm sur toute la longueur de la nervure.

• **Section minimale :**

$$A_t \geq 0,4 (b \times S_t) / f_e$$

$$A_t \geq 075\text{cm}^2$$

On prend: 6TH8 donc  $A_{st}=3,018\text{cm}^2$

**VI.5.7. Etude du débord du radier**

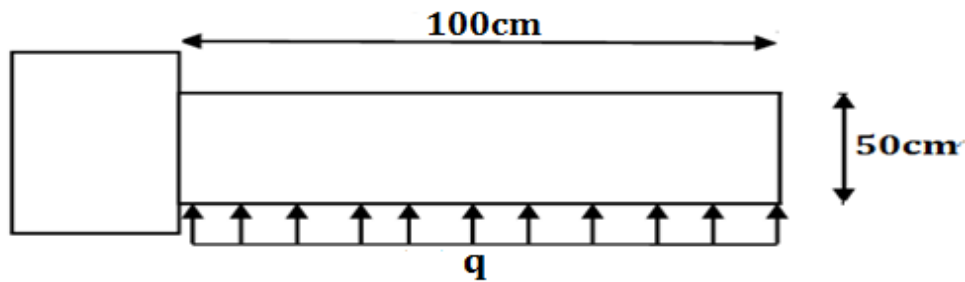
Le débord fonctionne comme une console soumise à une charge uniformément répartie :

- ✓ **A'ELU :**  $q_u = \sigma_{\text{moy}} = 0,1675\text{Mpa} = 167,5\text{KN/m}^2$
- ✓ **A'ELS :**  $q_s = \sigma_{\text{moy}} = 0.122\text{Mpa} = 122\text{KN/m}^2$

Le débord elle a comme dimensions:

Portée = 1m et hauteur = 0,5m

On effectue le ferrailage pour une bande d'un mètre de largeur



**Figure VI.15 : Schéma statique du débord**

**VI.5.7.1. Évaluation des sollicitations de calcul**

La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Le calcul s'effectue pour une bande de 1ml.

• **Moment de flexion**

$$M = q \frac{L^2}{2}$$

- ✓ **ELU:**  $M_U = 167,5 \frac{(1)^2}{2}$   
 $M_U = 83,75\text{KN.m/ml}$

- ✓ **ELS:**  $M_S = 122 \frac{(1)^2}{2}$   
 $M_S = 61\text{KN.m/ml}$

• **Effort tranchant**

$$V = qL$$

- ✓ **ELU:**  $V_u = 167,5 \times 1 = 167,5\text{KN/ml}$
- ✓ **ELS:**  $V_s = 122 \times 1 = 122\text{KN/ml}$

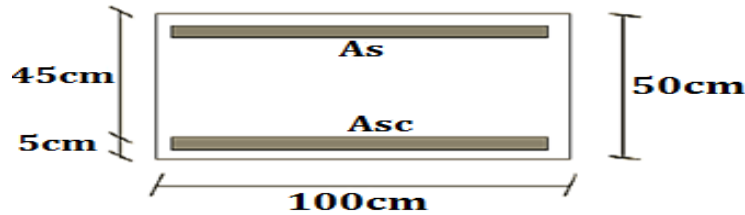
Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau VI.12 :

**Tableau. VI.12 :** Actions et sollicitations agissant sur le débord du radier.

	$V_{max}(KN/ml)$	$M_{max} (KN.m/ml)$
<b>ELU</b>	167,5	83,75
<b>ELS</b>	122	61

**VI.5.7.2. Calcul du ferrailage**

La section transversale du débord du radier est de (100cm x 50cm) (la section dangereuse est celle de l'encastrement), avec un enrobage de 5 cm, elle est soumise à une flexion simple. La fissuration étant très préjudiciable.



**Figure VI.16 :** Dimensions de la section dangereuse du débord.

➤ **Calcul à l'ELU**

Nous avons :  $h = 0,50m$  ;  $d'=0,05m$   $d = h - d' = 0,45 m$  ;  $b = 1 m$  ;

$$f_{bu} = 14,17 \text{ Mpa} \qquad f_{su} = 348 \text{ Mpa}$$

Notons :  $M_u = 83,75 \text{ KN.m/ml}$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{83,75 \times 10^{-3}}{1 \times (0,45)^2 \times 14,17} = 0,029 \implies \mu \leq 0,48$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,029}) = 0,037 \leq 0,259 \implies \text{Pivot A}$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires  $\implies A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{0,8 \alpha b d f_{bu}}{f_{su}}$$

$$A_{s,u} = \frac{0,8 \times 0,037 \times 1 \times 0,45 \times 14,17}{348} = 5,42 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml} = 5,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :  $A_{sc} = 0$

$$A_{s,u} = 5,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul à l'ELS**

On a :  $M_{ser} = 61 \text{ KN.m/ml}$

• **Calcul du moment résistant de la section  $M_{rb}$  (moment limite de service)**

C'est le moment pour lequel :  $\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc}$  et  $\sigma_s = \bar{\sigma}_s$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b \sigma_{bc} y(d - \frac{y}{3})$$

Avec:

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_{st} = \text{Min}(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \quad (\text{Fissuration très préjudiciable})$$

avec :  $f_e = 400 \text{ Mpa}$  ;  $\eta = 1,6$  (HA) et  $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s = \text{min}(\frac{1}{2} \times 400 ; 164,97) \implies \sigma_{st} = 164,97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \implies \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$y = \frac{15\sigma_{bc} \cdot d}{15\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$$

$$y = \frac{15 \times 15 \times 0,45}{15 \times 15 + 164,97}$$

$$y = 0,26 \text{ m} = 26 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 0,26 \left( 0,45 - \frac{0,26}{3} \right) \times 10^3$$

$$M_{rb} = 708,5 \text{ KN.m}$$

Donc :  $M_{rb} > M_{ser} \implies \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \implies$  pivot A

D'où :  $A_{sc} = 0$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \left( d - \frac{y}{3} \right)} = \frac{61 \times 10^{-3}}{164,97 \left( 0,45 - \frac{0,26}{3} \right)} \implies A_s = 10,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :  $A_{sc} = 0$

$$A_s = 10,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### VI.5.7.3. Condition de non fragilité (CBA / Article B5.3)

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

$$A_{s, \min} = 0,23 \times 1 \times 0,45 \times \frac{2,1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{D'où : } A_{s, \min} = 5,43 \text{ cm}^2$$

donc :  $A_s = 10,17 \text{ cm}^2 > A_{s, \min} = 5,43 \text{ cm}^2 \implies$  condition vérifiée

### VI.5.7.4. Vérification au cisaillement

On a :  $T_u = V_u = 167,5 \text{ KN}$

$\bar{\tau}_u = \min ( 0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPa} ) = 2,5 \text{ MPa}$  (fissuration très préjudiciable)

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 167,5 \times 10^{-3} / ( 1 \times 0,45 ) = 0,372 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$  Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

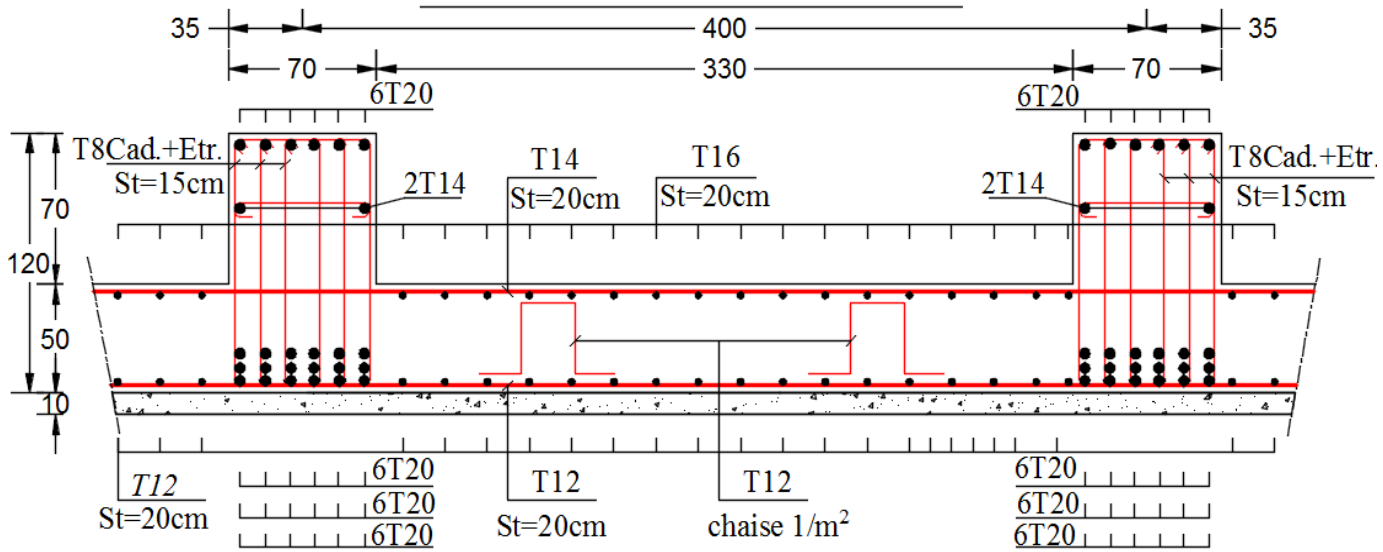
### VI.5.7.5. Ferrailage de débord

La valeur obtenue du ferrailage de débord est inférieure à des valeurs de ferrailage des panneaux. On adoptera le même ferrailage du radier pour le débord, pour des raisons de sécurité et pour des raisons de pratique de réalisation.

