République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Yahyia Fares de Médéa

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil
Mémoire de Fin d'Etudes pour l'obtention du diplôme de Master (LMD)
en Génie Civil

Option : Structures

LE THEME

L'influence du type de sol sur le calcul et la modélisation des structures en béton armé : cas de la DUC de MEDEA (SS+R+4)

Etudié par :

- *Melle BABA ALI Amina*
- *Melle BENTEGRI Imane*

Dirigé par :

- Prof. DEBIEB Farid

2016-2017

Remerciement

REMERCIMENTS

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail

Un mémoire est un travail de longue haleine qui n'aurait pas été possible sans le soutien de nombreuses personnes que nous tenons à remercier ici sincèrement.

Nous tenons à saluer en premier lieu de ces personnes notre promoteur **Professeur DEBIEB Farid** pour nous avoir guidé et trouvé les mots dans les moments de doutes, on le remercie pour la gentillesse, la disponibilité, les conseils et la confiance qu'il a pu nous accorder tout au long de cette période.

Nous aimons également remercier les examinateurs pour avoir accepté le faire partie du jury de ce mémoire ainsi que pour le diplôme qu'ils nous accordé.

Nous remercions l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation en Génie Civil.

On remercie aussi le Bureau d'Etudes d'Architecture de M. SAFAR Djaâfar et le Bureau d'Etudes d'Ingénierie de M. OULD TURKI Benaissa qui ont mis à notre disposition les moyens nécessaires à l'accomplissement de ce mémoire.

Nous oublierons jamais de remercier du fond du cœur nos parents, nos frères et sœurs, nos amis et tous ceux et celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet.

Résumé

ملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة تأثير نوع التربة و قدرتها علي التحمل علي حساب و نمذجة الهياكل الخرسانية المسلحة.

يتمثل هذا المشروع في بناية إدارية تتكون من (طابق أرضي + 4 طوابق + طابق تحت أرضي) و المقرر بناؤها في المدية و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية ب 2.

الأربعة أصناف من التربة التي أخذت بعين الاعتبار قد ذكرت في القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

النتائج تظهر بوضوح فيما يخص التأثير النسبي لقدرة التربة علي تصميم و تسليح مختلف عناصر البنية الفوقية و نوع التأسيس للبنية التحتية.

الانفعال ضد الزلزال للهيكلة الخرسانية و نموذجها المثالي يتأثران بنوعية التربة المختارة للبناء عليها.

RESUME

Ce travail consiste à étudier l'influence du type de sol représenté par sa capacité portante sur le calcul et la modélisation des structures en béton armé (BA).

Un cas représentatif désigné par une bâtisse administrative (R+4+SS) qui sera implantée à Médéa, zone de moyenne sismicité (II b) est pris en compte. Les quatre types de sol (S1 – S4) indiqués dans le règlement parasismique Algérien (RPA 2003) sont prisent en compte. Les résultats trouvés montrent clairement l'influence proportionnelle de la capacité du sol sur le dimensionnement et le ferraillage des différents éléments de la superstructure et le type de fondation pour l'infrastructure.

Le comportement sismique de la structure et le modèle optimal choisis sont fortement influencés par le type de sol choisi.

ABSTARCT

This project consists in studying the influence of the type of soil represented by her capacity on the calculation and the modelization of reinforced concrete structures.

A representative cases designated by an administrative building (ground + 4 stories + underground) which will be located in MEDEA, this region is classified in the zone of average seismicity (IIb) is taken into account.

The four types of soil (S1 – S4) indicated in the Algerian seismic regulation (RPA 2003) are taken into account.

The results clearly show the dimensioning and the reinforcement of the different elements of the superstructure and the type of foundation for the infrastructure.

The seismic behaviour of the structure and the optimum model are strongly influenced by the type of soil chosen.

Sommaire

SOMMAIRE

Remerciements

Résumé

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles et abréviation

Introduction Générale

Chapitre I : Présentation du projet.

Page

I.1 Introduction 1

I.2 Implantation de l'ouvrage 1

I.3 Présentation du bâtiment 1

I.4 Conception de la structure 13

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux 15

I.6 Les hypothèses de calcul 19

Chapitre II : Le pré dimensionnement des éléments résistants

II.1 Introduction 20

II.2 Evaluation des charges et surcharges 20

II.3 Pré dimensionnement des éléments résistants 27

II.3.1 Les planchers 27

II.3.2 Les poutres 27

II.3.3 Les poteaux 29

II.3.4 Les voiles 35

II.3.5 Les escaliers 35

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Calcul de l'acrotère 38

III.2 Plancher à corps creux 44

III.3 Les dalles pleines 57

III.4 Les balcons 60

III.5 Escalier 62

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1 Introduction 75

IV.2 choix de la méthode 75

IV.3 Caractéristique géométrique de la structure 78

IV.4 Résultats de l'analyse dynamique 82

IV.4.1 La Disposition des voiles 82

IV.4.2 Vérification du comportement des trois premiers modes 83

IV.4.3 Vérification de participation massique 90

IV.4.4 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 95

IV.4.5 Vérification de la stabilité au renversement 98

IV.4.6 Vérification des déplacements en tête et inter-étages ..... .107

IV.4.7 Vérification de cisaillement des éléments 109

IV.4.8 Vérification de l'effort normal réduit à la base 111

IV.4.9.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 113

IV.5 Conclusion 115

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

V.1 Introduction 117

V.2 Ferraillage des poutres ……..... 117

V.3 Ferraillage des poteaux …….. 135

V.4 Ferraillage des voiles …… 141

V.5 Voile périphérique ……. 156

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction …… 159

VI.2 Type de la fondation …….. 159

VI.3 Connaissance du lieu & du sol …….. 159

VI.4 Choix du type de fondation …….. 160

VI.4. a. Calcul des fondations (site 1) …… 161

VI.4. b. Calcul des fondations (site 3) …… 173

Conclusion Générale

Recommandations et Perspectives

Références Bibliographiques

Liste des tableaux

LISTE DES TABLEAUX

Page

Tableau II.1:charge à la terrasse due aux plancher à corps creux 20

Tableau II.2: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant 21

Tableau II.3: Charge due aux planchers dalle pleine de niveau courant 22

Tableau II.4: Charge du balcon 22

Tableau II.5: Charge permanente du mur extérieur 23

Tableau II.6: Charge permanente mur intérieur 23

Tableau II.7: Charge du palier 24

Tableau II.8: Charge du Volée 24

Tableau II.9: Charge du palier 25

Tableau II.10: Charge du Volée 25

Tableau II.11: Charge du palier 26

Tableau II.12: Charge du Volée 26

Tableau II.13: pré dimensionnement des poteaux 29

Tableau II.14: calcule de $\bar{\mathbf{N}}$ 31

Tableau II.15:: détermination des charges d'exploitations 32

Tableau II.16: vérifications du ($1.1Nu \leq N u$) 34

Tableau II.17: tableau de vérification selon RPA 34

Tableau III.1 : Les Charges 38

Tableau III.2 : Les Efforts 38

Tableau III.3 : Les données 39

Tableau III.4 : les charges de la poutrelle avant collage 46

Tableau III.5: Calcul des moments 46

Tableau III.6 : Détermination le nombre des étaiements 47

Tableau III.7 : Les charges et les surcharges après coulage 49

Tableau III.8: calcul des sollicitations de poutrelle a 2 travée 50

Tableau III.9: calcul des sollicitations de poutrelle a 3 travée 51

Tableau III.10: calcul des sollicitations de poutrelle a 4 travée 52

Tableau III.11 : Récapitulations des efforts internes 53

Tableau III.12 : ferraillage des poutrelles 54

Tableau III.13 : Verification à l'E.L.S..... 54

Tableau III.14: ferraillages longitudinaux des poutrelles 55

Tableau III.15: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement 55

Tableau III.16 : Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles 56

Tableau III.17 : vérification de la flèche 56

Tableau III.18 : les actions sur la dalle 57

Tableau III.19 : Ferraillage de la dalle pleine 58

Tableau III.20 : Ferraillage de la dalle pleine 58

Tableau III.21 : Vérification à l'E.L.S 59

Tableau III.22 : Vérification au cisaillement 59

Tableau III.23 : Vérification de flèche de la dalle 59

Tableau III.24 : Calcul des efforts internes 60

Tableau III.25 : Ferraillage du balcon 61

Tableau III.26 : vérification à l'E.L.S 61

Tableau III.27 : Vérification de la flèche du balcon 62

Tableau III.28 : combinaisons des charges des gradins de la salle de conférence 63

Tableau III.29: caractéristique de béton et acier 65

Tableau III.30 : ferraillage des gradins 66

Tableau III.31 : vérification à l'E.L.S 66

Tableau III.32 : calcul des armatures de répartitions 67

Tableau III.33: vérification de l'espacement 67

Tableau III.34 : vérification de l'effort tranchant ……. 67

Tableau III.35 : Combinaison des charges d'escalier type 01 …… 68

Tableau III.36 : Combinaison des charges d'escalier type 02 …… 69

Tableau III.37: les données …… ……. 71

Tableau III.38 : Calcul des sections d'acier de l'escalier …….. 71

Tableau III.39 : Les armatures de répartition …….. 71

Tableau III.40 : Vérification de l'espacement …….. 72

Tableau III.41: Vérification à l'E.L.S …….. 72

Tableau III.42 : Vérification de la flèche de l'escalier …….. 74

Tableau IV.1 : Facteur de qualité …… 76

Tableau IV.2 : centre de rigidité & centre de masse …….. 80

Tableau IV.3 : Excentricité …… 81

Tableau IV.4 : Vérification de comportement des trois premiers modes (site 1)…….. 83

Tableau IV.5 : Vérification de comportement des trois premiers modes (site 2) …….. 85

Tableau IV.6 : Vérification de comportement des trois premiers modes (site 3) …….. 86

Tableau IV.7 : Vérification de comportement des trois premiers modes (site 4) …… 88

Tableau IV.8 : Vérification de participation massique (site 1) ……. 91

Tableau IV.9 : Vérification de participation massique (site 2) ……. 92

Tableau IV.10 : Vérification de participation massique (site 3) …….. 93

Tableau IV.11: Vérification de participation massique (site 4) …….. 94

Tableau IV.12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (site 1) …….. 95

Tableau IV.13 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (site 2) …….. 96

Tableau IV.14 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (site 3) …….. 97

Tableau IV.15 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (site 4) …….. 98

Tableau IV.16 : Les forces sismique de chaque niveau (site 1) …… 100

Tableau IV.17 : Les forces sismique de chaque niveau (site 2) …… 101

Tableau IV.18 : Les forces sismique de chaque niveau (site 3) 101

Tableau IV.19 : Les forces sismique de chaque niveau (site 4) 102

Tableau IV.20 : Calcul du moment de renversement (site 1) 102

Tableau IV.21 : Calcul du moment de renversement (site 2) 103

Tableau IV.22 : Calcul du moment de renversement (site 3) 103

Tableau IV.23 : Calcul du moment de renversement (site 4) 103

Tableau IV.24 : calcul du moment stabilisant 104

Tableau IV.25 : calcul du moment stabilisant 104

Tableau IV.26 : calcul du moment stabilisant 104

Tableau IV.27 : calcul du moment stabilisant 105

Tableau IV.28 : vérification de stabilisation (site 1) 105

Tableau IV.29 : vérification de stabilisation (site 2) 105

Tableau IV.30 : vérification de stabilisation (site 3) 105

Tableau IV.31 : vérification de stabilisation (site 4) 106

Tableau IV.32 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens x 106

Tableau IV.33 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens y 107

Tableau IV.34 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens x 107

Tableau IV.35 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens y 107

Tableau IV.36 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens x 107

Tableau IV.37 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens y 108

Tableau IV.38 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens x 108

Tableau IV.39 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens y 108

Tableau IV.40 : Vérification de cisaillement des poutres 109

Tableau IV.41 : Vérification de cisaillement des poutres 109

Tableau IV.42 : Vérification de cisaillement des poutres 110

Tableau IV.43 : Vérification de cisaillement des poutres 110

Tableau IV.44 : Vérification de l'effort normal réduit à la base …… 111

Tableau IV.45 : Vérification de l'effort normal réduit à la base …… 111

Tableau IV.46 : Vérification de l'effort normal réduit à la base …… 111

Tableau IV.47 : Vérification de l'effort normal réduit à la base …… 111

Tableau IV.48 : Vérification l'effet P-Δ sens x …… 112

Tableau IV.49 : Vérification l'effet P-Δ sens Y …… 112

Tableau IV.50 : Vérification l'effet P-Δ sens x …… 113

Tableau IV.51 : Vérification l'effet P-Δ sens Y …… 113

Tableau IV.52 : Vérification l'effet P-Δ sens x …… 113

Tableau IV.53 : Vérification l'effet P-Δ sens Y …… 114

Tableau IV.54 : Vérification l'effet P-Δ sens x …… 114

Tableau IV.55 : Vérification l'effet P-Δ sens Y …… 114

Tableau IV.56 : Les éléments de la structure dans les trois cas …… 115

Tableau V.1 : les valeurs de la force thermique pour les 2 sites …… 117

Tableau V.2 : Les données de calcule …… 118

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres principales1 (site 1) …… 119

Tableau V.4 : Ferraillage longitudinal des poutres principales1 (site3)…… …… 120

Tableau V.5 : Ferraillage longitudinal des poutres principales2 (site1)…… 121

Tableau V.6 : Ferraillage longitudinal des poutres principales2 (site3) …… 122

Tableau V.7 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (site1) …… 123

Tableau V.8 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (site3) …… 123

Tableau V.9 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales1 (site1)…… 124

Tableau V.10 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales1 (site3) …… 125

Tableau V.11 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales2 (site 1) …… 125

Tableau V.12 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales2 (site 3) …… 126

Tableau V.13 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (site1) …… 126

Tableau V.14: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires (site 3) ….. 126

Tableau V.15 : vérification des poutres principales1 selon la condition CBA …… 127

Tableau V.16 : vérification des poutres principales1 selon les conditions RPA …….. 127

Tableau V.17 : vérification des poutres principales2 selon la condition CBA …….. 127

Tableau V.18 : vérification des poutres principales2 selon les conditions RPA …….. 128

Tableau V.19 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA …… 128

Tableau V.20 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA …….. 128

Tableau V.21: Calcule de τ_u …… 129

Tableau V.22 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales1 (site1) …… 129

Tableau V.23 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales1 (site3) …… 130

Tableau V.24 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales2 (site1) …… 130

Tableau V.25 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales2 (site3) …… 131

Tableau V.26 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires (site1) …… 131

Tableau V.27 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires (site3) …… 131

Tableau V.28 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement pour (site1)…….. 132

Tableau V.29 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement pour (site3) …… 132

Tableau V.30 : Vérification de la flèche des poutres (site1) …… 133

Tableau V.31 : Vérification de la flèche des poutres (site3) …… 133

Tableau V.32 : Vérification de la flèche pour les poutres de (site1) …… .. 134

Tableau V.33 : Vérification de la flèche pour les poutres de (site3) …… 134

Tableau V.34 : dimensionnement finale des poutr …… 134

Tableau V.35 : paramètres de calcul …… 137

Tableau V.36: Les Armatures longitudinales des poteaux site1 …… 138

Tableau V.37 : Les Armatures longitudinales des poteaux site 3 …… 138

Tableau V.38 : donne les valeurs des contraintes à l'état limite de service pour les différents poteaux pour le site1 …… 139

Tableau V.39 : donne les valeurs des contraintes à l'état limite de service pour les différents poteaux pour le site3 …… 140

Tableau V.40: Armatures verticales des trumeaux site 1 …… …… 146

Tableau V.41: Armatures verticales des trumeaux site 3…… 146

Tableau V.42: Valeurs des contraintes à l'état limite de service site 1 …… 146

Tableau V.43 : Valeurs des contraintes à l'état limite de service site 3 …… 146

Tableau V.44 : donne les armatures horizontales des trumeaux et le choix des aciers site 1 …… 147

Tableau V.45 : donne les armatures horizontales des trumeaux et le choix des aciers site 3 …… 147

Tableau V.46: vérification de la contrainte de cisaillement des voiles site 1 …… 147

Tableau V.47 : vérification de la contrainte de cisaillement des voiles site 3 …… 147

Tableau V.48: Valeurs des contraintes de cisaillement des linteaux site 1 …… 149

Tableau V.49: Valeurs des contraintes de cisaillement des linteaux site 3 …… 149

Tableau V.50: Armatures longitudinales de linteau 1 site 1 …… 149

Tableau V.51 : Armatures longitudinales des linteaux site 3 …… 150

Tableau V.52: calcul d'espacement des armatures transversales linteau 1 site 1 …… 150

Tableau V.53: calcul d'espacement des armatures transversales linteaux site 3 …… 150

Tableau V.54: calcul de ferraillage diagonal pour linteaux site 1 …… 150

Tableau V.55 : les valeurs de ferraillage minimal dans les linteaux site 1 …… 151

Tableau V.56 : les valeurs de ferraillage choisis dans les linteaux site 1 …… 151