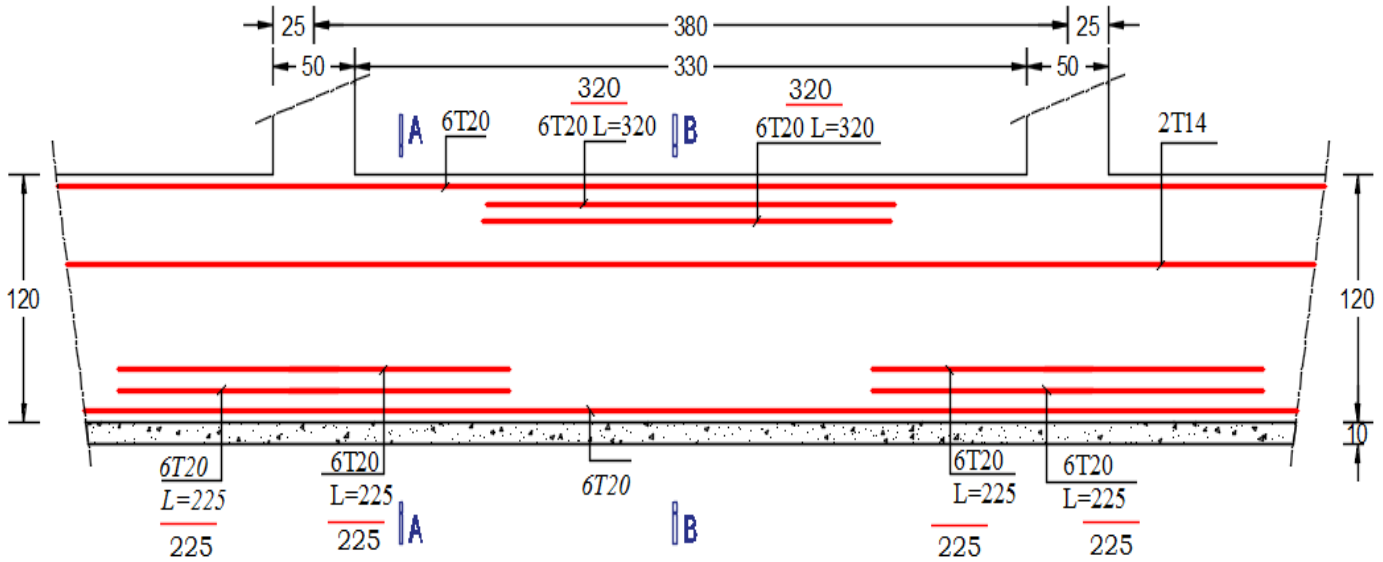
### VI.5.8. Schéma de Ferrailage du radier nervuré

Le schéma de ferrailage du radier nervuré est représenté dans la figure VI.17

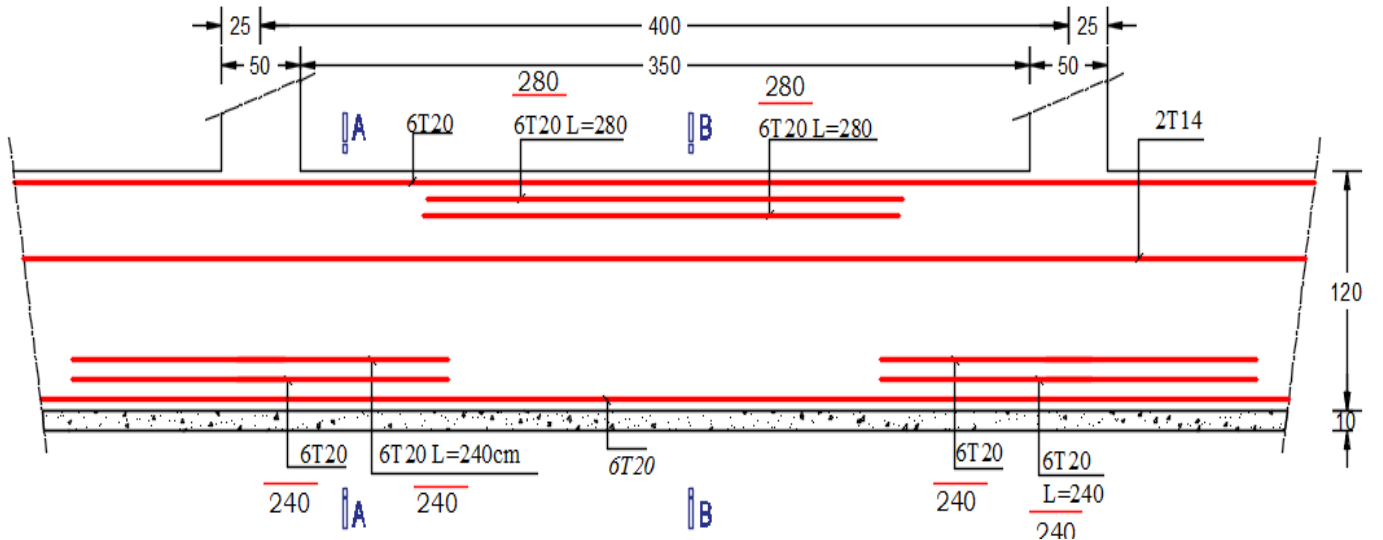
**FERRAILLAGE RADIER**



**FERRAILLAGE NARVURE SUIVANT -X-**



**FERRAILLAGE NARVURE SUIVANT -Y-**



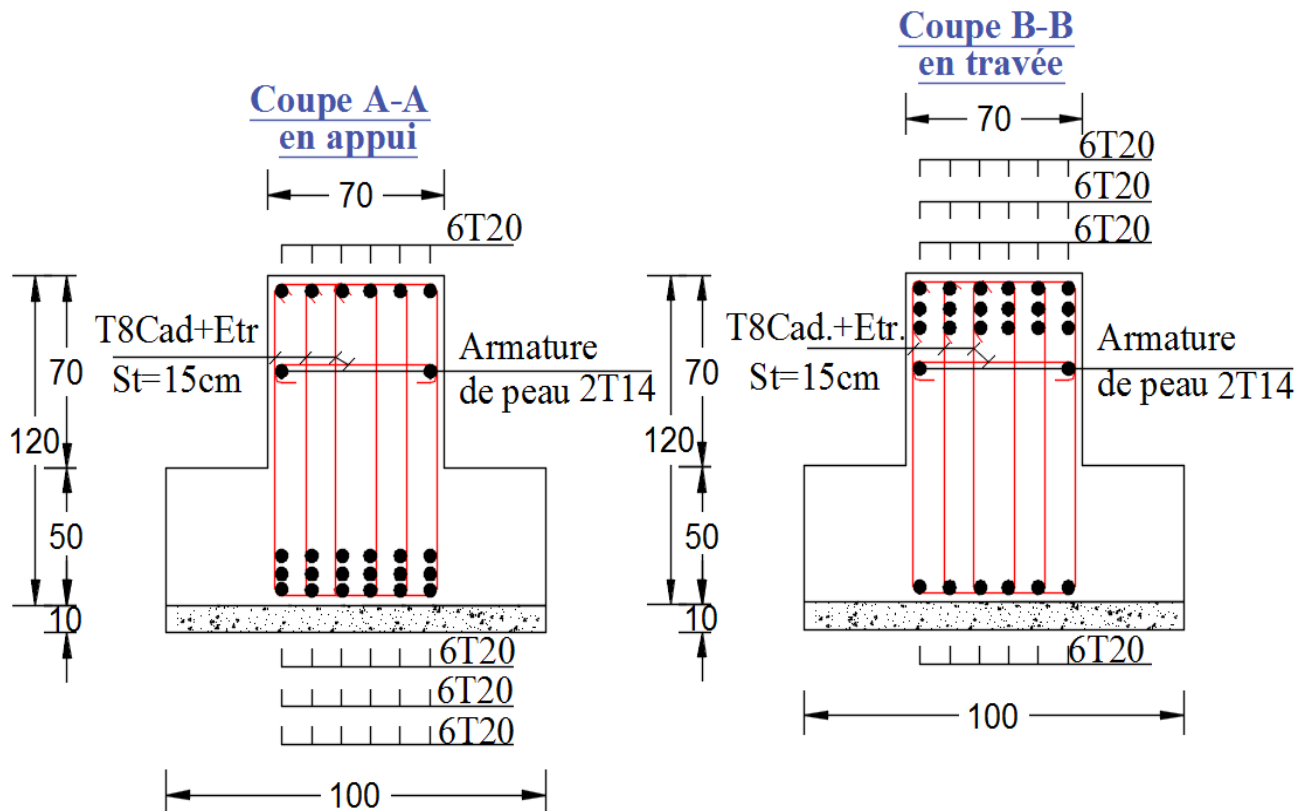


Figure VI.17 : Schéma de Ferrailage du radier nervuré

## VI.6. Etude du voile périphérique (voile d'infrastructure)

Conformément au ; l'ouvrage étant situé en zone III il doit comporter donc un voile d'infrastructure continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base. Le voile d'infrastructure est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 2,55m pour permettre la réalisation d'un sous-sol.

- **Les voiles d'infrastructures assurent :**
- ✓ L'encastrement de la structure dans le sol.
- ✓ Augmentation de la rigidité de la structure.
- ✓ Protection contre les eaux agressives.

### VI.6.1. Dimensionnement

D'après RPA99/03 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- ✓ Epaisseur  $\geq 15\text{cm}$
- ✓ Les armatures sont constituées de 2 nappes
- ✓ Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante
- ✓ Un recouvrement de  $40\phi$  pour les renforcements des angles.

Pour notre bâtiment on adopte les dimensions suivantes :

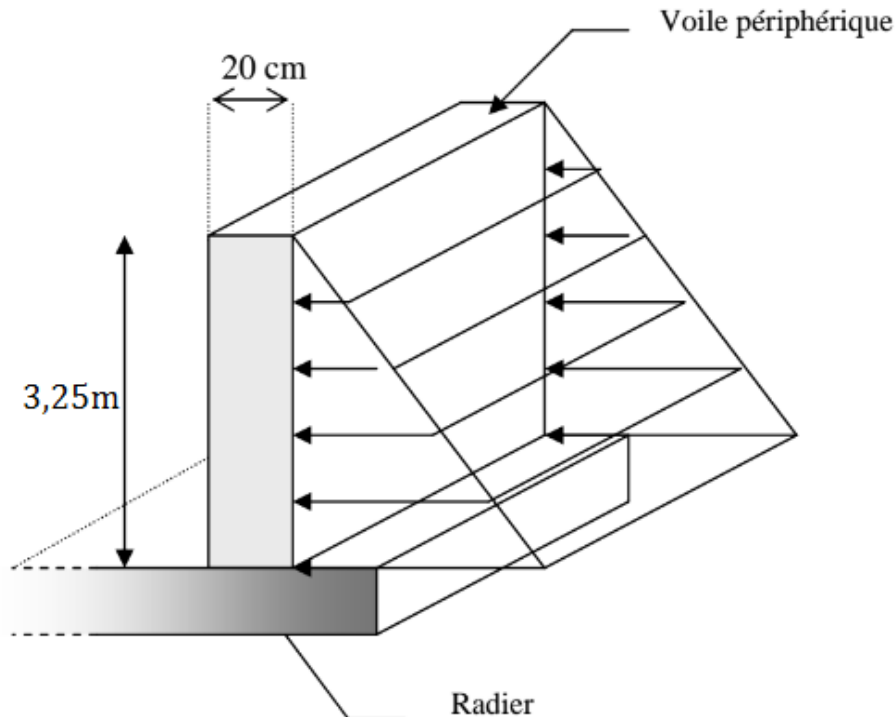
On adopte une épaisseur de :  **$e = 20\text{ cm}$** .

La hauteur de voile périphérique :  **$h = 2,55 + 0,7 = 3,25\text{ m}$** .



### VI.6.2. Modélisation et Sollicitations du calcul du voile périphérique

On prend comme hypothèse pour le calcul : « Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux appuyés à leurs parties supérieures et encastrés à leurs bases (au niveau de radier) ».



**Figure VI.18** : Schéma statique du voile périphérique

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumise à la poussée des terres. Cette pression est une charge triangulaire répartie le long de voile, donc le voile, travaille en flexion simple.

Le voile est soumis aux contraintes suivantes :

- ✓ Une contrainte permanente due a la poussée des terres  $\sigma_h(H)$
- ✓ Une charge éventuelle d'exploitation  $q=5\text{KN/m}^2$

La théorie de coulomb nous à permis d'estimer l'intensité de la pression latérale des terres:

$$\sigma_h(H)=\gamma_d.H.K$$

$$\sigma_q=q. K$$

Avec :

$$K : \text{Coefficient des pressions des terres. } K = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\gamma_d : \text{Poids volumique du remblai. } \gamma_d=18\text{KN/m}^2$$

H : Profondeur considéré.

$$\varphi : \text{Angle de frottement de remblai. } \varphi=23^\circ$$

$$\text{Nous trouvons : } \sigma_h(H) = \begin{cases} 0 & \text{pour } H=0 \\ 25,63 \text{ KN/m}^2 & \text{pour } H=3,25\text{m} \end{cases}$$

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

➤ Les contraintes totales auxquelles est soumis le voile d'infrastructure deviennent alors :

• A'ELU :

$$\sigma_{\text{tot}} = 1,35 \sigma_h(H) + 1,5 \sigma_q = \begin{cases} 3,3 \text{KN/m}^2 \text{ pour: } H=0 \\ 37,90 \text{KN/m}^2 \text{ pour: } H=3,25\text{m} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 37,90 + 3,3}{4}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 29,25 \text{KN/m}^2$$

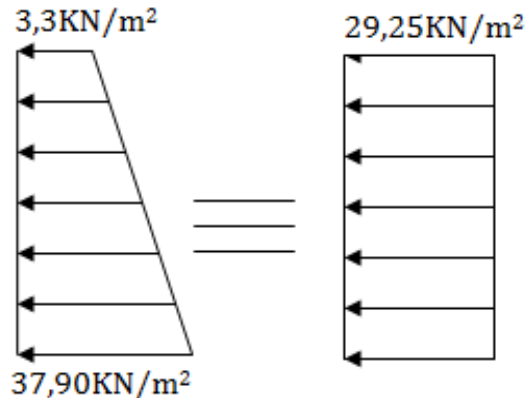


Figure VI.19 : Distribution de contraintes sur le voile périphérique a'ELU

• A'ELS:

$$\sigma_{\text{tot}} = \sigma_h(H) + \sigma_q = \begin{cases} 2,2 \text{KN/m}^2 \text{ pour: } H=0 \\ 27,83 \text{KN/m}^2 \text{ pour: } H=3,25\text{m} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 23,3 + 2,2}{4}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 21,42 \text{KN/m}^2$$

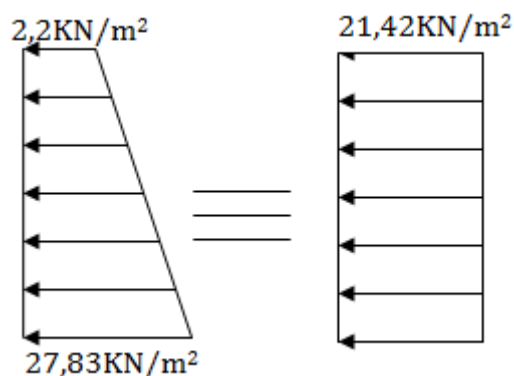


Figure VI.20 : Distribution de contraintes sur le voile périphérique a'ELS

### VI.6.2.1. Sollicitations de calcul

Nous effectuons le calcul pour le panneau ayant la plus grande portée. Pour la détermination des sollicitations de dimensionnement (moment fléchissant et effort tranchant) appliquées sur le panneau, on utilise la méthode indiquée dans l'annexe E3 du BAEL 91/99. (On fait le calcul pour une bande de 1 m)

Le voile périphérique le plus sollicité est celui de dimensions: ( 3,25 x4) m<sup>2</sup>.

Donc : l'élanement du panneau  $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

Avec :  $l_x$  et  $l_y$  portée entre nus d'appuis du panneau :

$$l_x = 3,25 - 0,4 = 2,85\text{m} \quad \text{et} \quad l_y = 4 - 0,5 = 3,5\text{m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,85}{3,5} = 0,81 \implies \alpha > 0,4 \implies \text{le panneau est porté suivant les deux directions.}$$

➤ Les moments isostatiques maximums au centre du panneau sont donnés par les relations :

$$M_{0x} = \mu_x q l^2_x$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

Avec :

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont : coefficients donnés en fonction de l'élanement du panneau  $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$  et de l'état limite considéré.

$$\alpha = 0,61 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,056 & \text{(ELU)} \\ \mu_y = 0,595 & \text{(ELU)} \\ \mu_x = 0,063 & \text{(ELS)} \\ \mu_y = 0,71 & \text{(ELS)} \end{cases}$$

➤ **Sollicitations à l'ELU**

• Les moments isostatiques :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l^2_x = 0,056 \times 29,25 \times (2,85)^2 = 13,30 \text{KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,595 \times 13,30 = 7,75 \text{KN.m/ml}$$

• **Calcul des moments réels :**

La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires (méthode de caquot):

✓ En appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 13,30 = 6,65 \text{KN.m/ml}$$

✓ En travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 13,30 = 11,305 \text{KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 7,75 = 6,58 \text{KN.m/ml}$$

• **Les efforts tranchants maximums qui se situent au milieu des bords de la dalle sont donnés par :**

✓ Effort tranchant maximal au milieu de  $l_x$ :  $V_x = (q_u l_x l_y) / (2l_x + l_y)$

✓ Effort tranchant maximal au milieu de  $l_y$ :  $V_y = q_u l_x / 3$

Pour tenir compte de la continuité, nous augmentons l'effort tranchant voisin de l'appui de rive de 15%.

$$V_x = \frac{29,25 \times 2,85 \times 3,5}{2 \times 2,85 + 3,5} = 31,71 \text{KN/ml}$$

$$V_y = \frac{29,25 \times 2,85}{3} = 27,78 \text{KN/ml}$$

➤ **Sollicitations à l'ELS**

- Les moments isostatiques :

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,063 \times 21,42 \times (2,85)^2 = 10,96 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,71 \times 10,96 = 7,78 \text{ KN.m/ml}$$

- La continuité est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires :

- ✓ En appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 10,96 = 5,48 \text{ KN.m/ml}$$

- ✓ En travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 10,96 = 9,316 \text{ KN.m/ml}$$

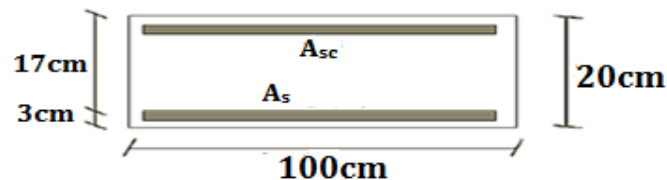
$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 7,78 = 6,613 \text{ KN.m/ml}$$

**Tableau.VI.13** : Sollicitations de calcul du ferrailage du voile périphérique

Sollicitation			Valeur maximale	
			Appui	Travée
Moment fléchissant	ELU	$M_x$ (KN.m/ml)	6,65	13,30
		$M_y$ (KN.m/ml)	6,65	7,75
	ELS	$M_x$ (KN.m/ml)	5,48	9,316
		$M_y$ (KN.m/ml)	5,48	6,613
Effort tranchant ELU		$V_x$ (KN/ml)	31,71	
		$V_y$ (KN/ml)	27,78	

**VI.6.3. Calcul du ferrailage**

Pour le calcul des armatures, on va considérer une section rectangulaire de 1 m de largeur et 0,2m de hauteur avec un enrobage d'acier de 0,03m et soumise à une flexion simple. Le voile périphérique est exposées aux intempéries, la fissuration est donc très préjudiciable.