Tableau V.57 : ferraillage des voiles pleins (site1) dans le sens (X) …… 152

Tableau V.58 : ferraillage des voiles pleins (site3) dans le sens (X) …… 153

Tableau V.59 : ferraillage des voiles pleins (site1) dans le sens (y) …… 153

Tableau V.60 : ferraillage des voiles pleins (site3) dans le sens (y) …… 154

Tableau V.61 : vérification des contrainte à l'ELS site 1 dans les 2 sens …… 154

Tableau V.62 : vérification des contrainte à l'ELS site 3 dans les 2 sens …… 155

Tableau V.63: donne les armatures horizontales des trumeaux et le choix des aciers site 1 …… 155

Tableau V.64 donne les armatures horizontales des trumeaux et le choix des aciers site 3 …… 155

Tableau V.65 : les paramètres des deux sites …… 156

Tableau V.66 :Calcul de ferraillage dans le voile périphérique …… 157

Tableau V.67 : calcul de ferraillage de voile périphique …… 157

Tableau V .68 : vérification des contraintes à l'E.L. S …… 157

Tableau V.69 : vérification des contraintes de cisaillement …… 158

Tableau VI.1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS …… 162

Tableau VI.2 : vérification de chevauchement entre les semelles …… 163

Tableau VI.3: dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux à l'ELS ... 165

Tableau VI.4: vérification des contraintes à l'E.L.S …… 166

Tableau VI.5: armatures principales des semelles filantes …… 167

Tableau VI.6: armatures de répartition des semelles filantes …… 167

Tableau VI.7: dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux à l'ELS …… 168

Tableau VI.8: vérification des contraintes à l'E.LS ……169

Tableau VI.9: armatures principales des semelles filantes …… 169

Tableau VI.10: armatures de répartition des semelles filantes …… 170

Tableau VI.11: dimensionnement des poutres de libages …… 170

Tableau VI.12: vérification de poinçonnement des poutres de libage …… 171

Tableau VI.13: Ferraillage des poutres de libages ……. 171

Tableau VI.14: vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS ……. 172

Tableau VI.15: vérification de la contrainte de cisaillement des poutres ……. 172

Tableau VI.16: calcul des armatures transversales des poutres …….. 173

Tableau VI.17: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS ……. ….. 174

Tableau VI.18: dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux à l'ELS ……. 175

Tableau VI.19: ferraillage de panneau du radier …….. 179

Tableau VI.20: espacement entre les armatures dans les deux sens …….. 179

Tableau VI.21: Vérification des contraintes du radier …….. 179

Tableau VI.22: vérification de la contrainte de cisaillement …… 179

Tableau VI.23: Ferraillage des nervures …….. 180

Tableau VI.24: Vérification des contraintes des nervures …….. 180

Tableau VI.25 : vérification du cisaillement des nervures …….. 180

Tableau VI.26: ferraillage de débord …… 182

Tableau VI.27: Vérification des contraintes de débord du radier …… 182

Liste des figures

LISTES DES FIGURES

page

Figure I.1: plan d'architecture de la façade principale …… 2

Figure I.2 : plan d'architecture de la façade secondaire …… 3

Figure I.3 : la coupe A-A …… 4

Figure I.4: la coupe B-B …… 5

Figure I.5 : plan de sous-sol …… …… 6

Figure I.6: plan de RDC …… …… 7

Figure I.7: plan de 1ere étage …… 8

Figure I.8 : plan de 2eme étage …… 9

Figure I.9 : plan de 3eme étage …… 10

Figure I.10 : plan de 4eme étage …… 11

Figure I.11 : plan de terrasse …… 12

Figure I.12 : Plancher à corps creux …… .. 13

Figure I.13 : Brique creuse …… 14

Figure I.14 :Evolution de la résistance du béton à la traction …… …. 16

Figure I.15: Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton …… 17

Figure I.16 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS …… 18

Figure I.17: diagramme contrainte-déformation d'acier …… 19

Figure II.1: Plancher type terrasse …… 21

Figure II.2:plancher au niveau des étages courant …… 21

Figure II.4: Poutre principale 1 …… 28

Figure II.5: Poutre principale 2 …… 28

Figure II.6 : Poutre secondaire …… 28

Figure II.7 : Poutre palière …… 29

Figure II.8 : dimension des poteaux de différents étages …… 30

Figure II.9 :Section réduite du poteau …… 31

Figure II.10: représentation du poteau le plus sollicité de terrasse …… 31

Figure II.11 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite) …… 35

Figure II .12 : Dimensions de l'escalier 1 36

Figure II.13 : Dimensions de l'escalier 2 36

Figure II.14 : Dimensions de l'escalier 3 37

Figure II.15 : Dimensionnement du tribune 37

Figure II.16 : Dimensionnement d'une partie de tribune ..... … 37

Figure III.1 : L'acrotère 38

Figure III.2 : Section de B.A à l'E.L.U 39

Figure III. 3 : Ferraillage de l'acrotère 43

Figure III.4: disposition constructive des armatures de la table de compression 45

Figure III.5 : schématisation de la poutrelle avant coulage 45

Figure III.6: disposition des étaiements 47

Figure III.7 : dimension de la poutrelle avant coulage de la table de compression 49

Figure III.8 : les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite) fissuration est peu nuisible, la situation est durable 53

Figure III.9 : ferraillage des poutrelles 56

Figure III.10 : dalles pleine sur 4 appuis 57

Figure III.11 : schémas statique du balcon 60

Figure III.12 :Dimensions de l'escalier 63

Figure III.13 : Schéma statique à l'E.L. U 64

Figure III.14: Schéma statique à l'E.L.S 65

Figure III.15 : Schéma statique à l'E.L.U 68

Figure III.16: Schéma statique à l'E.L.S 69

Figure III.17 : Schéma statique à l'E.L.U 70

Figure III.18 : Schéma statique à l'E.L.S 70

Figure IV.1 : Spectre de reponse site 1 77

Figure IV.2 : vue en plan 78

Figure IV.3 : la disposition des voiles correspondante dans les 4 cas 82

Figure IV.4 : Comportement de 1er mode (translation suivant l'axe X) 83

Figure IV.5 : Comportement de 2ème mode (translation suivant l'axe Y) 84

Figure IV.6 : comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z) 84

Figure IV.7 : Comportement de 1er mode (translation suivant l'axe X) …… 85

Figure IV.8 : Comportement de 2ème mode (translation suivant l'axe Y)…… 86

Figure IV.9 : comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z) . …… 86

Figure IV.10 : Comportement de 1er mode (translation suivant l'axe X) …… 87

Figure IV.11 : Comportement de 2ème mode (translation suivant l'axe Y) …… 87

Figure IV.12 : comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z) …….. 88

Figure IV.13 : Comportement de 1er mode (translation suivant l'axe X) …….. 89

Figure IV.14 : Comportement de 2ème mode (translation suivant l'axe Y) …… 89

Figure IV.15 :comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z) …… 90

Figure IV.16 :Les forces agissent sur la stabilité au renversement …… 90

Figure IV.17 : Distribution des forces sismique …… 100

Figure IV.18 : distribution de la force sismique suivant X et Y dans les deux site S1 et S3 …….. 115

Figure IV.19 : Moments de renversement suivant X et Y dans les deux site S1 et S3 …… 116

Figure IV.20 : Moments stabilisants suivant X et Y dans les deux site S1 et S3 …….. 116

Figure V.1: ferraillage des PP1 (étage courant) site1 …… 119

Figure V.2: ferraillage des PP1 (terrasse) site1 …….. 119

Figure V.3 : ferraillage des PP1 (étage courant) site3 …… 120

Figure V.4 : ferraillage des PP1 (terrasse) site3 …….. 120

Figure V.5 : ferraillage des PP2 (étage courant) site1 …… 121

Figure V.6 : ferraillage des PP2 (terrasse) site1 …… 121

Figure V.7 : ferraillage des PP2 (étage courant) site3 …… 122

Figure V.8 : ferraillage des PP2 (terrasse) site3 …….. 122

Figure V.9 : ferraillage des Ps (site 1 /site 3) …… 123

Figure V.10 : définition de la zone nodale dans les poteaux …… 135

Figure V.11 : ferraillage final des poteaux (site 1/site 3) …… 140

Figure V.12 : disposition des armatures verticales dans les voiles …… 144

Figure V .13 : numérotation des voiles …….. 145

Figure V.14 : vue de face des voiles avec ouverture …… 145

Figure V.15: vue de face des voiles avec numérotation des linteaux 148

Figure V.16: ferraillage de linteau 151

Figure V.17: position des voiles pleins avec leur numérotation 152

Figure V.18: les poussés de terres dans le voile périphérique 156

Figure V.19: dimension de voile 157

Figure VI.1 : représentation des semelles isolées sous poteaux 161

Figure VI.2 : disposition des semelles 162

Figure VI.3: vérification de chevauchement 163

Figure VI.4: Schéma d'une semelle filante sous voile 163

Figure VI.5 : les efforts normaux dans les poteaux & voiles 164

Figure VI.6 : disposition des semelles filantes 165

Figure VI.7: schémas d'une semelle filante sous poteaux 168

Figure VI.8 : représentation des semelles isolées sous poteaux 173

Figure VI.9 : Schéma d'une semelle filante 174

Figure VI.10: schéma du panneau le plus sollicité 178

Figure VI.11: Schéma statique du débord 182

Liste des symboles et abréviation

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Ami n: :Section d'acier maximale et minimale

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

∑ : sommation.

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ:Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Introduction Générale

INTRODUCTION GENERALE

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix. Pour cela une étude de la stabilité, la portance et la perméabilité du sous sol c'est-à-dire une partie non visible, le plus souvent en vue de construire un immeuble, cette étude géotechnique est utile à tous les stades de la vie d'un bâtiment, elle concerne généralement la réalisation d'un ouvrage complet, mais elle est indispensable en cas de travaux d'extension ou de surélévation d'un bâtiment amenant à solliciter le sol.

Le présent travail compte une analyse de l'influence du sol sur la structure par rapport au comportement sismique des structures et les éléments de la structure elle-même dans chaque type du sol.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

L'étude sera menée sur une bâtisse administrative en SS+R+4 implanté en zone de sismicité moyenne (zone IIb),le bâtiment a une ossature contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (Acrotère, escalier, poutrelles, la table de compression).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer l'action sismique dans les différents types de sol.
- Cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (Poutres ; longrines ; poteaux ; voiles) et sera faite la comparaison entres les éléments de la structure dans les différents cas.
- La sixième étape sera le calcul des fondations dans les différents sites (type ; dimensions et ferraillages).

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET

I.1. Introduction

La stabilité d'un ouvrage s'apprécie par le degré de résistance des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles…) aux différentes sollicitations (compression, flexion…) dont la résistance dépend du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Ainsi, pour le calcul des éléments constituants un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 version 2003) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

I.2. Implantation de l'ouvrage

Le terrain retenu pour recevoir le projet de la DUC (Direction de l'Urbanisme et de la Construction) se situe dans la wilaya de MEDEA, zone de moyenne sismicité (II_b) et la conception architecturale est réalisée pour un bloc de SS+R+4 de la part du bureau d'études de M SAFAR Djaâfar.

I.3. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage est un bloc SS+R+4 en béton armé composé de ce qui suit :

- Un sous-sol destiné pour parking plus une salle pour l'archive.
- Un rez-de-chaussée pour les bureaux et le hall pour la réception ainsi que la salle de conférence.
- Un premier, un deuxième et un troisième étage à usage administratif.
- et enfin, un quatrième étage à usage d'habitation avec un seul logementF5.

La configuration du bâtiment présente une régularité en élévation mais pas en plan.

D'après la classification des RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré aune importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de sismicité moyenne (zone IIb).
- Le sol est variable (S1, S2, S3 et S4).

I.3.1. Dimensions en élévation

- Hauteur totale de bâtiment ……..H = 19.72m
- Hauteur de RDC……..h =3.74m.
- Hauteur des étages courants. ……...h = 3.74m.
- Hauteur du sous-sol……..h = 3.06m.

I.3.2. Dimensions en plan

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

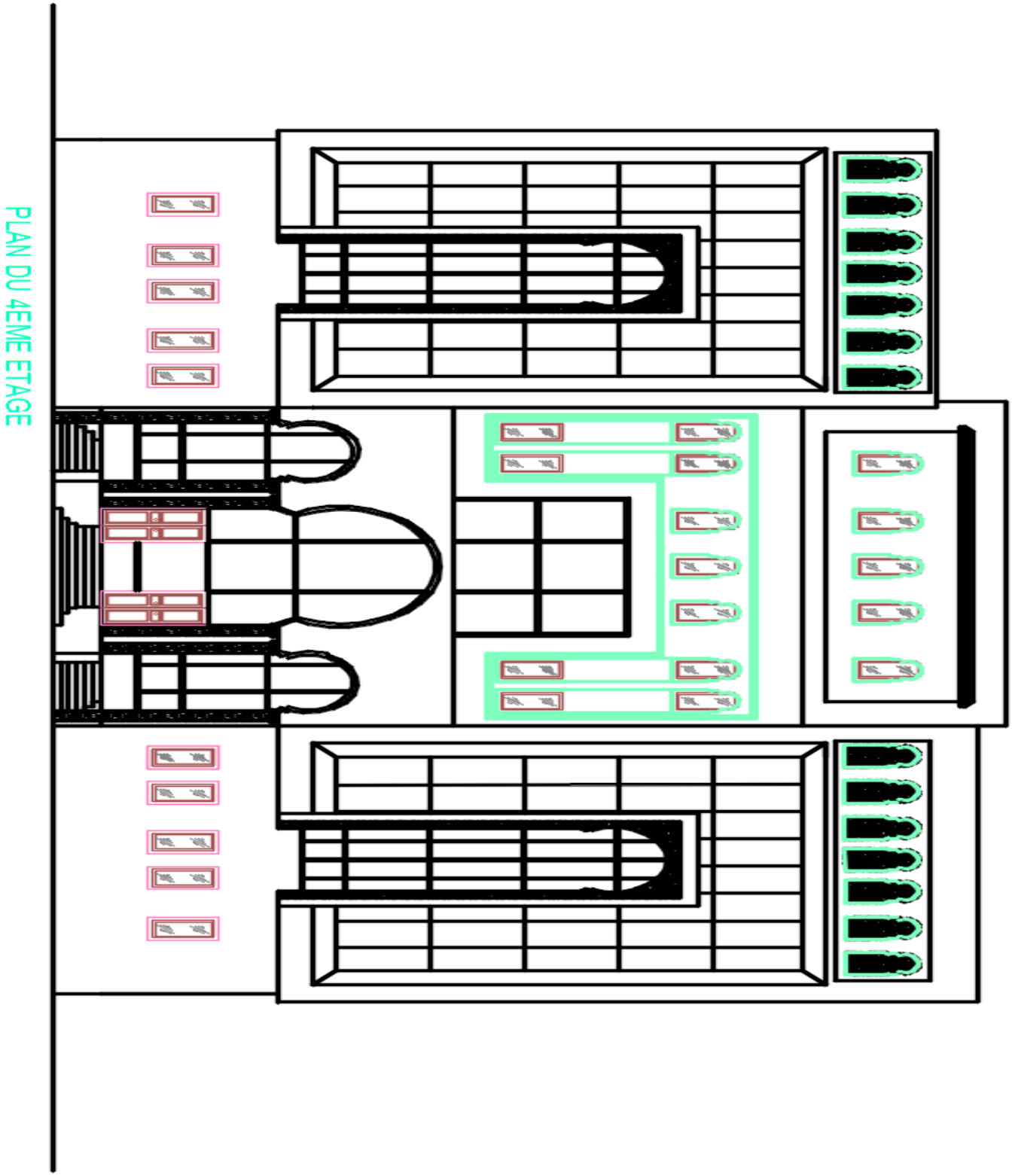


Figure I.1: plan d'architecture de la façade principale

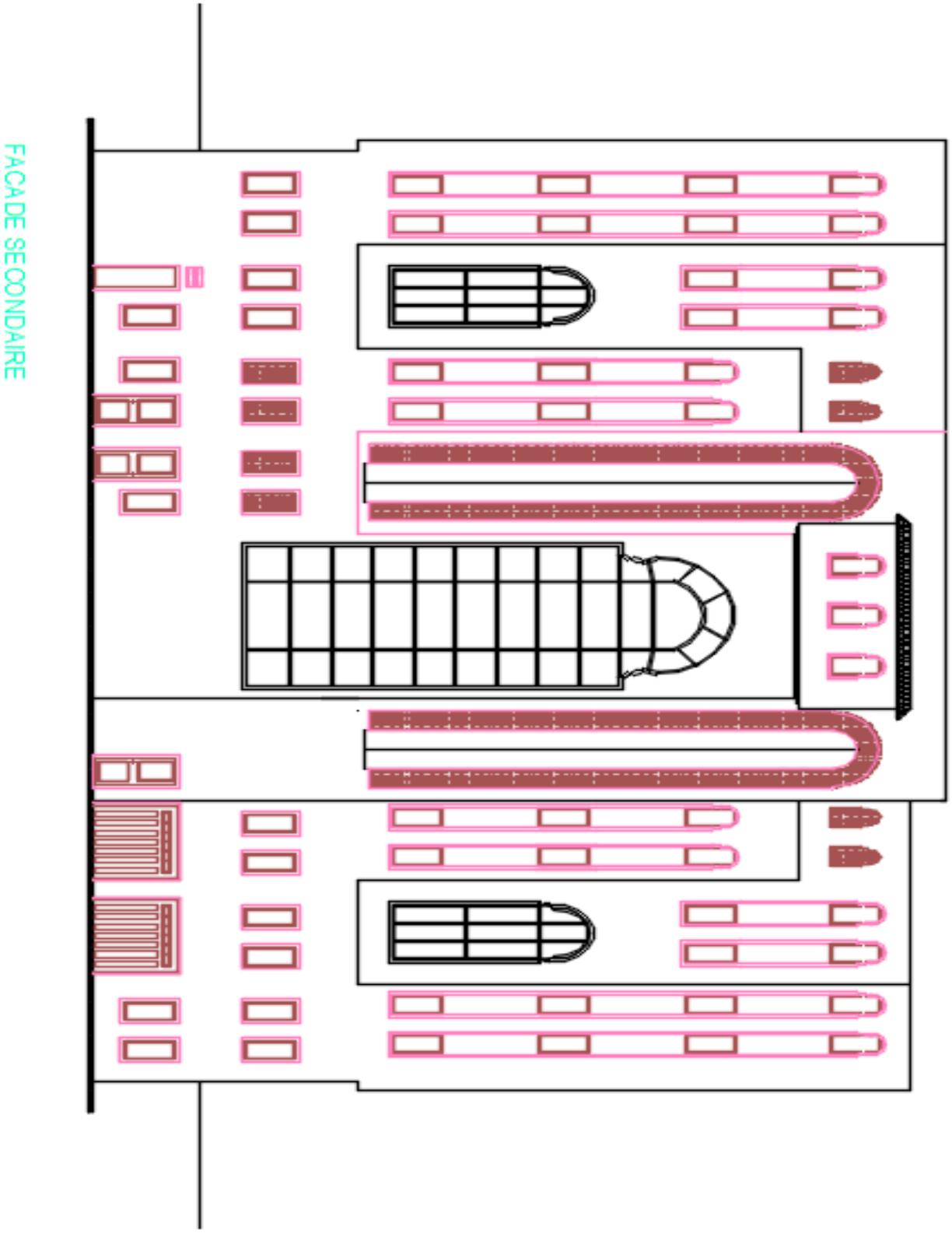


Figure. I.2 : plan d'architecture de la façade secondaire.