**Figure VI.21** : Dimensions de la section transversale du voile périphérique

**Tableau.VI.14** : Ferrailage en appui et en travée du voile périphérique à l'ELU et à l'ELS

		ELU		ELS	
		M (KN.m/ml)	As (cm <sup>2</sup> )	M (KN.m/ml)	As (cm <sup>2</sup> )
En Travée	Suivant-X	13,30	2,3	9,316	3,7
	Suivant-Y	7,75	1,7	6,613	2,6
Sur Appui	Suivant-X	6,65	1,7	5,48	2,3
	Suivant-Y	6,65	1,7	5,48	2,3

➤ **Condition de non fragilité (CBA / Article B5.3)**

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

$$A_{s,min} = 0,23 \times 1 \times 0,17 \times \frac{2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où :  $A_{s,min} = 2,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Section minimale de RPA99/03**

Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$A_{s, \min} = 20 \times 100 \times 0,001$$

$$D'o\grave{u} : A_{s, \min} = 2, \text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement :**

✓ Sens X :  $S_t \leq \text{Min} (3h ; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

✓ Sens y :  $S_t \leq \text{Min} (4h ; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm}$

**Tableau.VI.15 :** Résultats du ferrailage adopté en appui et en travée des voiles périphériques.

		As (cm <sup>2</sup> )	As min CBA (cm <sup>2</sup> )	As min RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	As adoptée (cm <sup>2</sup> )	Espacement St (cm)
<b>En Travée</b>	<b>Suivant-X</b>	3,7	2,05	2	6TH12	6,78	20
	<b>Suivant-Y</b>	2,6	2,05	2	6TH10	4,71	20
<b>Sur Appui</b>	<b>Suivant-X</b>	2,3	2,05	2	6TH12	6,78	20
	<b>Suivant-Y</b>	2,3	2,05	2	6TH10	4,71	20

**VI.6.4. Vérification au cisaillement**

➤ **Suivant-X**

On a :  $T_u = V_u = 23,79 \text{ KN}$

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPa} ) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration très préjudiciable})$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 23,79 \times 10^{-3} / ( 1 \times 0,17 ) = 0,14 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$  Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

➤ **Suivant-Y**

On a :  $T_u = V_u = 17,67 \text{ KN}$

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0,15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ MPa} ) = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration très préjudiciable})$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 17,67 \times 10^{-3} / ( 1 \times 0,17 ) = 0,104 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$  Le béton seul suffit pour reprendre l'effort tranchant.

**VI.6.5. Schéma de ferrailage**

On disposera donc deux nappes, dans chaque nappe on aura 6HA12 verticalement et 6HA10 horizontalement en travée et en appuis (par mètre linéaire), suivant le schéma donné dans la figure VI.22 :

**FERRAILLAGE DU RADIER ET DU VOILE PERIPHERIQUE**

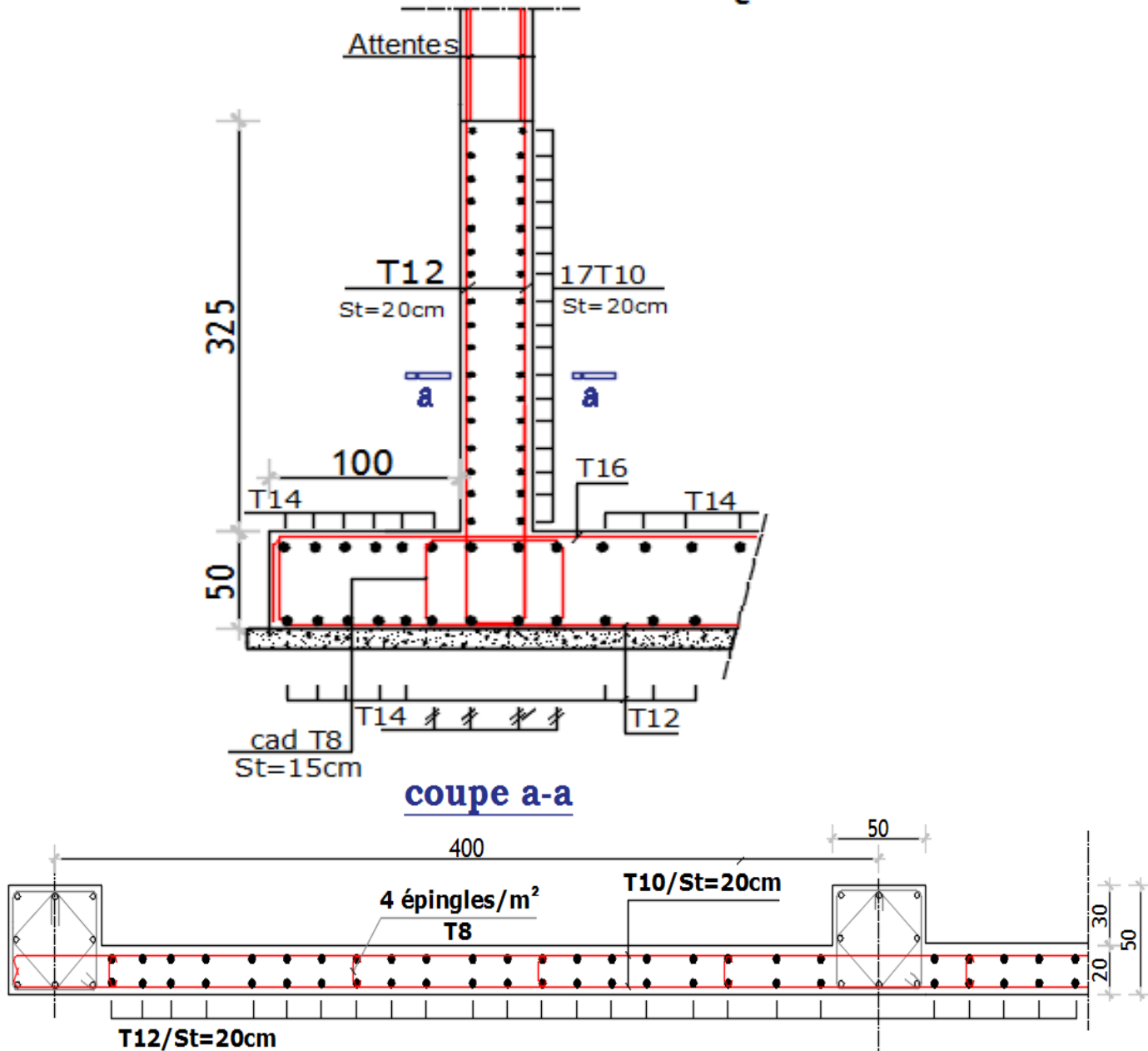


Figure VI.22 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

**VI.7. Conclusion**

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des fondations. Or le choix de radier comme type de fondation, permet d'assurer une meilleure répartition des contraintes sur le sol et aussi à la stabilité de la super structure.

## Conclusion générale

Cette étude, m'a permis de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant mon cursus de formation d'ingénieur, d'approfondir mes connaissances en me basant sur les documents techniques, l'application des règlements, et de mettre en évidence quelques principes de base pour la conception des structures en béton armé.

Il est à souligner, par ailleurs, que pour la conception des ouvrages, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes mauvaises conceptions et pour arriver à une sécurité parasismique assurée, sans surcoût important.

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes ; le choix de la disposition des voiles est une étape très importante pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment lors d'un séisme. Grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages.

En effet sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité, la presque totalité des charges latérales. Les déformations de la structure restent faibles. Après l'apparition de zones plastiques dans le voile, une plus grande part de charge se reporte sur les portiques dont la ductilité autorise une importante dissipation d'énergie.

D'après l'analyse tridimensionnelle, notre structure présente une forme irrégulière qui est un facteur qui a augmenté la complexité de son comportement. Cette difficulté a été surmontée grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, qui est un logiciel qui permet la modélisation de toute structure avec une grande précision.

L'objectif principal de l'ingénieur concepteur, est de prendre des décisions tout au long de son étude afin de minimiser les risques et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait aux exigences architecturales et sécuritaires. Ce projet qui constitue pour moi une première expérience, m'a permis de prendre connaissance des différents problèmes qu'on peut rencontrer au cours de l'étude d'un projet.

## Références Bibliographiques

### Règlements et ouvrages

- [1] RPA99/2003 (Règles Parasismiques Algériennes 1999 version 2003), 2004. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
- [2] CBA93 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé), 1994. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
- [3] DTR B.C.2-2 (Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitation), 1989. Centre national de recherche appliquée en Génie-Parasismique.
- [4] BAEL91/99 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé), 1999. Centre scientifique et technique du bâtiment.
- [5] M.BELAZOUGUI. CALCUL des OUVRAGES en BETON ARME. 2<sup>ème</sup> Editions. office des publications universitaires, place centrale de Ben Aknoun, ALGER :1986.288p
- [6] MICHEL Creusé. Construction des Bâtiment Gros Œuvre .DELAGRAVE Edition, 15rue Soufflot, 75254, PARIS : 1997,205p. ISBN 2-206-00792-4.
- [7] H.RENAUD. Technologie du bâtiment Gros œuvre. Les Editions FOUCHER. 31,rue de Fleurus-75006,PARIS :2002.259p. ISBN 2-216-09282-7.
- [8] Victor DAVIDOVICI. Alain CAPRA. Calcul dynamique des structures en zone sismique. 2<sup>ème</sup> Editions, EYROLLES 61, Boulevard Saint-Germain 75005.PARIS :1982.164p
- [9] Association française du génie parasismique. Guide de la conception parasismique des bâtiments.2<sup>ème</sup> tirage Editions EYROLLES 61, Boulevard Saint Germain75343 .PARIS :2004. ISBN 2-212-11347-1.

### Cours

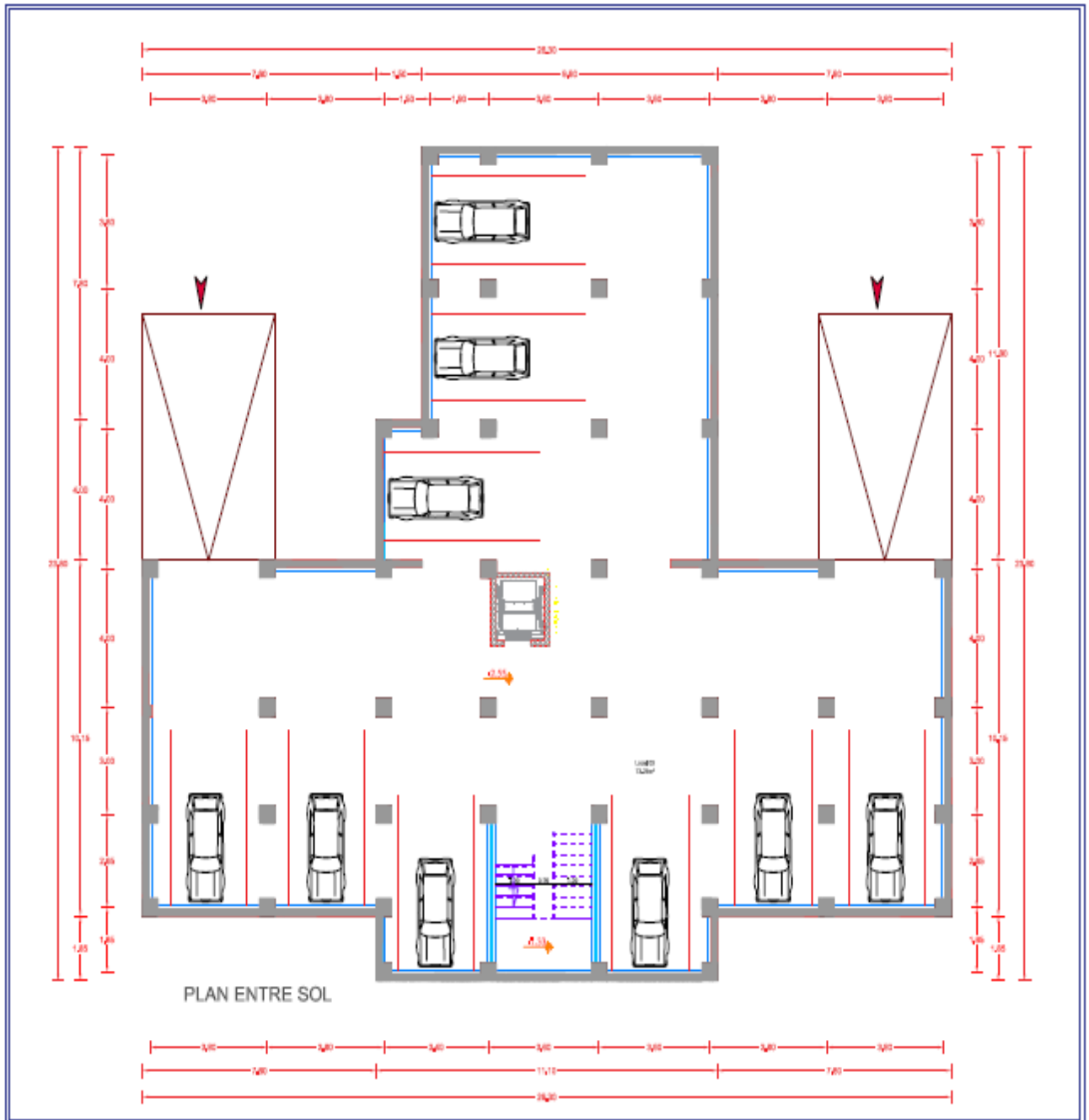
- [10] Cours de béton armé de l'Ecole Nationale Polytechnique, Dr BOUTEMEUR.
- [11] Cours de bâtiment de l'Ecole Nationale Polytechnique, Dr STIHIS
- [12] Cours de techniques de recherches et de communications de l'Ecole Nationale Polytechnique, Pr KETTAB.

### Logiciels

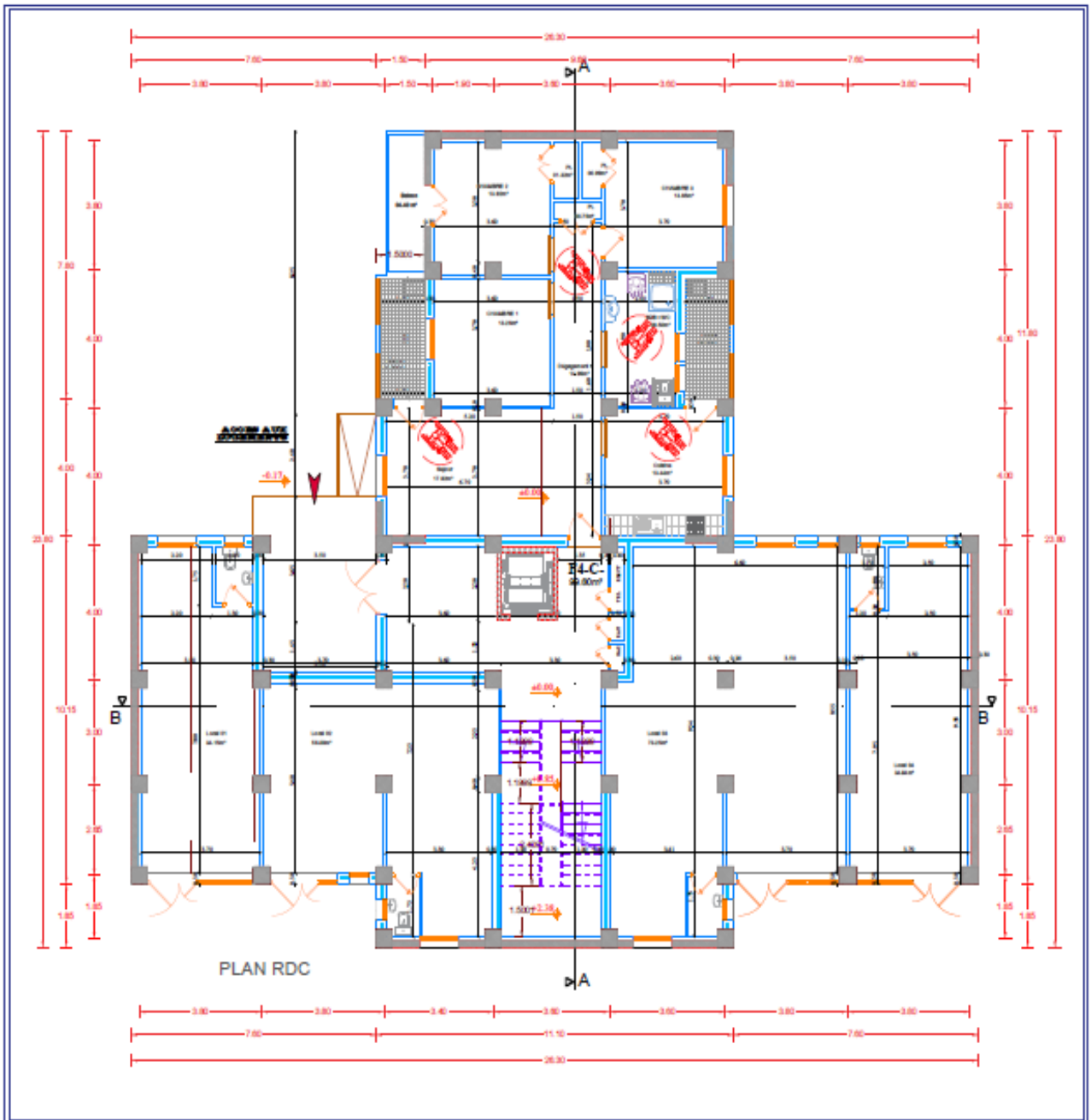
- [13] Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.
- [14] Autodesk Autocad 2015.
- [15] Autodesk Expert BA.
- [16] Microsoft Office Excel 2007.