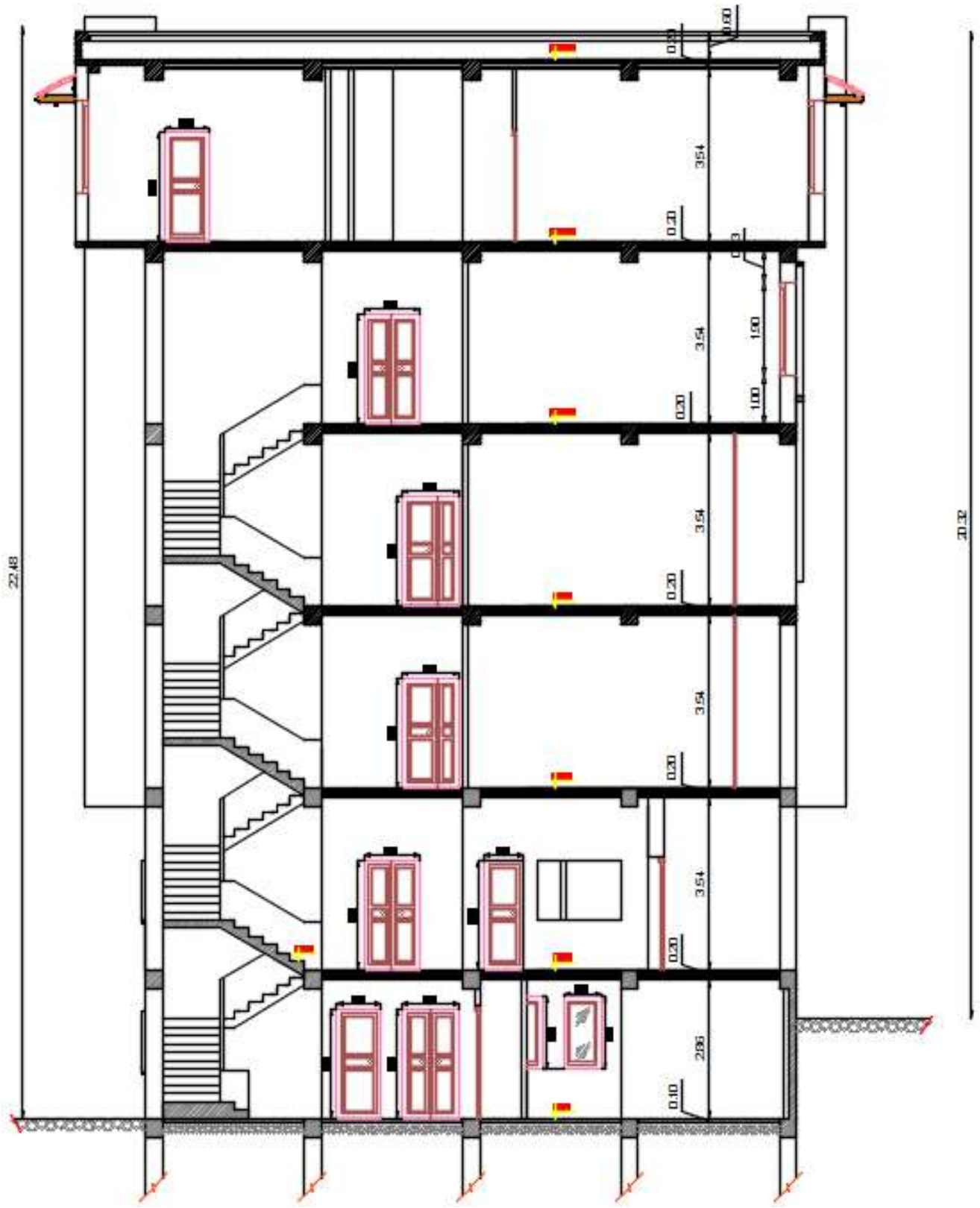


Figure. I.3 : la coupe A-A

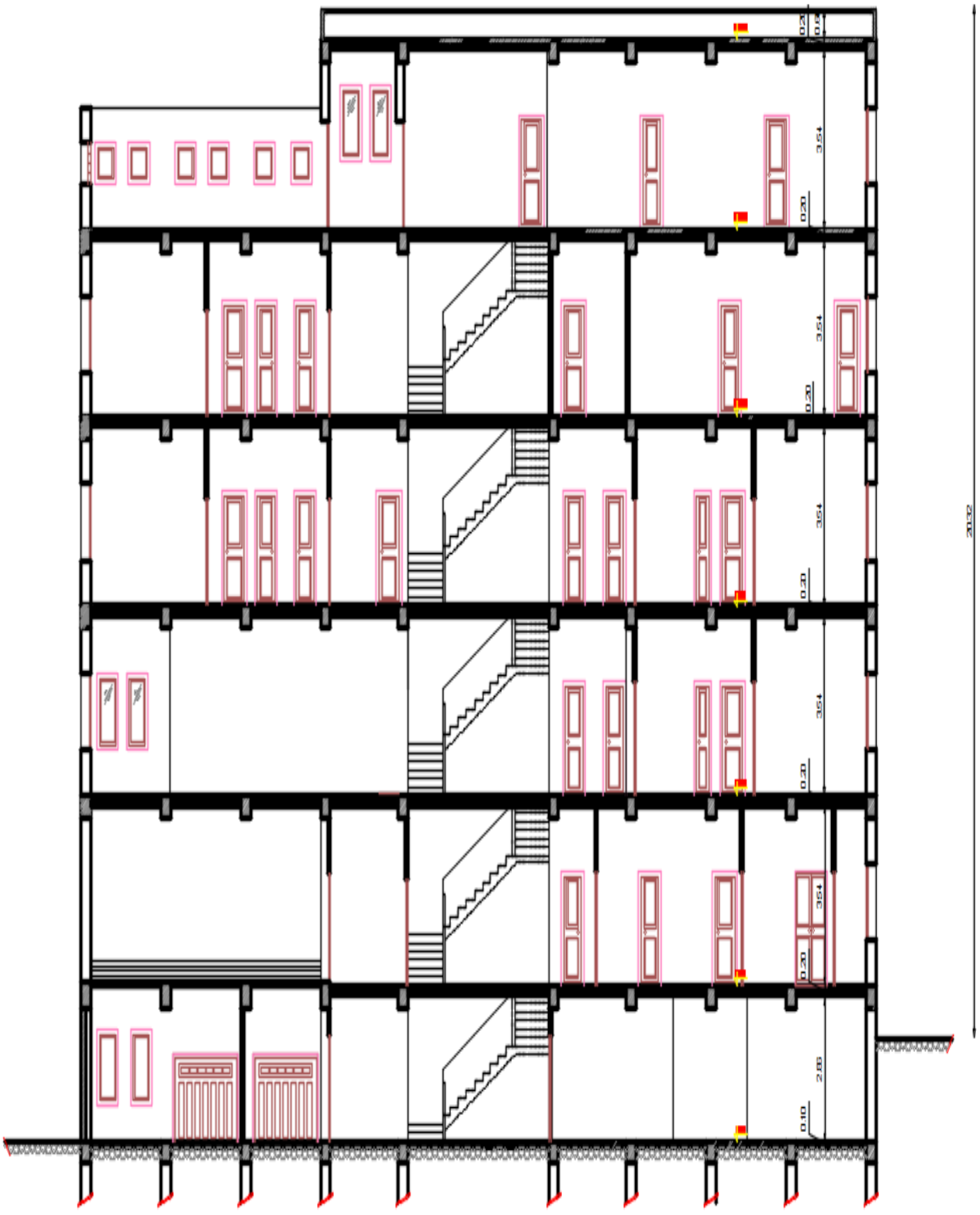


Figure. I.4: la coupe B-B

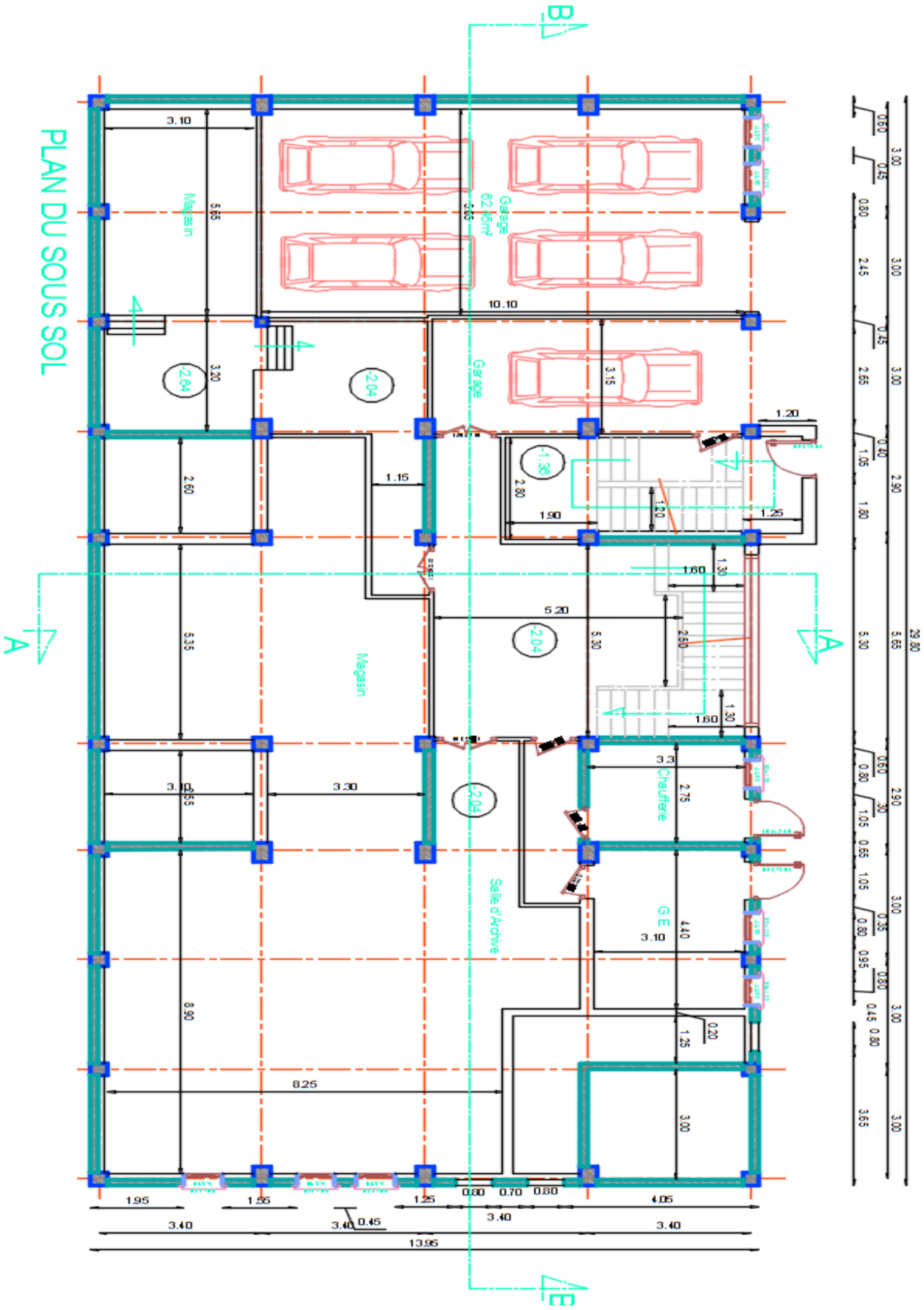


Figure. I.5 : plan de sous-sol.

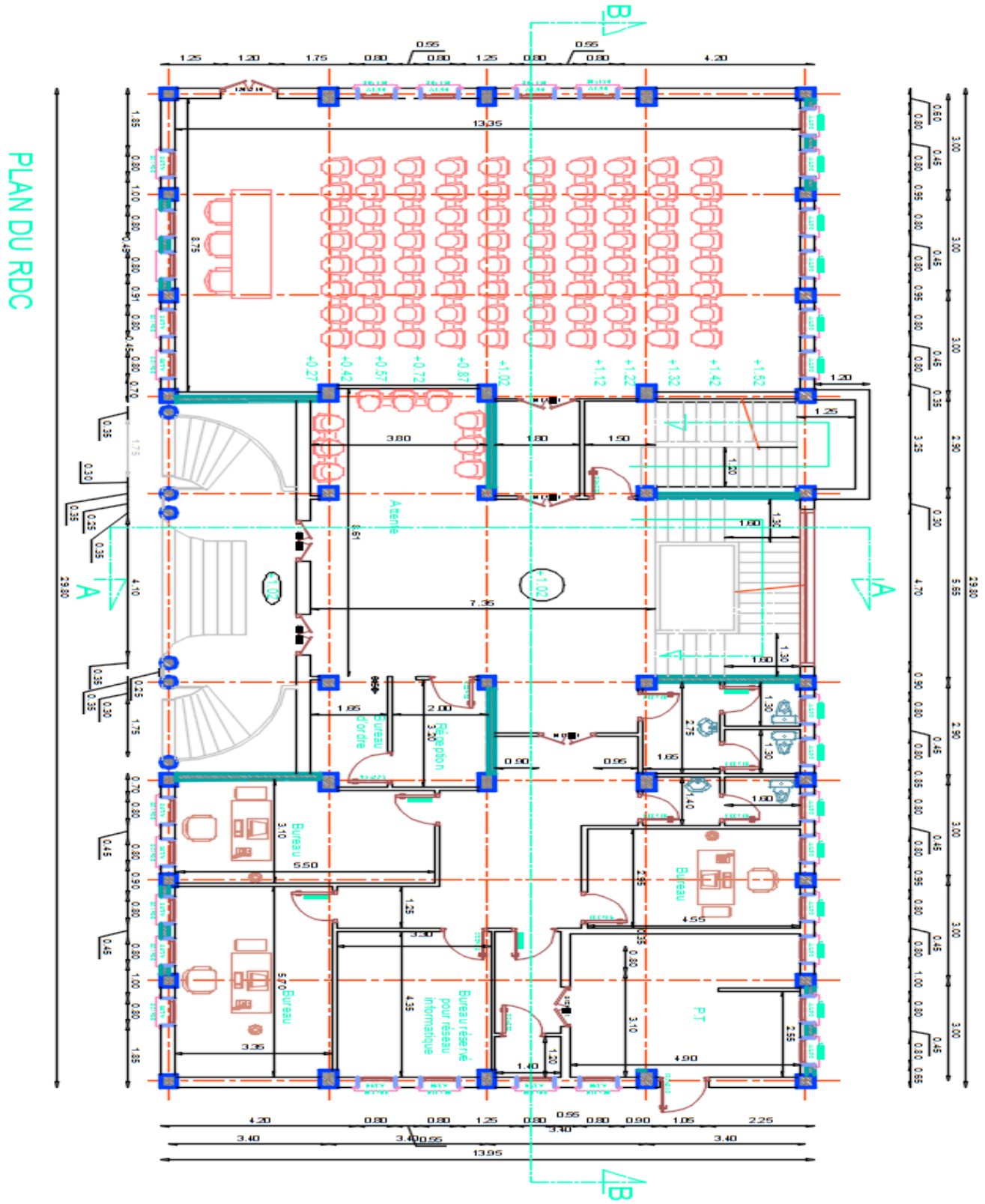


Figure. I.6: plan de RDC

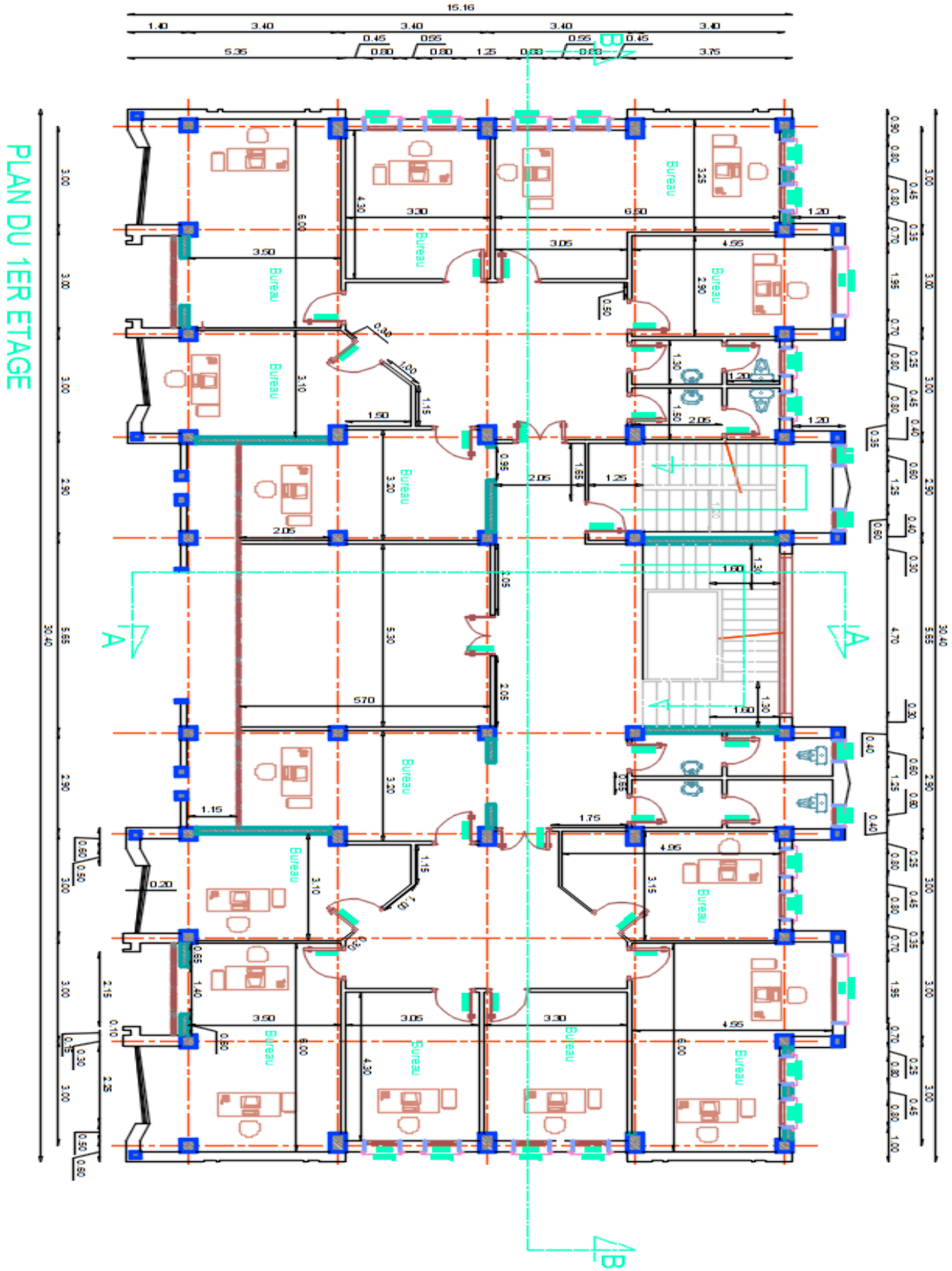


Figure. I.7: plan de 1ere étage

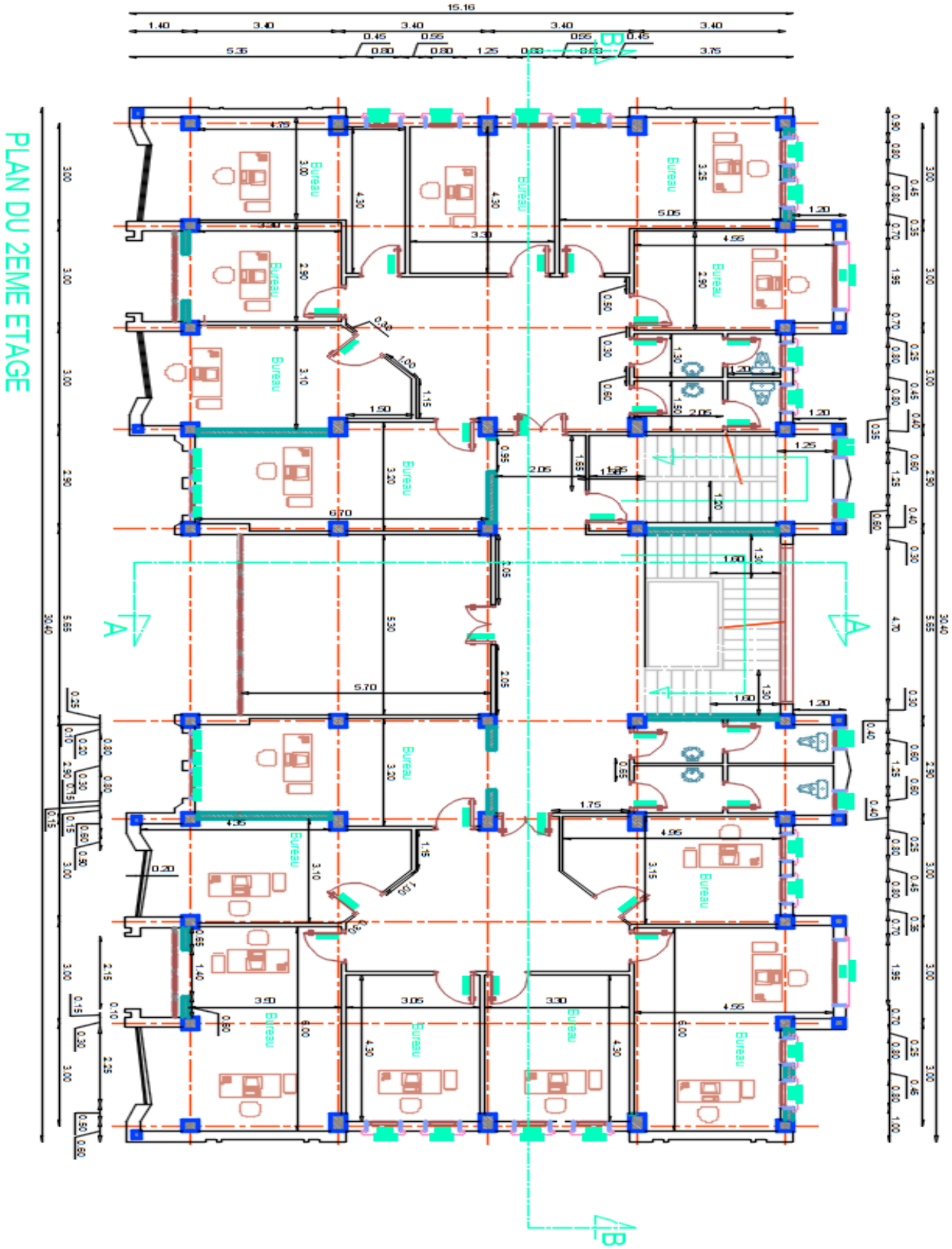


Figure.I.8 : plan de 2eme étage

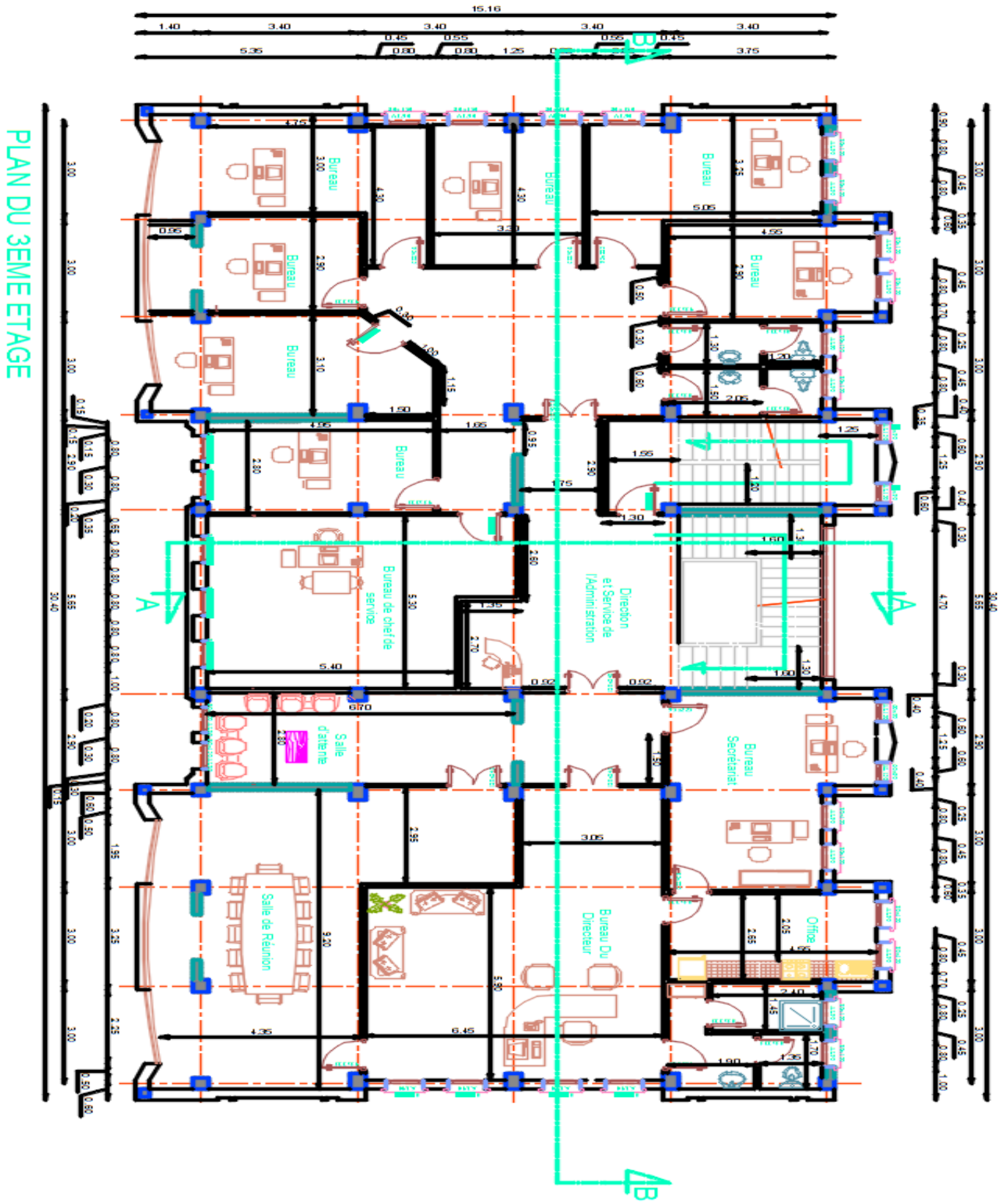


Figure.I.9 : plan de 3eme étage

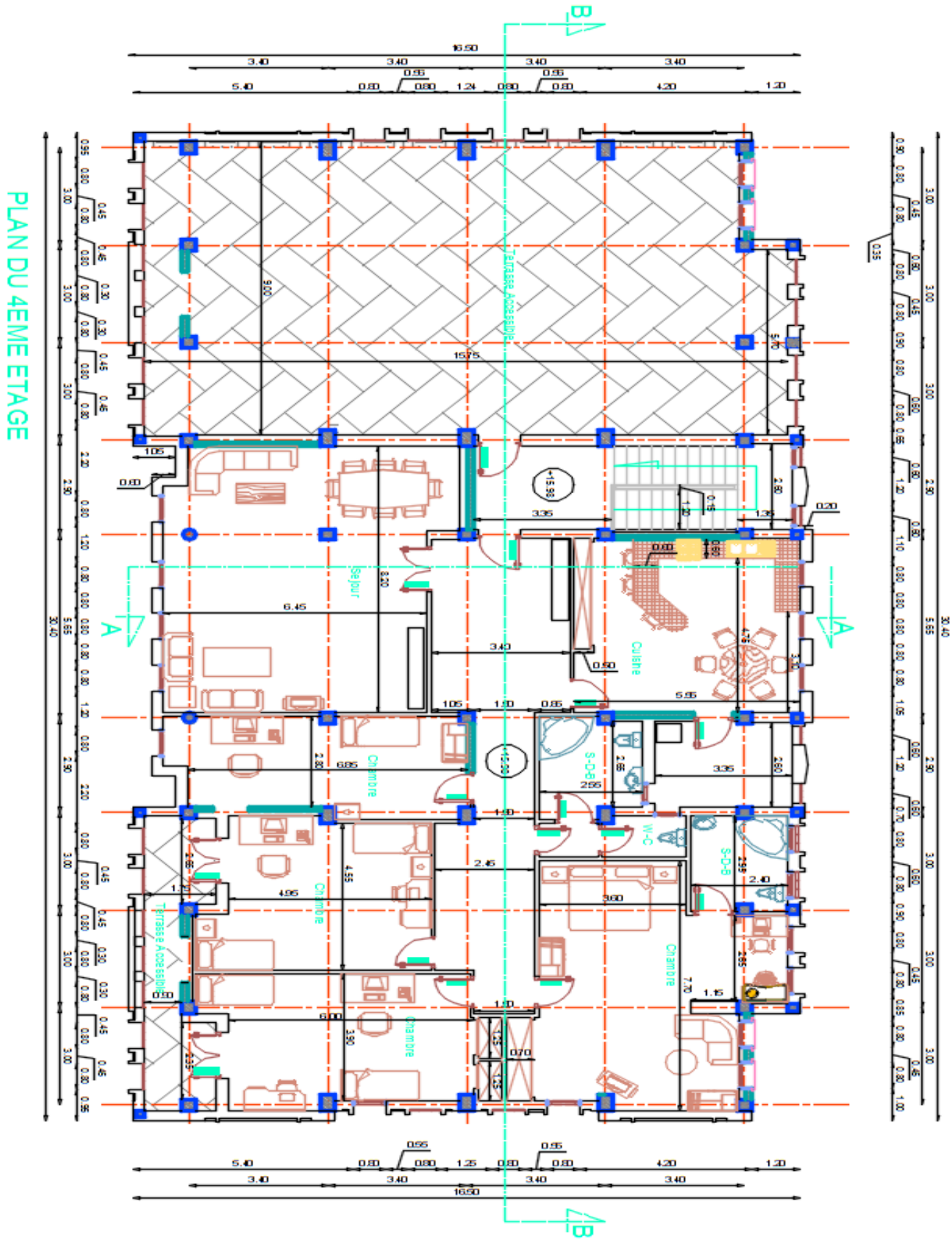


Figure.I.10 : plan de 4eme étage

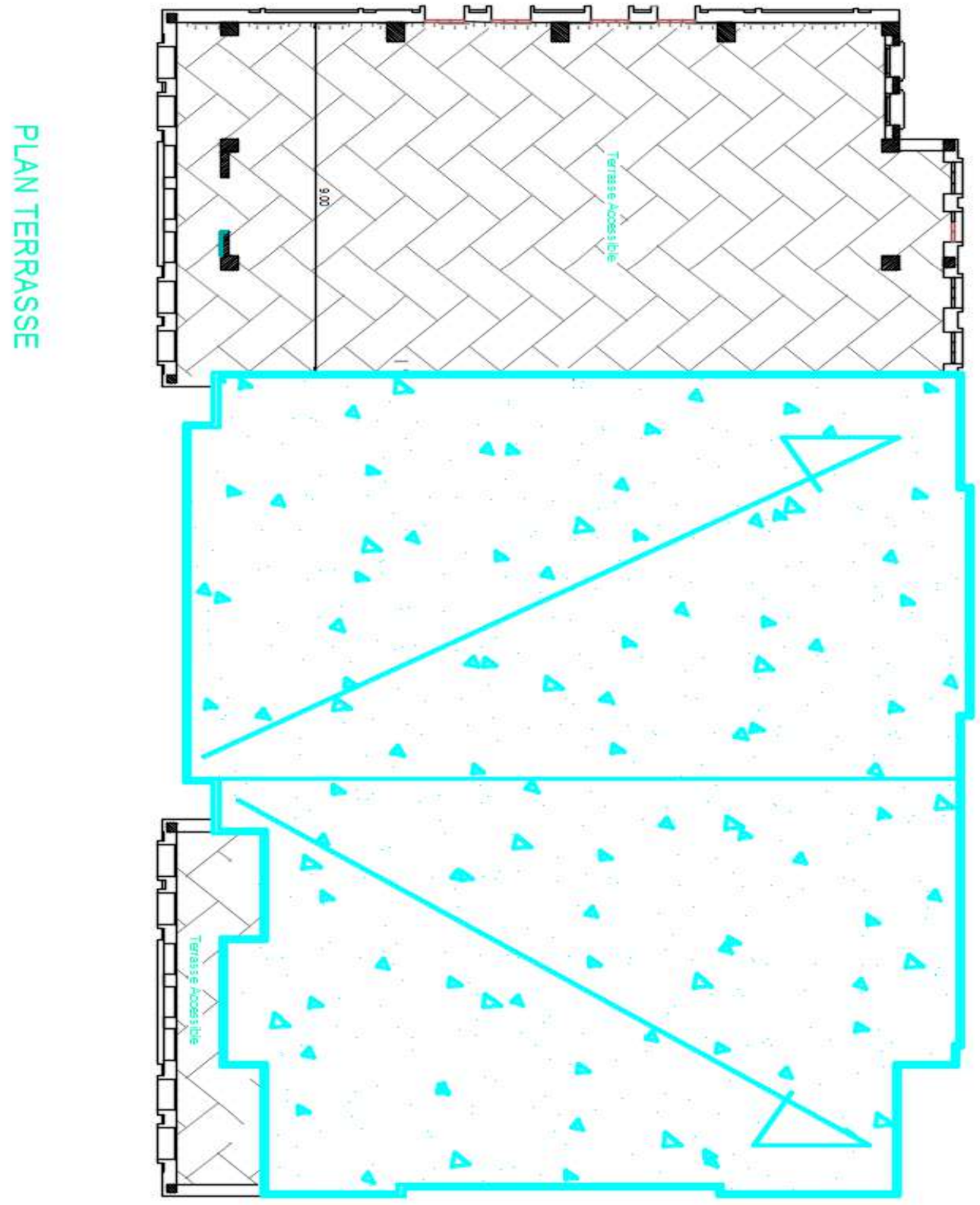


Figure.I.11 : plan de terrasse

I.4. Conception de la structure

I.4.1. Ossature de l'ouvrage

Le contreventement de la structure est constitué par des voiles porteurs en béton armé pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.4.2. Plancher