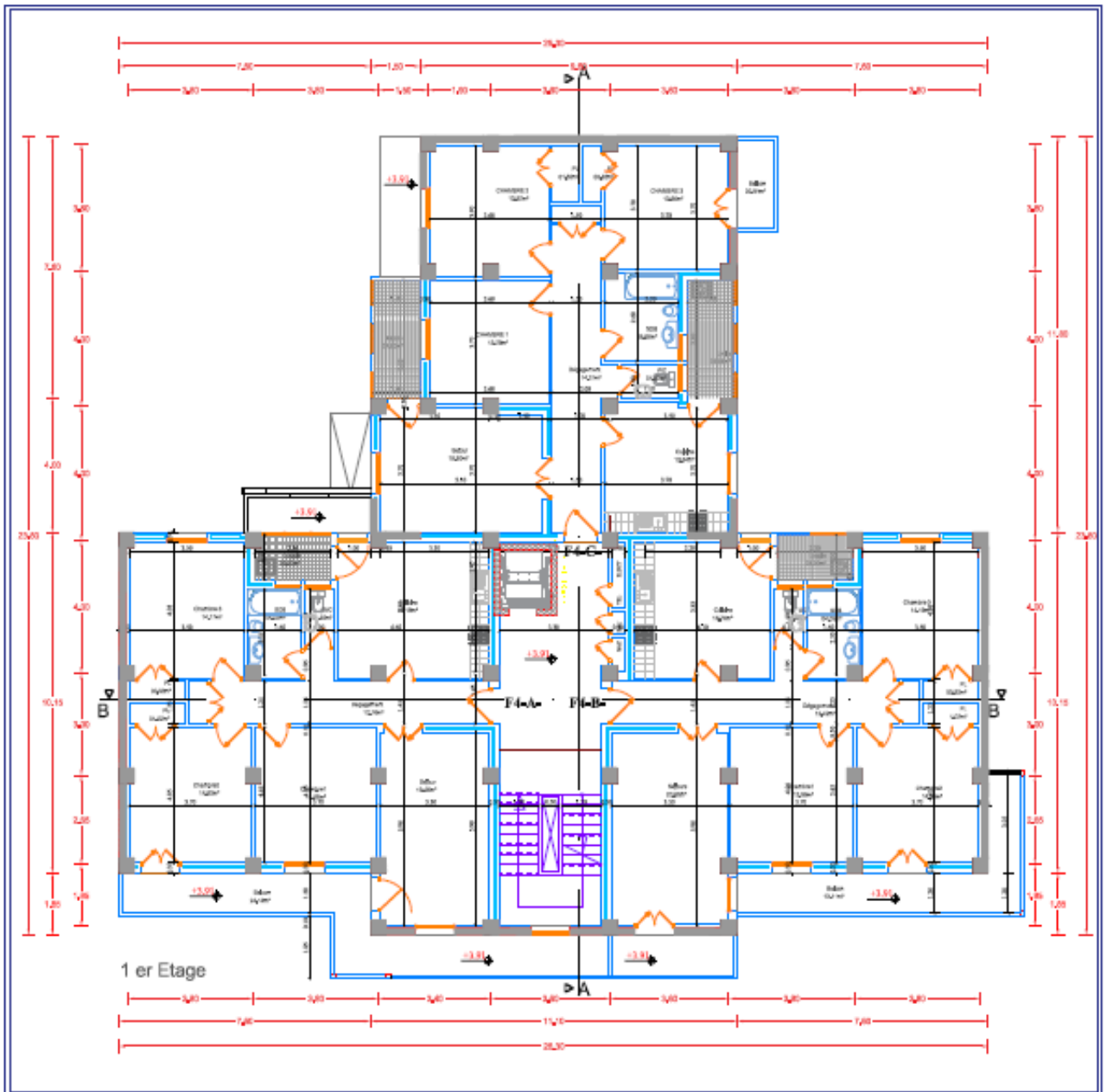
## Annexe : Plan d'architecture



Plan entre sol (sous-sol) à usage de parking

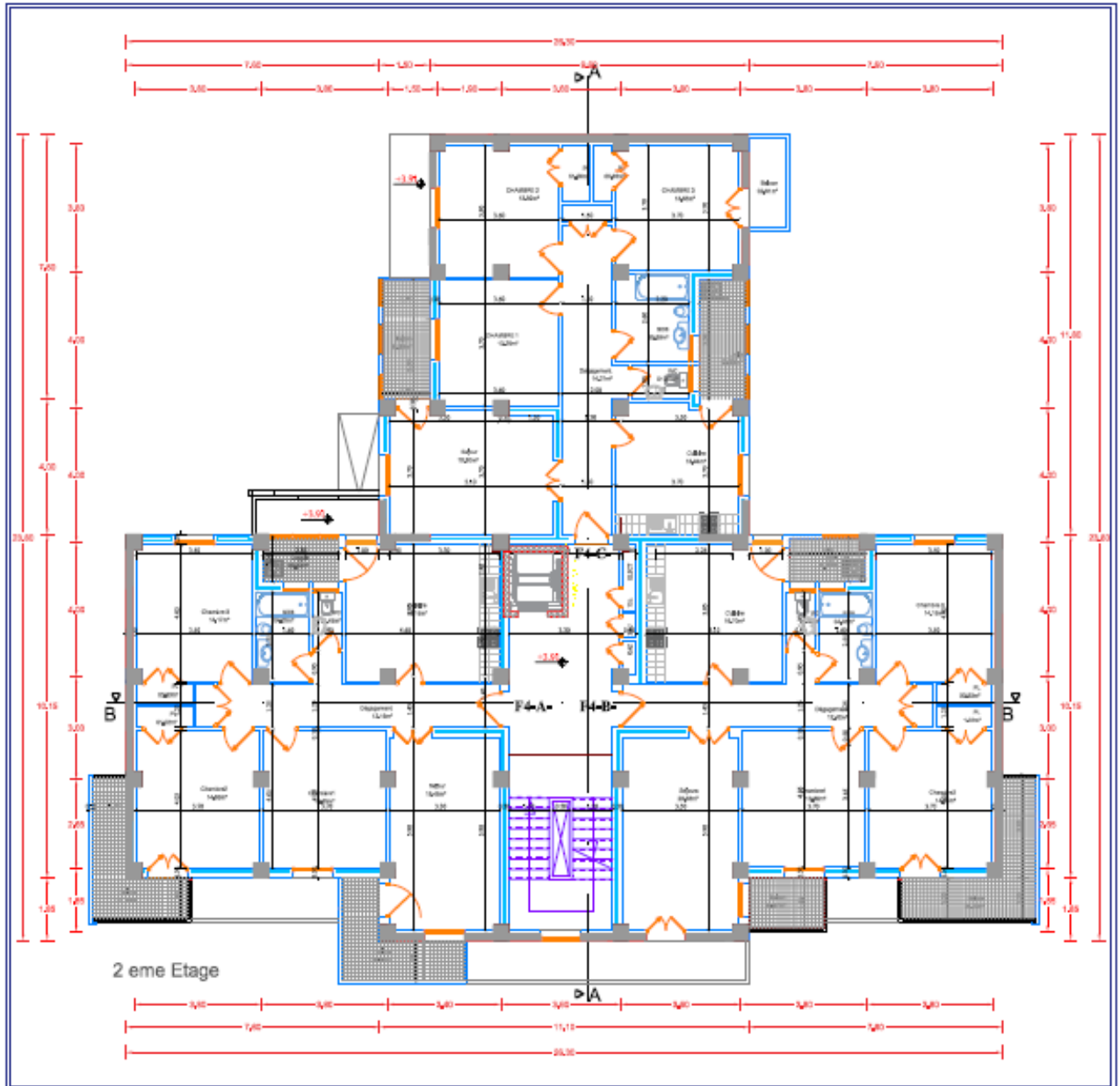


Plan du rez-de-chaussée à usage d'entrepôt commercial et un logement F4.