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

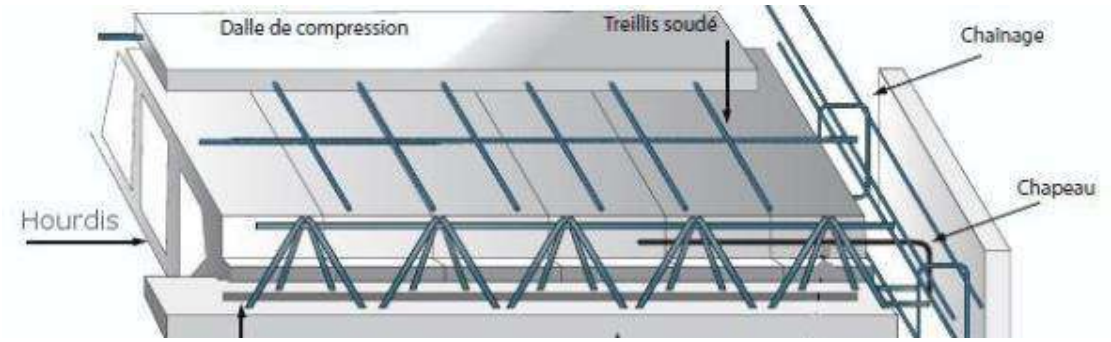
- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

a. Planchers corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place de corps creux (hourdis) espacées de 60cm, d'une épaisseur de 20cmet d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

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

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



FigureI.12 : Plancher à corps creux

b. Planchers dalle pleine

Pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaires pour la réalisation des poutrelles spécialement conçues pour ces zones.

I.4.3. Escalier

Ce sont des éléments structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

1.4.4. Maçonnerie

On distingue :

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

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

a. Murs extérieurs

Le remplissage des façades étant en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.



Figure I.13 : Brique creuse

b. Murs intérieurs

Ce sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.4.5. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs, extérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.4.6. Acrotères

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé en plus de quelques revêtements type enduit en ciment. Son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé en voile de 60cm de hauteur et 10cm d'épaisseur.

I.4.7. Infrastructure (interaction sol structure)

C'est la partie d'interaction structure-sol qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au sol, cette dernière sera calculée suivant les quatre types de sols (RPA 2003) :

1er cas : un bon sol qui est rocheux (S1)

2eme cas : un sol ferme (S2)

3eme cas : un sol meuble (S3)

4eme cas : un mauvais sol qui est très meuble (S4)

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

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

I.5.1. Le Béton

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

1.5.1.1. Les matériaux composant le béton

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment

Le ciment joue le rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

b.1.Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

b.2.Graviers

Ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 30 mm.

Ils doivent être durs, propres et non gélives. Ils peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.5.1.2. Résistances mécaniques du béton

I.5.1.2.1. Résistance à la compression

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

Pour un dosage courant de 350 Kg/m 3 de ciment CEM II/A 42.5, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa (*fc*28 = 25 MPa).

- Pour des résistances fc28 ≤ 40MPa :

$$\begin{cases} f_{cj} = \dfrac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si} \quad j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1{,}1\, f_{c28} & \text{si} \quad j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

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

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

1.5.1.2.2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée ftj, est conventionnellement définie par les relations :$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cj}$ si $f_{c28} \leq 60$Mpa.

$F_{tj} = 0{,}275\ (fcj)^{2/3}$ si fc28 > 60Mpa.

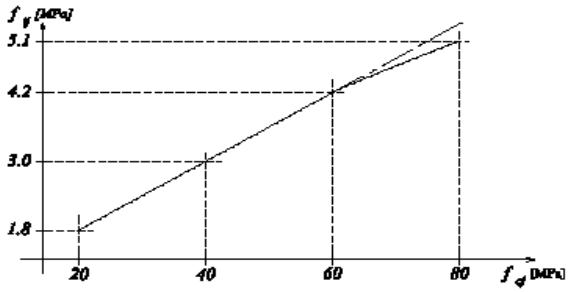


Figure I.14: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

I.5.1.3. Contrainte limite

1.5.1.3.1.État limite ultime (ELU)

- Contrainte ultime du béton

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont

- εbc1 = 2 ‰

$$\begin{cases} -\ \varepsilon bc2 = 3{,}5\ ‰ & \text{si} \quad f_{cj} \leq 40\text{Mpa}. \\ \text{Min}\ (4{,}5\ ;\ 0{,}025 f_{cj})\ ‰ & \text{si} \quad f_{cj} > 40\text{Mpa}. \end{cases}$$

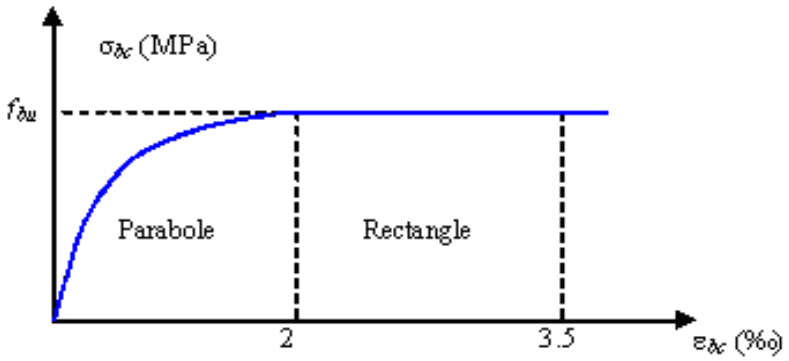


Figure I. 15: Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton

- F_{bu}: Contrainte ultime du béton en compression, avec ;

$$f_{bu} = \frac{0.85\, f_{cj}}{\Theta\, \gamma_b}$$

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

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

• 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.

• 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

1.5.1.3.2. Etat limite de service (ELS)

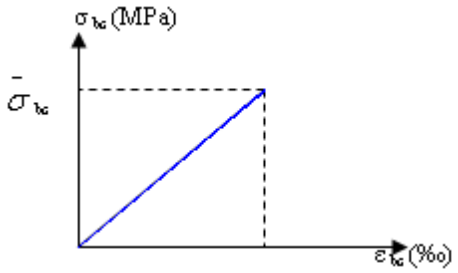


Figure I.16 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

Avec: $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28}$

$\sigma_{bc} = 15\,\overline{}$ MPa

- **Modules de déformation longitudinale**

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

$$\begin{cases} E_{vj} = 3\,700\,(f_{cj}^{1/3}) & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ E_{vj} = 4\,400\,(f_{cj}^{1/3}) & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, sans fumée de silice.} \\ E_{vj} = 6\,100\,(f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, avec fumée de silice.} \end{cases}$$

- **Coefficients de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

- ν = 0 pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- ν = 0,2 pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

1.5.2. Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, le rôle de ces derniers est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

1.5.2.1. Contrainte limite

1.5.2.1.1. Etat limite ultime

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

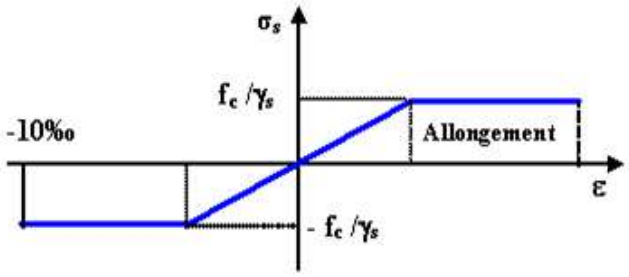


Figure I.17: diagramme contrainte-déformation d'acier

γ_{RsR}: Coefficient de sécurité.

γ_{RsR}= 1 cas de situations accidentelles.

γ_{RsR}= 1.15 cas de situations durables ou transitoires.

1.5.2.1.2. Etat limite de service

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

• Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

• Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f^e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.

• Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min (1/2\ f^e, 90\sqrt{\eta f_{tj}})$.

η: Coefficient de fissuration.

η= 1 pour les ronds lisses (RL).

η=1.6 pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :σ_{st}= f e / γs

1.6. Les hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul formulées pour cette étude sont les suivantes :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : fc28 = 25 Mpa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : ft28 = 2.1 Mpa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : Evj = 10818.865 Mpa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : Eij = 32456.595 Mpa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier:

- longitudinales : on a choisi le : «*fe.E.400* » H.A.*fe*=400*MPa*
- transversales : on a choisi le : «*fe.E.235* » R.L
- treillis soudés (de la dalle de compression) : «*fe.E500* » H.A*fe=500MPa*

CHAPITRE II

LE PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des règlements . Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- **Sollicitations horizontales**

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitués par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

II.2. Evaluation des charges et surcharges

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Plancher

- **Plancher terrasse inaccessible**

Désignation	ρ (kN/m3)	e(cm)	G (kN/m²)
Gravier roulé	20	4	0.80
multicouche	6	2	0.12
Papier kraft	-	-	0.05
Forme de pente	22	10	2.20
Pare vapeur	6	1	0.06
Isolation thermique en liège	4	4	0.16
Film polyane	-	-	0.01
plancher corps creux (16+4)	-	-	2.85
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
G	**6.45**		
Q	**1**		

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

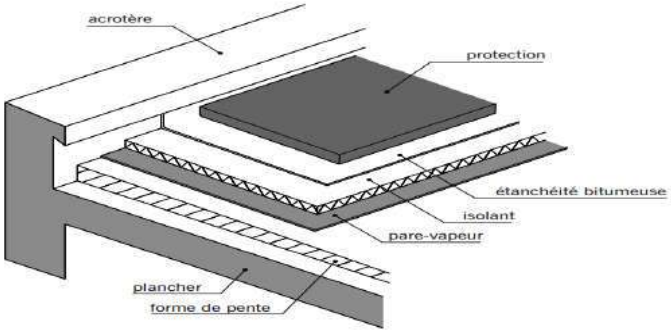


Figure II.1: Plancher type terrasse

- **Plancher étage courant :** (Usage d'habitation)

Désignation	ρ (kN/m3)	e(cm)	G (kN/m²)
Carrelage	20	2	0.4
Mortier de pose	20	2	0.4
Lit de sable	18	3	0.54
Plancher corps creux (16+4)	-	20	2.85
Enduit en plâtre	10	2	0.2
Cloisons intérieures	-	0.10	1.62
G	**6.01**		
Q	**1.5**		

Tableau II.2: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

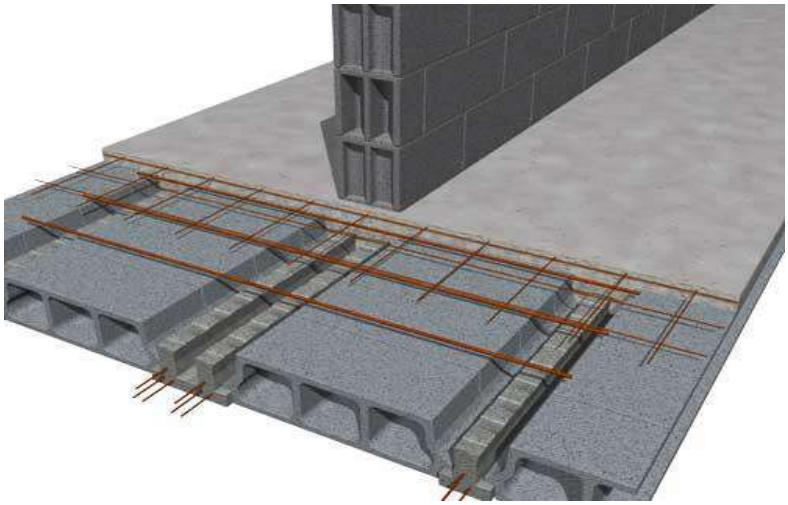


Figure II.2:plancher au niveau des étages courant

Plancher dalle pleine : (salle de conférence)

Désignation	ρ (kN/m3)	e(cm)	G (kN/m²)
Carrelage	20	2	0.4
Mortier de pose	20	2	0.4
Lit de sable	18	3	0.54
Dalle pleine	25	20	5
Enduit en plâtre	10	2	0.2
Cloisons intérieures	-	10	1.62
G	**8.16**		
Q	**4**		

Tableau II.3: Charge due aux planchers dalle pleine de niveau courant

Surcharge d'exploitation (Q)

- Plancher 4ème étage (habitation) : Q = 1.5 kN/m².

- Plancher (1er, 2ème, 3ème) étage (bureau) : Q = 2.5 kN/m².

- Plancher RDC (bureau): Q = 2.5 kN/m².

- Plancher du sous-sol (parking, salle d'archive): Q1 = 2.5 kN/m², Q2=6 kN/m².

•Balcon

Désignation	ρ (kN/m3)	e(m)	G (kN/m²)
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.03	0.54
Enduit en ciment	-	-	0.18
Dalle pleine (15)	25	0.15	3.75
G	**5.27**		
Q	**3.5**		

Tableau II.4: Charge du balcon

Murs

a. Murs extérieurs

Désignation	ρ (kN/m3)	e(cm)	G (kN/m²)
Enduit extérieur	10	2	0.2
Mortier ciment	18	2	0.36
Brique creuse	90	10	0.9
Brique creuse	90	10	0.9
Mortier ciment	18	2	0.36
Enduit intérieur	10	2	0.2
Total :	**2.92**		
G (kN/ml)	**9.89**		

Tableau II.5: Charge permanente du mur extérieur

Calcul de G_{murext}

G_{murext}=2.92*(3.74-0.35)

G_{murext}=9.89kN/ml

Alors la Charge permanente du mur extérieur :

G_{murext}=9.89kN/ml

b. Murs intérieurs (simple paroi)

Désignation	ρ (kN/m3)	e(cm)	G (kN/m²)
Enduit extérieur	10	1	0.2
Mortier ciment	18	2	0.36
Brique creuse	90	10	0.9
Enduit intérieur	10	1	0.2
Mortier ciment	18	2	0.36
G	**1.82**		

Tableau II.6: Charge permanente mur intérieur

Remarque

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures. Il est donc nécessaire d'opter pour des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes (90%G).

Murs avec fenêtres (80%G).