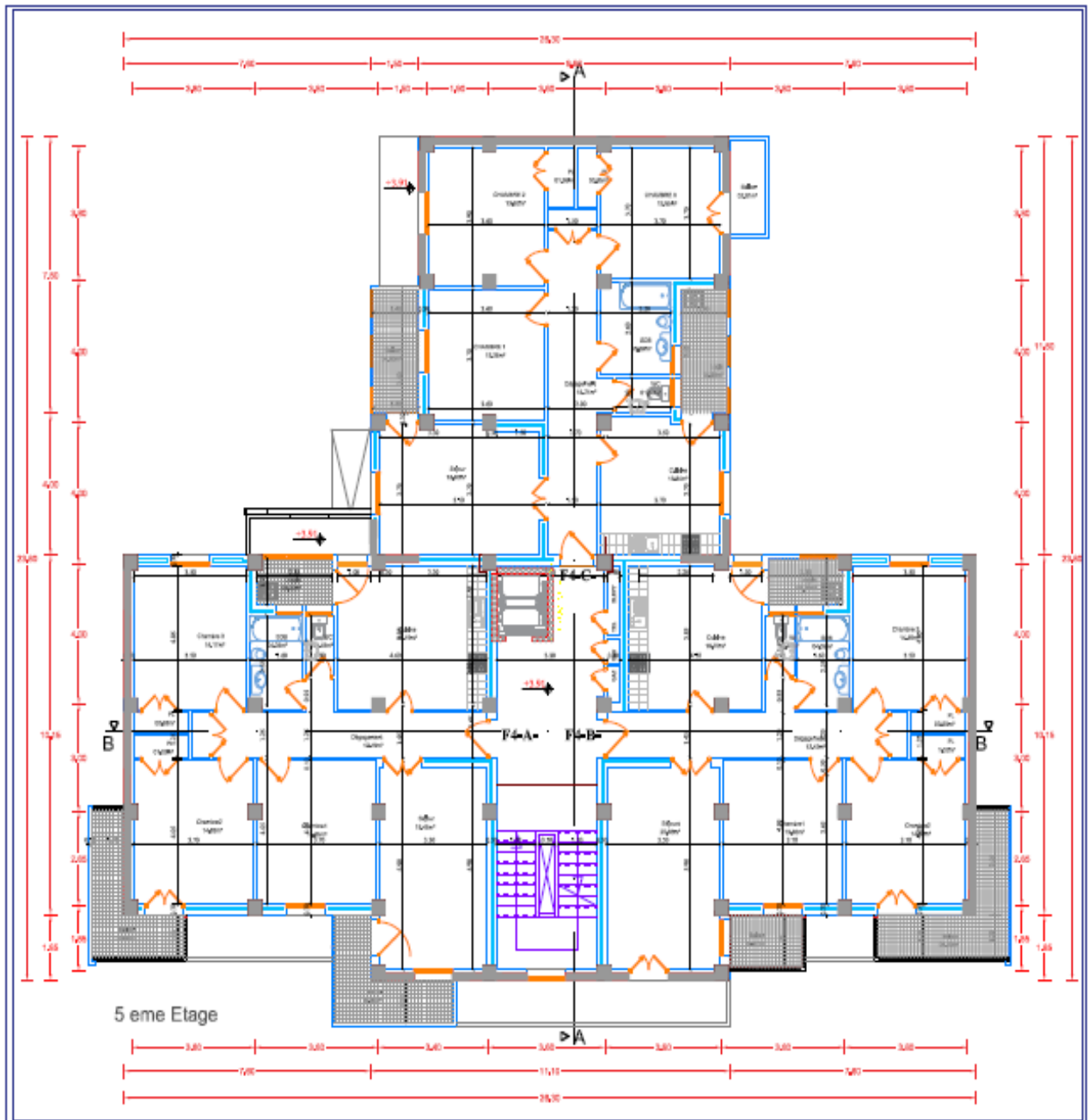


Plan de 1<sup>er</sup> étage à usage d'habitation avec 3 logements (3 F4).

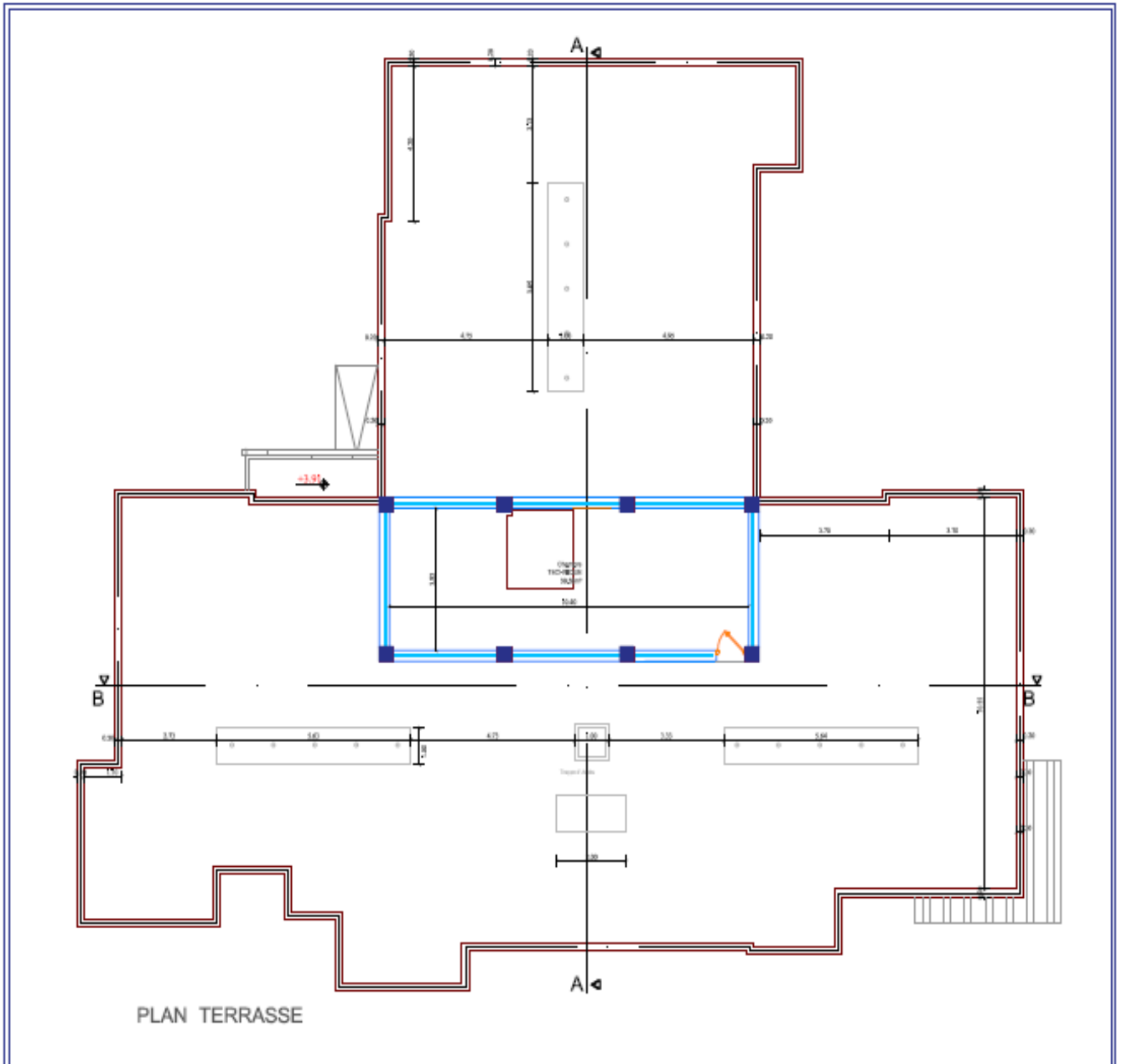
## ANNEXE : PLAN D'ARCHITECTURE



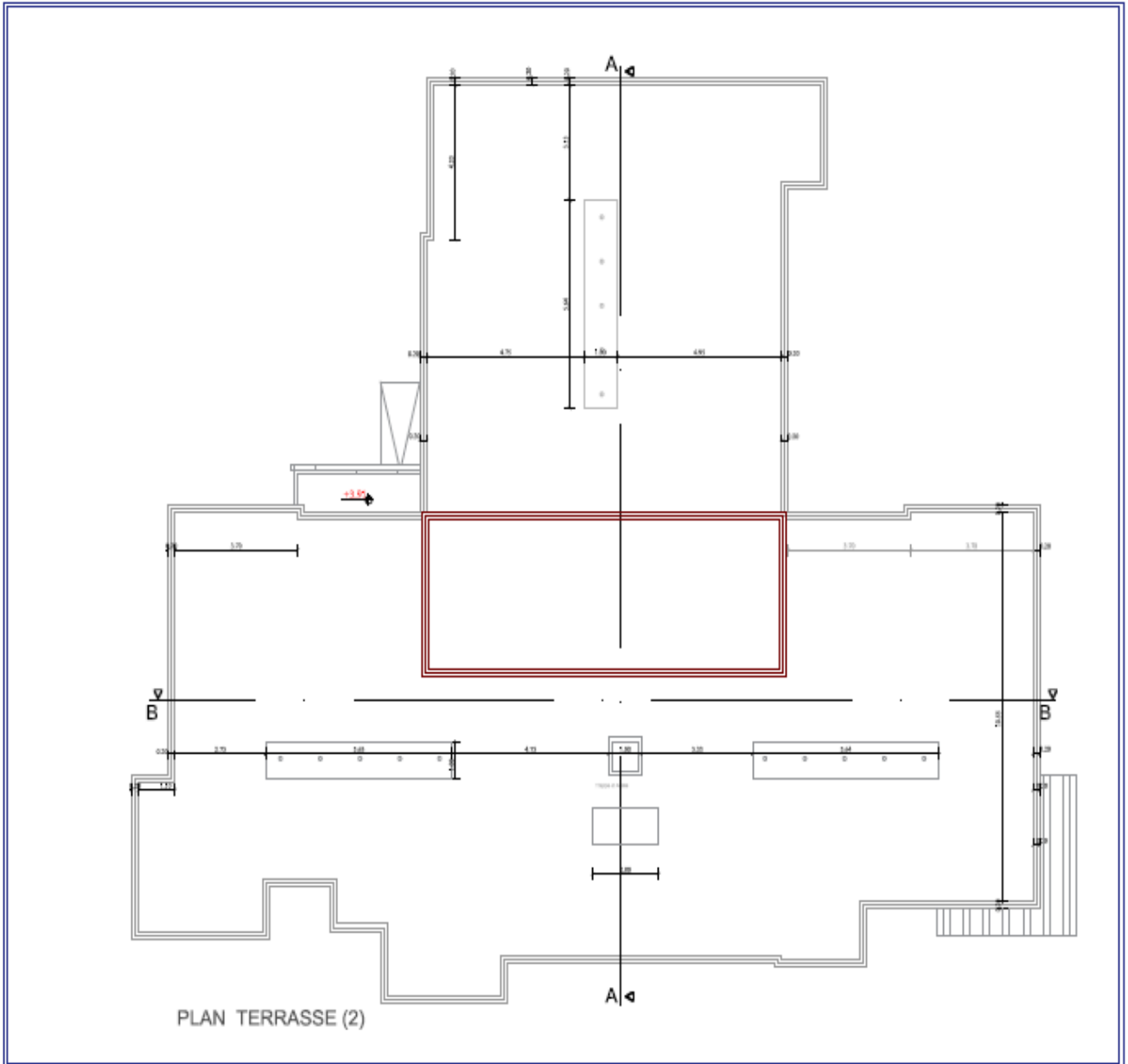
Plan de 2<sup>eme</sup> à 4<sup>eme</sup> étages à usage d'habitation avec 3 logements par niveau (3 F4).