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

- **Escaliers**

❖ **Escalier type (2)**

a. Palier

Désignation	ρ (kN/m3)	e(cm)	G (kN/m²)
Poids propre	25	18	4.5
Carrelage	20	2	0.4
Lit de sable	18	3	0.54
Mortier de pose	20	2	0.4
Enduit en ciment	18	2	0.36
G	**6.20**		

Tableau II.7: Charge du palier

b. Volée (paillasse)

Désignation	ρ (kN/m3)	e(cm)	G (kN/m²)
Poids propre de la paillasse	25	$^{18}/_{cos\propto}$	5.17
Poids propre de la marche	25	$^{17}/_{2}$	2.13
Carrelage	20	2	0.4
Lit de sable	18	3	0.54
Mortier de pose	20	2	0.4
Enduit de ciment	18	2	0.36
G	**9**		

Tableau II.8: Charge du Volée

α = arc tg α= $\frac{0.17}{0.3}$=29.54°

❖ **Escalier type (1,3)**

a) Palier

Désignation	ρ (kN/m3)	e(cm)	G (kN/m²)
Poids propre	25	15	3.75
Carrelage	20	2	0.4
Lit de sable	18	3	0.54
Mortier de pose	20	2	0.4
Enduit en ciment	18	2	0.36
G	**5.45**		

Tableau II.9: Charge du palier

b) Volée (paillasse)

Désignation	ρ (kN/m3)	e(cm)	G (kN/m²)
Poids propre de la paillasse	25	$^{15}/_{cos \propto}$	4.31
Poids propre de la marche	25	$^{17}/_{2}$	2.13
Carrelage	20	2	0.4
Lit de sable	18	3	0.54
Mortier de pose	20	2	0.4
Enduit de ciment	18	2	0.36
G	**8.14**		

Tableau II.10: Charge du Volée

- **Salle de conférence**

1. **Palier**

Désignation	ρ (kN/m3)	e(cm)	G (kN/m²)
Poids propre	25	20	5
Carrelage	20	2	0.4
Lit de sable	18	3	0.54
Mortier de pose	20	2	0.4
Enduit en ciment	18	2	0.36
G	**6.7**		

Tableau II.11: Charge du palier

2. **Volée (paillasse)**

Désignation	ρ (kN/m3)	e(cm)	G (kN/m²)
Poids propre de la paillasse	25	$^{20}/_{cos\propto}$	5.07
Poids propre de la marche	25	$^{15}/_{2}$	1.88
Carrelage	20	2	0.4
Lit de sable	18	3	0.54
Mortier de pose	20	2	0.4
Enduit de ciment	18	2	0.36
G	**8.65**		

Tableau II.12: Charge du Volée

α = arc tg $\alpha = \frac{0.15}{0.85} = 10.00°$

II.3. Predimensionnement des éléments résistants

II.3.1. Les planchers

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux et dalle pleine, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage mais ils représentent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure

a. Plancher corps creux

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

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

l : plus grande portée dans le sens considéré

$h \geq \frac{3.40}{22.5}$= 0,1511 m donc **h = 20 cm**

h = (16 +4) cm

16 cm pour le corps creux.

4 cm pour la dalle de compression.

b. Plancher dalle pleine

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

L'épaisseur de plancher est conditionnée par : $\frac{l}{45} \geq e \geq \frac{l}{40}$

l : plus grande portée dans le sens considéré

$20 \geq$ **e** ≥ 22.5

Donc **e = 20 cm**

h = 20 cm pour la dalle pleine

II.3.2. Les poutres:

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

- ✓ **Les poutres principales**

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

On a :

L_{max}= 9 m

→ $\frac{Lmax}{15} \leq$ **h** $\leq \frac{Lmax}{10}$

→0.3h ≤**b** ≤ 0.7h

→45 ≤ **h** ≤ 56.25

→45 **≤ b ≤** 56.25

On prend: ***h*** *=50cm et* ***b****= 30cm*

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

b ≥ 20 cm → 30 cm ≥ 20 cm C.V

h ≥ 30 cm → 50 cm ≥ 30 cm C.V

$\frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{50}{30} = 1.6$ C.V

L= 9m → P1 (30 × 50) cm^2**&** **L=5.65** → P2 (30 × 40) cm^2

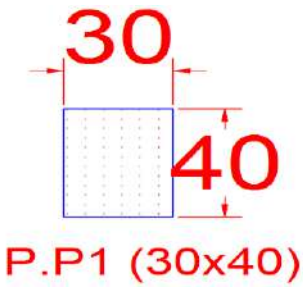


Figure II.4:P.P1

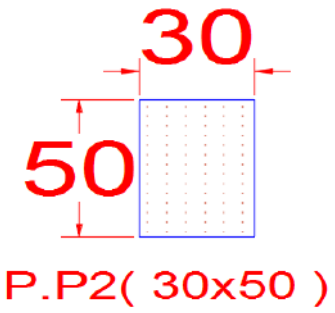


Figure II.5: P.P2

✓ **Les poutres secondaires**

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

D'après les règles de CBA93 on a :

→ $\frac{Lmax}{15} \leq$ **h** $\leq \frac{Lmax}{10}$ → 0.3h ≤ **b** ≤ 0.7h

Avec :

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

- h : hauteur de la poutre.

L_{max}= 3.40 m

→ $\frac{3.40}{15} \leq$ **h** $\leq \frac{3.40}{10}$ → 0.3h ≤ **b** ≤ 0.7h

→ 17 ≤ **h** ≤ 21.27 → 10.5 ≤ **b** ≤ 24.5

*On prend :****h*** *=35 cm et* ***b****= 30cm*

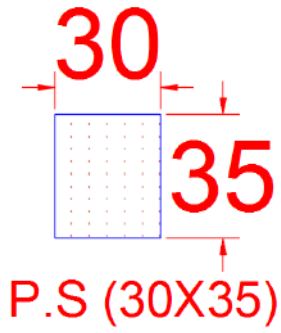


Figure II.6 : P.S

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

b ≥ 20 cm → 30 cm ≥ 20 cm C.V

h ≥ 30 cm → 35 cm ≥ 30 cm C.V

$\frac{h}{b} < 4$ $\rightarrow \frac{35}{30} = 1.16$ C.VL = 3.40 m → **P.S (30×35) cm^2**

✓ La poutre palière

On a:

L_{max}= 2.90 m

→ $\frac{Lmax}{15}$ ≤ **h** ≤ $\frac{Lmax}{10}$ → 0.3h ≤ **b** ≤ 0.7h

→19.3 ≤ **h** ≤ 29→8.1 **≤ b ≤** 10.8

On prend: **h** =35cm et **b**= 30cm

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

b ≥ 20 cm → 30 cm **≥** 20 cm C.V

h ≥ 30 cm → 35 cm **≥** 30 cm C.V

$\frac{h}{b}$< 4 → $\frac{35}{30}$ = 1.16 C.V

L= 2.90m → Pp(30 × 35) cm²

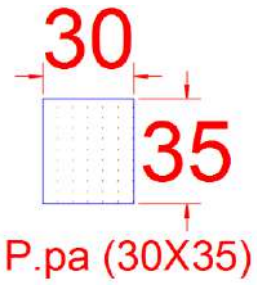


Figure II.7 : P.Pa

➢ Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations. On peut pré dimensionner les poteaux en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q). Cela se fait en accord avec des étapes bien précises :

- **Choisir le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est (D-2).

- **Dimensions des poteaux**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.

➢ MIN (a, b) ≥ 30cm

Niveau d'étage		4EME	3EME	2EME	1EME	RDC	SOUS-SOL
Dimension du poteau	b(cm)	30	30	30	30	30	30
	h(cm)	40	40	45	45	45	50

Tableau II.13: pré dimensionnement des poteaux

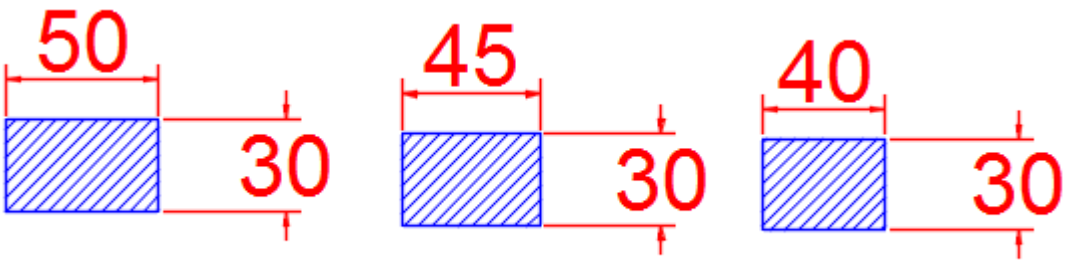


Figure II.8 : dimension des poteaux de différents étages

❖ **Calcul de la longueur de flambement L_f**

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

➢ 0.7*L0 : si le poteau est à ses extrémités :

- Soit encastré dans un massif de fondation.
- Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

➢ L0 : dans les autres cas.

Avec L0 =3.06 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher. Pour cela on va procéder à la vérification suivante pour l'en tirer :

- **Calcul de l'effort Nu**

L'effort normal admissible est :

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

Avec :

- *N*u**:** Effort normal admissible à l'ELU.
- $B_{r.}$ **:** Section réduite du poteau obtenue en déduisant 1cm d'épaisseur de sa section réelle et ce sur toute sa périphérie.
- γ_b= 1,5 et γ_s= 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).
- **fc28** et**fe** : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- **As :** Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.
- **α :** Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

➢ $\alpha = \frac{0.85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ *pour* $\lambda \leq 50$ *et* $\alpha = 0.6\frac{50}{\lambda}$ *pour* $50 \leq \lambda \leq 70$

➢ $\lambda = \frac{l_f}{i}$; $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ *(section rectangulaire)*

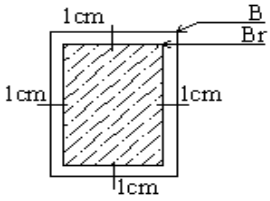


Figure II.9 : Section réduite du poteau

étage	B(mm)	H(mm)	Br(mm²)	λ	α	As(mm²)	$\bar{N}$(KN)
4eme	300	400	106400	22.67	0.784	120	1577.87
3eme	300	400	106400	22.67	0.784	120	1577.87
2eme	300	450	120400	20.15	0.797	135	1814.76
1ere	300	450	120400	20.15	0.797	135	1814.76
RDC	300	450	120400	20.15	0.797	135	1814.76
SOUS.SOL	300	500	134400	18.14	0.807	150	2049.80

Tableau II.14: calcule de $\bar{N}$

la surface reprise par le poteau

Tous les étages: S= 20.23 m².

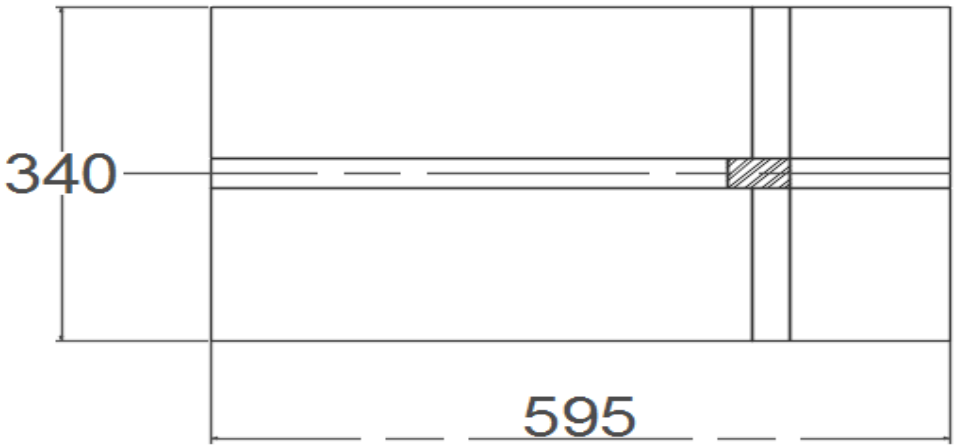


Figure II.10: représentation du poteau le plus sollicité de terrasse

- **Descente des charges**

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau avec un tableau (Excel), ce qui donne la possibilité de modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

a. Charges d'exploitation

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à0,5Q.

➢ $$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \cdots + Q_n)$$

Avec :

- **n**: Nombre d'étages (de haut en bas avec le premier étage à ''0'').
- **Q0 :** La charge d'exploitation sur la terrasse.
- **Q1, Q2**,……, **Qn** : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$à partir du cinquième étage.

	q1 (kN/m²)	q2 (kN/m²)	q3(kN/m²)	q4 (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
terrasse	1	1	1	1	Q_0	4.03	1	**4.0**
4eme étage	1.5	1.5	1.5	1.5	Q_1	26.27	0.95	**29**
3eme étage	2.5	2.5	2.5	2.5	Q_2	43.79	0.9	**68**
2eme étage	2.5	2.5	2.5	2.5	Q_3	43.79	0.85	**105.6**
1ere étage	2.5	2.5	2.5	2.5	Q_4	43.79	0.80	**140.6**
RDC	4	4	2.5	2.5	Q_5	64.02	0.75	**188.7**

Tableau II.15:: détermination des charges d'exploitations

b. Charges permanentes et Nu

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins aux poteaux de rive.

	Elémens	G (kN)	G_{tot} (kN)	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	Nu (kN)	$1.1N_u$ (kN)	$\bar{N}_u$(kN)	$1.1N \leq \bar{N}_u$
TERRASSE	Poutre P	19.84	**53.97**	**53.96**	**4.03**	**78.9**	**86.8**	**1577.8**	**oui**
	Poutre S	8.14							
	Poteau	11.2							
	Plancher	25.29							
4EME ETAGE	PoutreP	19.65	**144.9**	**198.8**	**28.9**	**312.0**	**343.2**	**1577.8**	**oui**
	Poutre S	8.14							
	Poteau	11.22							
	Plancher	105.9							
3EME ETAGE	PoutreP	19.65	**146.3**	**345.2**	**68.4**	**568.6**	**625.5**	**1814.7**	**oui**
	Poutre S	8.14							
	Poteau	12.62							
	Plancher	105.9							

2ERE ETAGE	Poutre P	19.65	**146.3**	**491.5**	**105.6**	**822.0**	**904.2**	**1814.76**	**Oui**
	Poutre S	8.14							
	Poteau	12.62							
	Plancher	105.9							
1ERE ETAGE	Poutre P	19.65	**146.3**	**637.8**	**140.6**	**1072.1**	**1179.3**	**1814.76**	**Oui**
	Poutre S	8.14							
	Poteau	12.62							
	Plancher	105.9							
RDC	Poutre P	19.46	**171.83**	**800.76**	**188.7**	**1364.0**	**1513.6**	**2049.8**	**Oui**
	Poutre S	8.14							
	Poteau	11.48							
	Plancher	132.75							

Tableau II.16: vérifications du (1.1Nu ≤ N u)

Vérification selon le RPA99v2003:D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées

Condition à vérifier	**Application de condition**	**Vérification**
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 30 cm	**Oui**
Min (b, h) ≥h_e /20	Min (b, h) =30cm≥ (he/20) = (374 - 035)/20=16.95 cm	**Oui**
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h) =0.75 ≤ 4	**Oui**

Tableau II.17: tableau de vérification selon RPA

➢ Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement de supporter une fraction des charges verticales. On considère comme voiles les éléments répondant positivement à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale 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.

Donc:

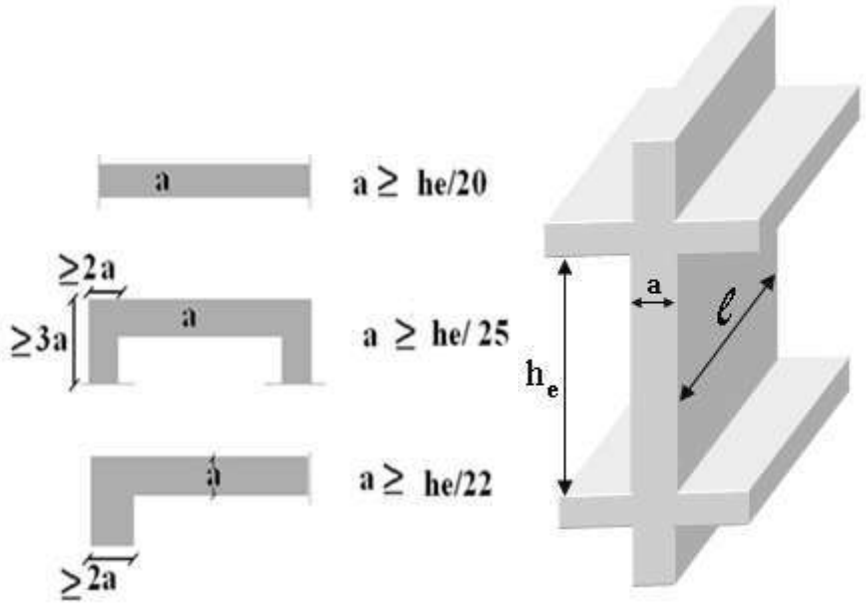


Figure II.11 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Donc:

- **h_e=** 3.74-0.35=3.39m.
- **a ≥**MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥MAX (15 cm ; 13.56 cm;15.40 cm;16.95 cm)

a ≥16.95 cm on adopte : **a =18 cm**

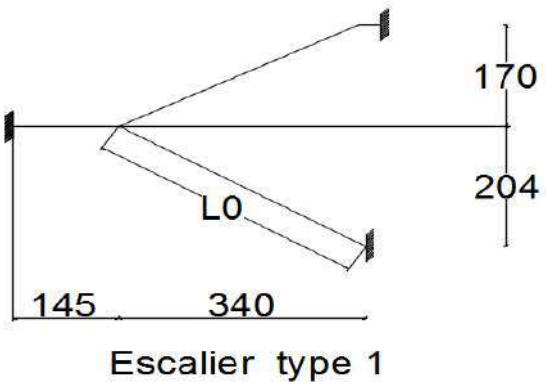
Pour les voiles de sous-sol, ils servent comme un mur soutènement au sol et en même temps de contreventement. Ils sont encastrés sur les quatre côtés et ils travaillent comme une dalle pleine, leurs épaisseurs peuvent être modifiées par la suite.

➢ Pré dimensionnement d'escalier

1- Escalier type 1

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire :
  H = 2.04m
- Largeur de la marche : g = 30cm
- Hauteur de la contre marche : h = 17cm



Escalier type 1

Figure II .12 : Dimensions de l'escalier 1

➢ **Vérification de la formule de BLONDEL**

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 64cm. (c. vérifie)

➢ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

L=3.96+1.45

L=5.41

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

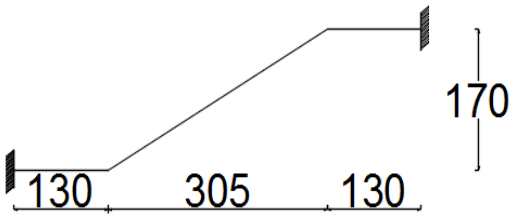
$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30}$ → 0.15 ≤ e ≤ 0.18

On adopte :**e = 15cm**

2- Escalier type 2

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire :
  H = 1.70
- Largeur de la marche : g = 30cm
- Hauteur de la contre marche : h = 17cm



Escalier type 2

Figure II .13 : Dimensions de l'escalier 2

➢ **Vérification de la formule de BLONDEL**

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 64cm. (c. vérifie)

➢ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

L=1.3+1.3+3.5L=6.10

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30}$ → 0.17 ≤ e ≤ 0.20

On adopte :**e = 18cm**

3- Escalier type 3

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire :
  H = 1.02m
- Largeur de la marche : g = 30cm
- Hauteur de la contre marche : h = 17cm

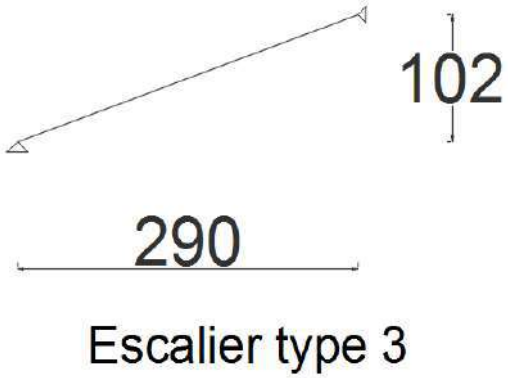


Figure II .14 : Dimensions de l'escalier 3

➢ **Vérification de la formule de BLONDEL**

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 64cm. (c. vérifie)

➢ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

L=3.07

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30}$ → 0.08 ≤ e ≤ 0.10

On adopte :**e = 15cm**

Tribune de la salle de conférence

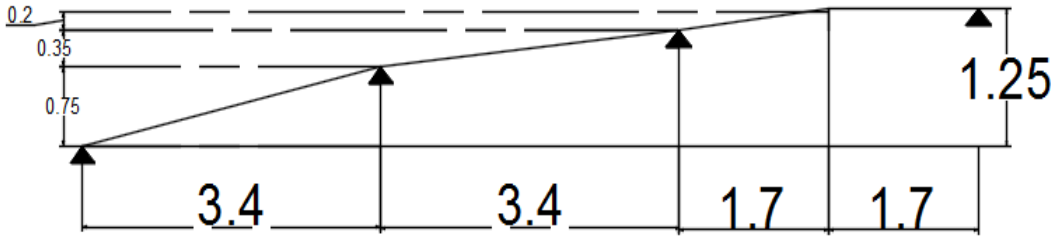


Figure II .15 : Dimensions des tribunes de la salle de conférence

Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier : H = 1.25m
- Largeur de la marche : g = 85cm
- Hauteur de la contre marche : h = 15cm

➢ **Vérification de la formule de BLONDEL**

60cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 64cm. (C.N. vérifie)

➢ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier**

L=3.48

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30}$ → 0.1 ≤ e ≤ 0.12

On adopte :**e = 20cm**

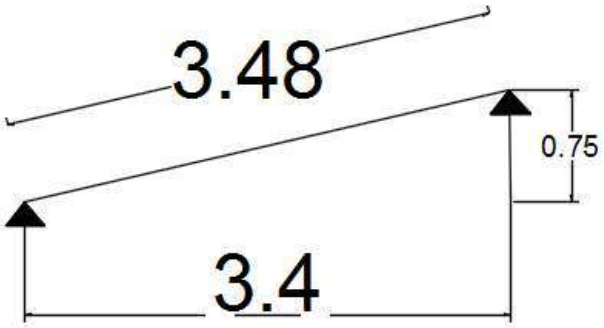


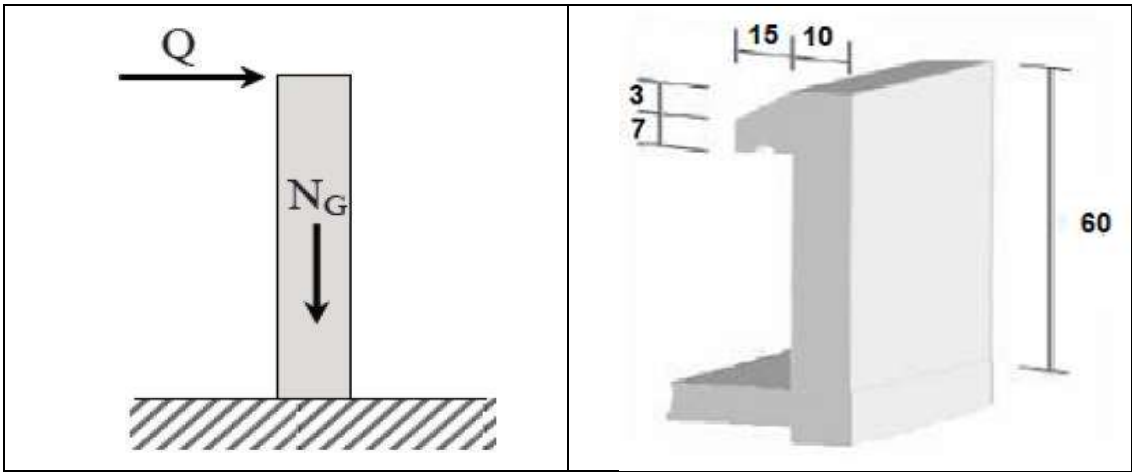
Figure II .16 : Dimensions de la travée plus longue des tribunes

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 120 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.



FigureIII.1 : L'acrotère

III.1.1 Charges permanentes et d'exploitations

Charge permanente G [KN/ml]	G = [(0.1*0.6)+(0.1*0.15)]*25 =1.875
charge d'exploitation Q [KN/ml]	Q= 1

Tableau III.1 : Les Charges

III.1.2. Calcul des efforts

	E.L.U	**E.L.S**
Effort normal : N (kN)	1.35G= 2.53	G=1.875
Effort tranchant : T (Kn)	1.5Q= 1.5	Q=1
Moment d'encastrement : M(kN.m)	1.5Q X 0.6=0.9	Q X 0.6=0.6

Tableau III.2 : Les Efforts

III.1.3. Calcul du ferraillage

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable.

Données			
f_{c28}	25 Mpa	**h**	10 Cm
f_{t28}	2.1 Mpa	**d**	7.5 Cm
f_e	400 Mpa	**c**	2.5 Cm
σ_{badm}	14.2 Mpa	**c'**	2.5 Cm
σ_{sadm}	347.82 Mpa	**b**	100 Cm

Tableau III.3 : Les données

III.1.3.a. À E L U

➢ Calcul de l'excentricité

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu}$ $\Longrightarrow$ $e_0 = 36$ cm

On a: $e_0 = 36\text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2.5$ cm

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. Alors on a une section partiellement comprimée.

➢ Calcul du moment de flexion

e: distance entre le point d'application de N et le centre des armatures tendues.

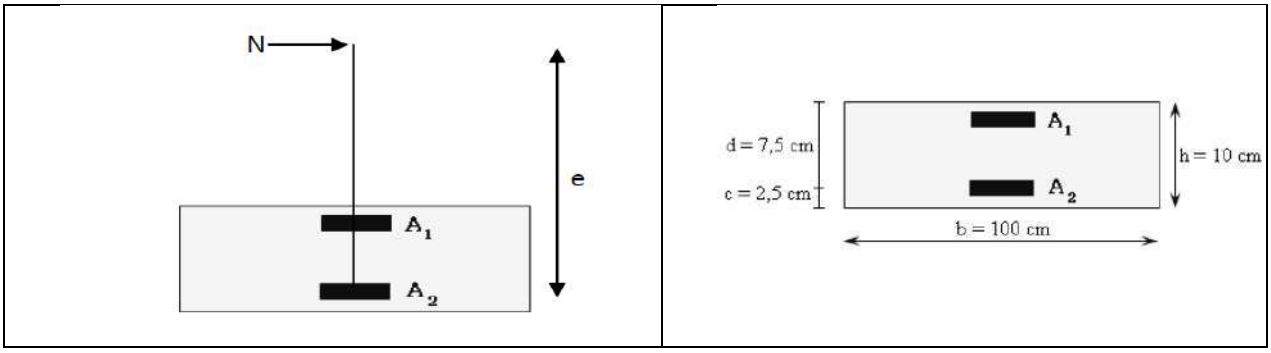


Figure III.2 : Section de B.A à l'E.L.U

$e = e_0 + (\frac{h}{2} - C) \Longrightarrow e = 0.385$ cm

$M1 = N * e \Longrightarrow M1 = 0.97$ kN.m

- **Calcul des armatures verticales**

Le calcul se fait en flexion simple

$\mu = \frac{Mf}{\sigma_{bc} c * b * d^2}$ $\mu = 0.012$ avec $\mu_l = 0.392$

$\mu_l > \mu \Longrightarrow$ section sans armature comprimée

$\Longrightarrow \begin{cases} \mu = 0.012 \ \beta = 0.994 \end{cases}$

$A_1' = 0$

$A_1 = \frac{Mf}{\overline{\sigma_s} * \beta * d} \Longrightarrow A_1 = 0.374$ cm²

$\sigma s = Fe / \gamma_s = 347.82$ Mpa

$A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_S} = 0.301$ cm²

& : $A' = A_1' \Longrightarrow A' = 0$ cm²

Donc :A=0.301 cm²

A'= 0

- **Condition de non fragilité**

$Amin = \frac{B}{1000} = \frac{10*100}{1000} = 1$ cm²

$Amin = 1 \text{ cm}^2 > A = 0.301 \ cm^2$

On adoptera : A = 4 HA 8 = 2.01 cm².

- **Armatures de répartition**

On a :

$\frac{A}{4} \leq A \leq \frac{A}{2} \Longrightarrow 0.50 \leq A_r \leq 1.005$

On prendra :A_r=3 HA 8 = 1.50 cm²

- **Espacement**

$S_t = \frac{100}{4}$= 25 cm ≤ S_{min} =min [3h=30 cm ;33 cm]=30 cm

$S_{rép} = \frac{100}{3}$ = 33 cm ≤ S_{min} =min [4h=40 cm ;45 cm]=40 cm

III.1.3.b. Vérification à l'E.L.S

Données

N_{ser} = 1.875 kN

M_{ser} = 0.6 kN.m

Calcul de l'excentricité

On a: $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.875}$ = 0.32 cm

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5$ cm < e_0 =32 cm

On doit vérifier l'inégalité ci-contre :$e_0 \geq \frac{I_G}{B_0 * \upsilon_2}$

B_0 = b*h +15 (A+A') =1030.15 cm²

$\upsilon_1 = \frac{1}{B} * [\frac{B*h^2}{2} + 15\ (A' * c + A * d)]$ =5.073 cm

υ_2 = h- $\upsilon_1 \upsilon_2$= 10 - 5.073 =4.927 cm

I = $\frac{b}{3}$ ($\upsilon_1^{3+}\upsilon_2^3$)+ 15 [A(υ_2 -c)²+ A'(υ_1 -c')²] ⟹ I= 8513.43 cm⁴

Alors : $\frac{I_G}{B_0 * \upsilon_2}$ = 1,677 cm.

Donc :e_0 = 32 cm > $\frac{I_G}{B_0 * \upsilon_2}$= 1.677cm

Alors : on a une section partiellement comprimée.

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

Il faut vérifier que: (fissuration préjudiciable)

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Ou : σ_b = k*$y_1$aveck=$\frac{N_{ser}}{S_{G'}}$ σ_s= 15 k (d-y)

On va calculer y2 à l'aide de l'équation suivante:

y_2^3+ py_2 + q = 0

y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre

$p= -3\ c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d) + \frac{90A}{b}(d - c)$

$q = -2\ c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d) + \frac{90A}{b}(d - c)$

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -27cm < 0".

- **Application numérique**

$p= -2124.58\ cm^2$

$q= 39428.41\ cm^2$

Donc l'équation devient: y_2^3 - 2124.58 y_2 + 39428.41 = 0

$\Delta = q^2 + \frac{4\,p^4}{27} = 133856617.1 \Longrightarrow \Delta > 0$

$\Delta > 0 \Longrightarrow$ Une solution réelle et deux imaginaires

La solution réelle est :

$t = 0.5\ (\sqrt{\Delta} - q) = -13929.38$

$z= t^{1/3} = -24.06$

et donc :$y_1=z- \frac{P}{3z} = 53.49$ cm

Une fois la position de l'axe neutre y_1 déterminée, on vérifiera ;

$\sigma_b = k y_1 \leq \bar{\sigma}_b$ 1

$\sigma_s' = 15\ k(y_1 - c') \leq \bar{\sigma}_s$.....2

Avec :

$k= \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$& $S_{G'} = \frac{b y_1^2}{2} + 15A'(y_1 - c') - 15A(d - y_1)$

$S_{G'}= 14.22\ cm^3$

K= 0.013 N/mm^3

σ_b =0.71 Mpa $\leq \bar{\sigma}_b = 15Mpa$ …. .1 C.V ⟹

$\sigma_s^{'}$ = 25.05 Mpa $\leq \bar{\sigma}_s = Min\left[\frac{2}{3}f_e = 333.33\ Mpa\ ; 1100\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\ Mpa\right]$

$\sigma_s^{'}$ = 25.05 Mpa $\leq \bar{\sigma}_s = 201.63\ Mpa$ .....2 ⟹ C.V

Donc on adoptera les sections calculées à l'E.L.U.

III.1.4. Vérification de l'effort tranchant

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à :

$F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$ = -11.83 KN

F< 0 → Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, Donc pas de vérification à faire.

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

- Fp = 4.A.Cp.Wp. ……(Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage , zone IIb)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A page 43 tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de langueur.

A=0.2 ; C_P= 0.8 ; W_P = 1.875 KN/ml

F_P = 4 * 0.2 * 0.8 * 1.875 = 1.2 KN $< T = 1.5\ KN$ …….. C.V

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

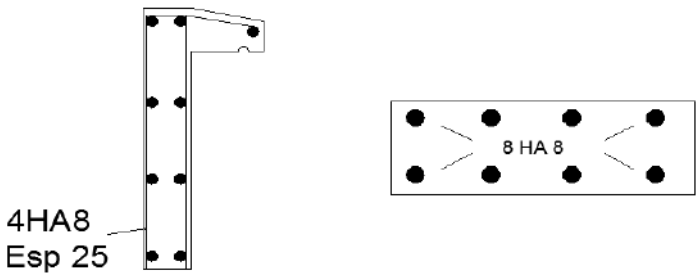


Figure: III.3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'administration, il est constitué de:

- ✓ Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- ✓ Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- ✓ Une dalle de compression supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- ✓ La dalle de compression.
- ✓ Les poutrelles.

III.2.a. La dalle de compression

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage. La table de compression a une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

- ✓ Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20 cm
- ✓ Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm
- ✓ La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par

$$At \geq \frac{200}{fe} (l \leq 5m)$$

Avec :

- **L :** espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- **f_e :** nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- **A_t**: Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

50cm ≤ (L=65cm) ≤ 65cm ⇒At≥ 0.38 cm² /m.l

➢ La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$Al \geq \frac{0.38}{2} = 0.19 \text{ cm}^2/\text{m.l}$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé : TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cm x 20 cm.

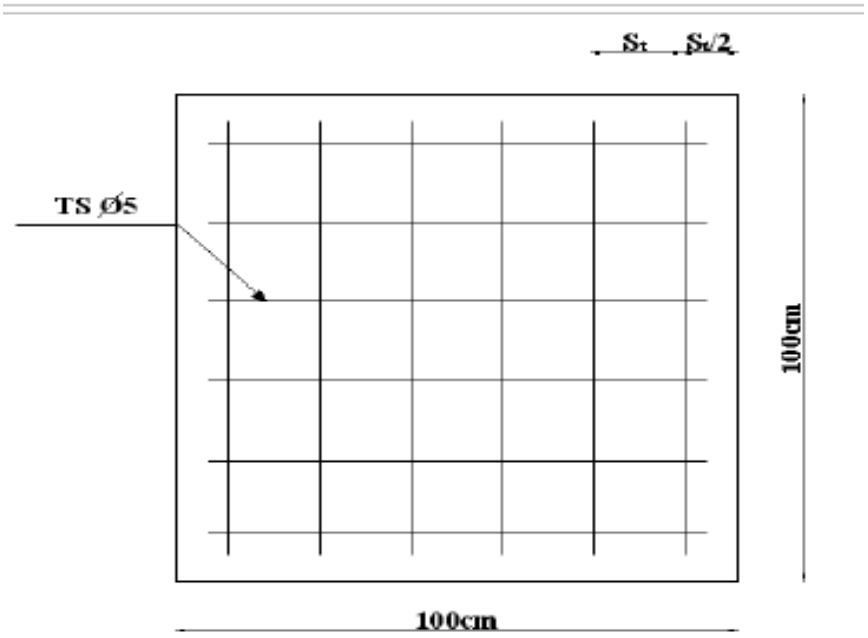


Figure III.4: disposition constructive des armatures de la table de compression

III.2.b. Les poutrelles

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,65*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

❖ Avant coulage

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes :

- ➢ son poids propre.
- ➢ le poids de corps creux (entrevous).
- ➢ une charge concentrée à son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5*L) kN, qui représente le poids d'un ouvrier.