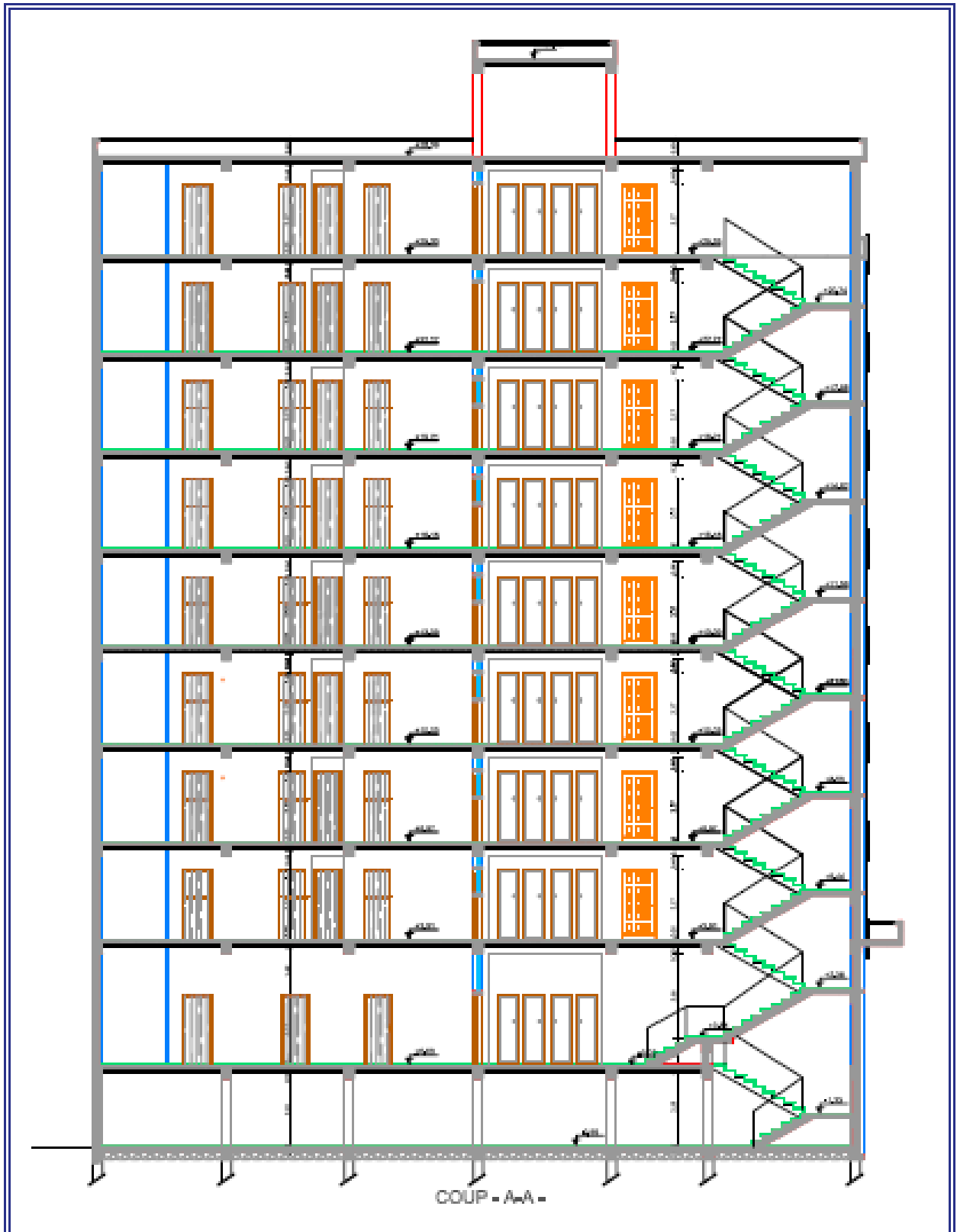
Plan de 5<sup>eme</sup> à 8<sup>eme</sup> étages à usage d'habitation avec 3 logements par niveau (3 F4).



Plan terrasse 1



Plan terrasse 2



Vue en élévation (coup A-A)



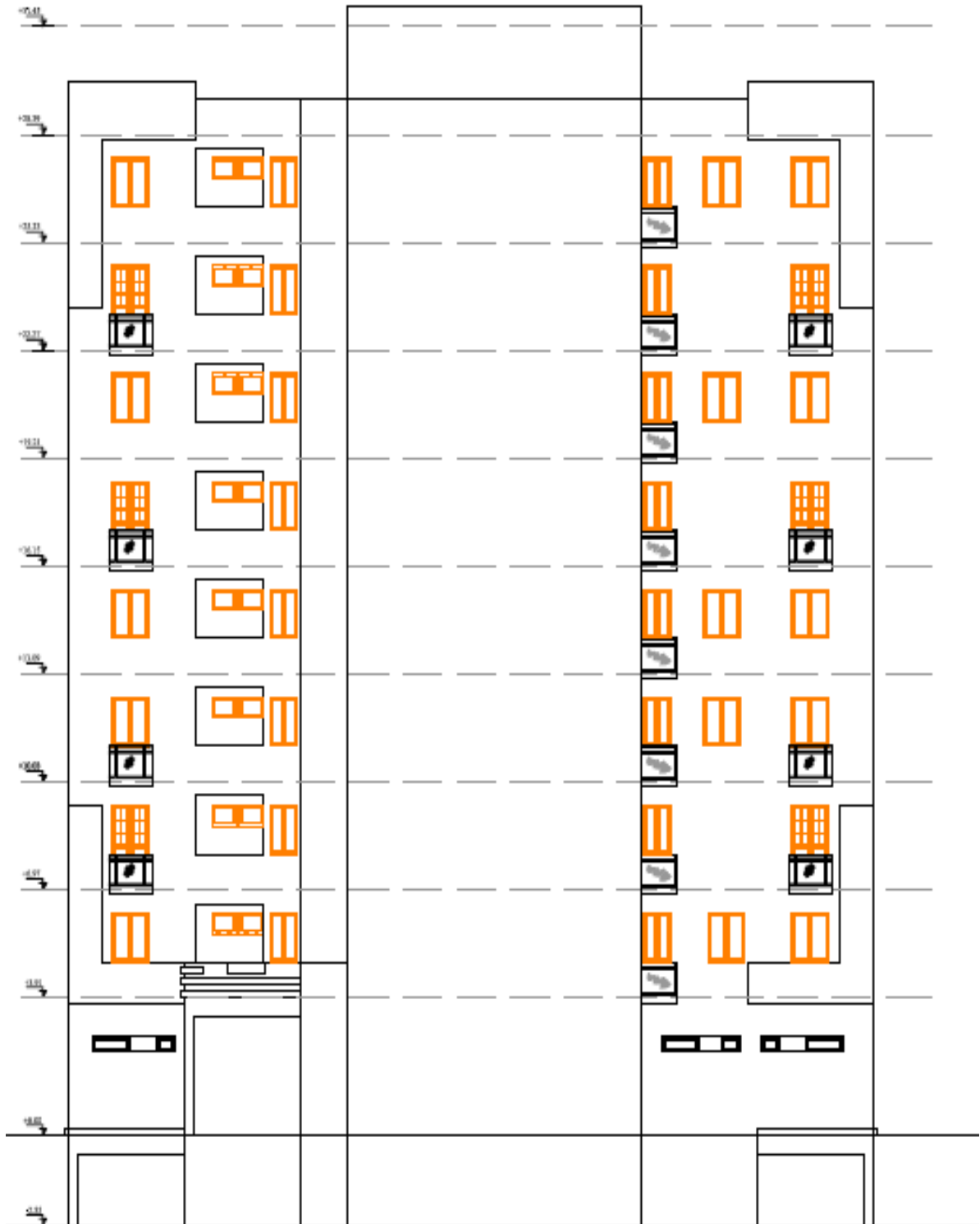


Vue en élévation (coup B-B)



Façade Postérieure coté Commerce

Plan de façade postérieure coté commerce



Façade Principale Accès Logements

Plan de façade principale accès logements