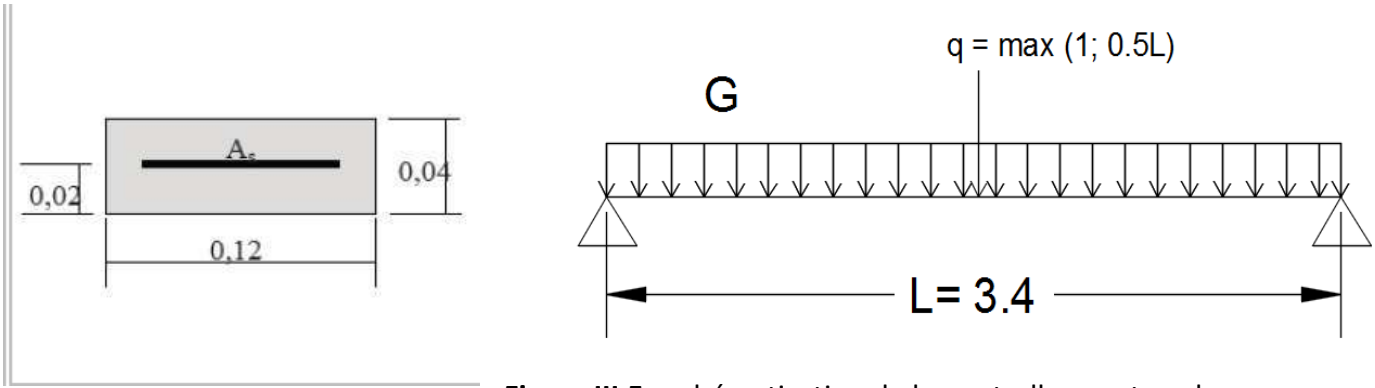


Figure III.5 : schématisation de la poutrelle avant coulage

Le tableau suivant regroupe les charges pour une section de 12*4 cm²

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
3.40	1.70	Poids de poutrelle	Poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Tableau III.4 : les charges de la poutrelle avant collage

Le calcul en flexion simple nous donne

MG(KN.m**)**	**MQ(**KN.m**)**	**MU(**KN.m**)**
$\frac{Gl^2}{8}$ =1.11	$\frac{Ql}{4}$ =1.44	1.35MG+1.5MQ=3.65

Tableau III.5: Calcul des moments

$\mu=\frac{Mu}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{3.65\ X\ 1000}{14.2\ X\ 12\ X\ 2^2} = 5.36 >> \mu_l = 0.392$

Cette valeur de μ=5.36 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

- **Calcul des étaiements**

$f = \frac{2.05 \times (1.35\ G + 1.5\ Q) \times l^4}{384 \times E \times I}$ pour la poutre continue

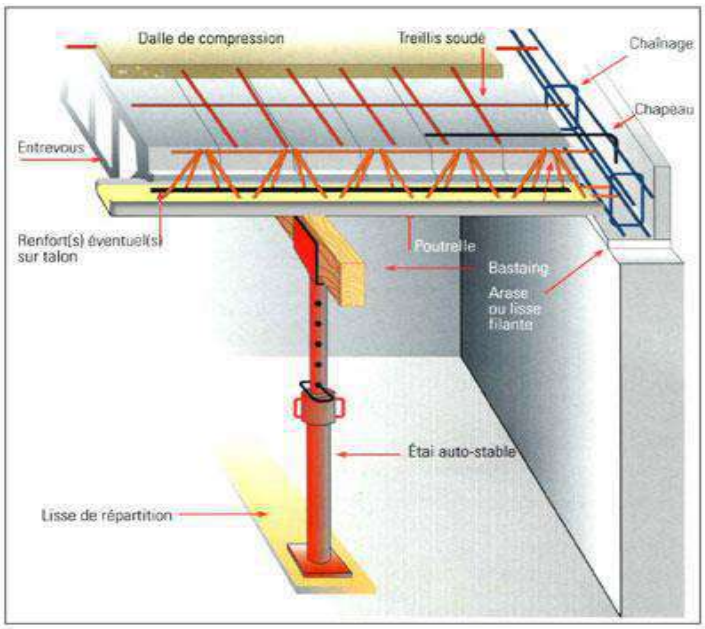
$\overline{f} = \frac{L}{1000} + 0.5\ cm$ pour L > 5 m

$\overline{f} = \frac{L}{500}$ pour L <5 m

Nbre des étaiments	G(kN/ml)	Q(KN/ml)	1.35G+1.5Q (KN/ml)	L(mm)	f(mm)	$\overline{f}$(mm)	$\overline{f} < f$
0	0.77	1.7	3.58	3400	124.40	6.8	non
1		1	2.53	1700	5.50	3.4	non
2			2.53	1133.3	1.09	2.26	oui

Tableau III.6 : Détermination le nombre des étaiements

On place **2** étaiements à une distance **L=1 m**.



FigureIII.6: disposition des étaiements

❖ Calcul des poutrelles après le coulage

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue. Trois types de poutres continues sont à envisager :

- ❖ Poutrelle à 2 travées.
- ❖ Poutrelle à 3 travées.
- ❖ Poutrelle à 4 travées.

Exposé de la méthode forfaitaire

Condition d'application

- La charge d'exploitation Q ≤ $\begin{cases} 2G \\ 5\ KN/m^2 \end{cases}$
- le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.
- Le rapport entre les travées successives est compris entre **0.80** et **1.25**
- La fissuration est peu nuisible.

Evaluation forfaitaire des moments fléchissant

M0 : moment isostatique.
Mt : moment en travée.
Ma : moment a l'appui.
Mw: moment en valeur absolue sur l'appui de gauche.
Me : moment en valeur absolue sur l'appui de droite.

Evaluation forfaitaire de l'effort tranchant :

Tw= T0 + (Mw-Me)/L = PL/2 + (Mw–Me)/L

Te= –T0 + (Mw – Me)/L = –PL/2 + (Mw-Me)/L

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq Max \begin{cases} 1.05\ M_0 \\ (1+0.2\alpha)M_0 \end{cases}$$

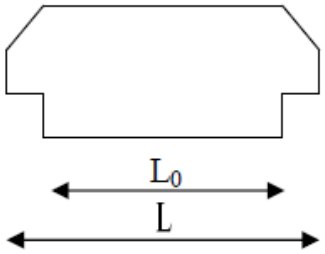
$$M_t \geq \begin{cases} [(1.2+0.3\alpha)/2] \times M_0 & (Pour\ les\ travées\ de\ rives) \\ [(1+0.3\alpha)/2] \times M_0 & (pour\ les\ travées\ intermédiaires) \end{cases}$$

$$M_a = \begin{cases} 0.6M_0 & (\ pour\ les\ poutres\ à\ 2\ travées) \\ 0.5M_0 & (\ appuis\ voisins\ des\ appuis\ de\ rive) \\ 0.4M_0 & (\ pour\ les\ appuis\ intermédiaires) \\ 0.2M_0 & (pour\ les\ appuis\ de\ rive) \end{cases}$$

III.2.b.1 Dimensionnement des poutrelles

B_0=L- L_0=65-53 =12cm

- B_0 : Largeur de la poutrelle.
- L et L_0 sont les dimensions du corps creux.



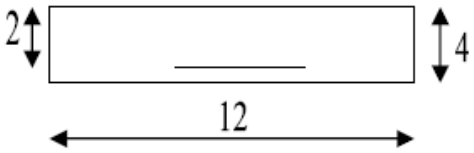


Figure III.7 : dimension de la poutrelle avant coulage de la table de compression

- **Charges et surcharges**

	G (kN/m²)	Q (kN/m²)	P_u (kN/m)	P_{ser} (kN/m)
Plancher terrasse	6.45×0.65 **=4.19**	1×0.65 **=0.65**	**6.63**	**4.84**
Plancher courant (Habitation)	6.01×0.65 **= 3.91**	1.5×0.65 **=0.98**	**6.74**	**4.88**
Plancher de RDC (Administration)	6.01×0.65 **= 3.91**	2.5×0.65 **= 1.63**	**7.71**	**5.53**
			Max	

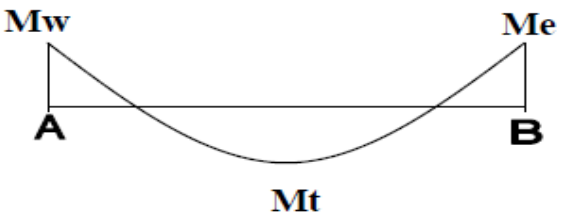
Tableau III.7 : Les charges et les surcharges après coulage.

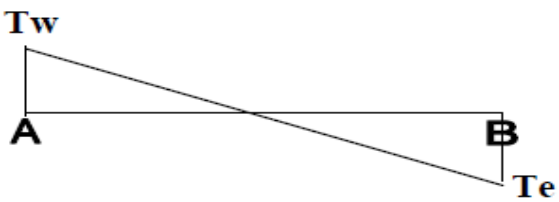
Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

- Q = (0.65×2.5)=1.63 ≤ (2×3.91)= 7.82KN/ml C.V
- I1 = I2 = I3= … =In C.V
- $0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25$ → 0.8 ≤ (3.40 /3 .40) = 1 ≤ 1.25 …… C.V
- La fissuration est peu nuisible …… C.V

Toutes les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifiées

Détermination des sollicitations à L'E.L.U et à L'E.L.S





Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

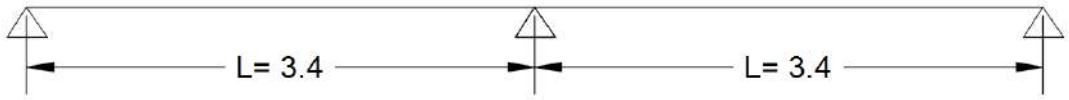
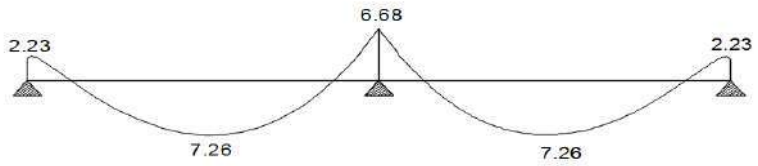
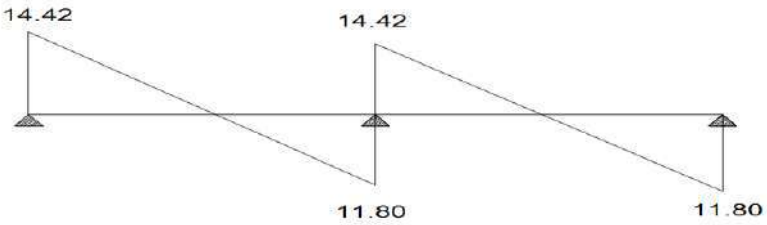
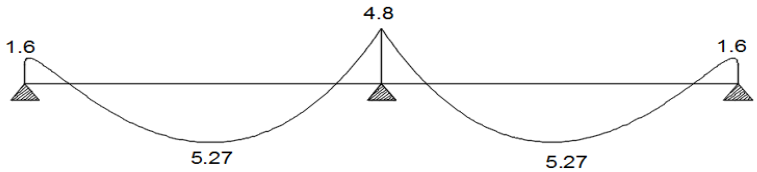
<table>
<tr><th colspan="7">Poutrelle à deux travées</th></tr>
<tr><td colspan="7">
</td></tr>
<tr><td>Etat</td><td>sollicitations</td><td colspan="5">valeurs</td></tr>
<tr><td rowspan="5">ELU</td><td>Moment d’appuis (kN.m)</td><td>-2.23</td><td></td><td>-6.68</td><td></td><td>-2.23</td></tr>
<tr><td>Moment en travée (kN.m)</td><td></td><td>7.26</td><td></td><td>7.26</td><td></td></tr>
<tr><td>Diagramme de moment</td><td colspan="5">
</td></tr>
<tr><td>Effort tranchant (kN)</td><td colspan="2">14.42</td><td>-11.80</td><td colspan="2">14.42</td><td>-11.80</td></tr>
<tr><td>Diagramme d’effort tranchant</td><td colspan="5">
</td></tr>
<tr><td rowspan="5">ELS</td><td>Moment d’appuis (kN.m)</td><td>-1.6</td><td></td><td>-4.8</td><td></td><td>-1.6</td></tr>
<tr><td>Moment en travée (kN.m)</td><td></td><td>5.27</td><td></td><td>5.27</td><td></td></tr>
<tr><td>Diagramme de moment</td><td colspan="5">
</td></tr>
<tr><td>Effort tranchant (kN)</td><td colspan="2">10.34</td><td>-8.46</td><td colspan="2">8.46</td><td>-10.34</td></tr>
</table>

Tableau III.8: calcul des sollicitations de poutrelle à2 travées

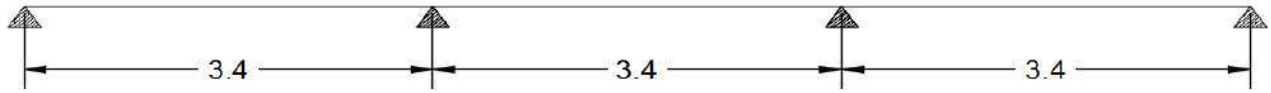
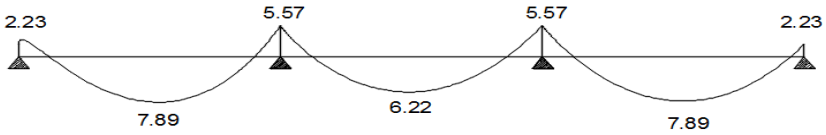
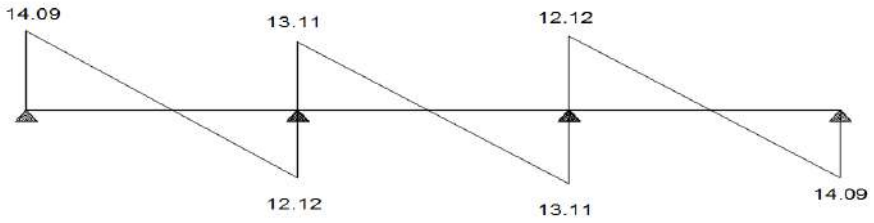
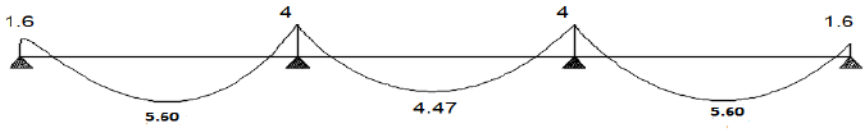
Poutrelle à trois travées							
							
Etat	**sollicitations**	**Valeurs**					
ELU	**Moment d'appuis (kN.m)**	-2.23		-5.57		-5.57		-2.23
	Moment en travée (kN.m)		7.89		6.22		7.89	
	Diagramme de moment							
	Effort tranchant (kN)	14.09	-12.12	13.11	-13.11	12.12	-14.09	
	Diagramme d'effort tranchant							
ELS	**Moment d'appuis (kN.m)**	-1.6		-4		-4		-1.6
	Moment en travée (kN.m)		5.60		4.47		5.60	
	Diagramme de moment							

Tableau III.9: calcul des sollicitations de poutrelle à 3 travées

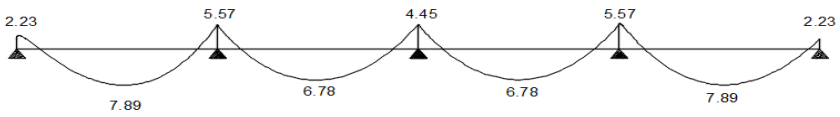
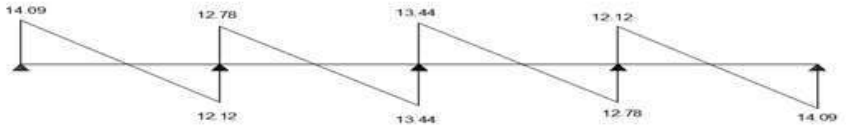
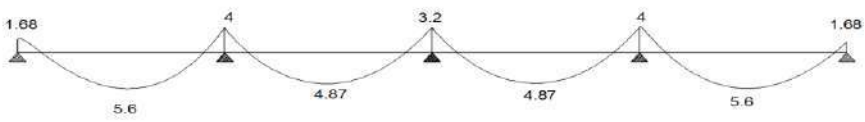
Poutrelle àquatre travées									
									
Etat	**sollicitations**	**Valeurs**							
ELU	**Moment d'appuis (kN.m)**	-2.23		-5.57		-4.45		-5.57		-2.23
	Moment en travée (kN.m)		7.89		6.78		6.78		7.89	-2.23
	Diagramme de moment									
	Effort tranchant (kN)	14.09	-12.12	12.78	-13.44	13.44	-12.70	12.12	-14.09	
	Diagramme d'effort tranchant									
ELS	**Moment d'appuis (kN.m)**	-1.68		-4		-3.2		-4		-1.68
	Moment en travée (kN.m)		5.6		4.87		4.87		5.6	
	Diagramme de moment									

Tableau III.10: calcul des sollicitations de poutrelle à 4 travées

Récapitulations

D'après ce qui précède, les sollicitations max en travée et en appuis sont :

	ELU			ELS		
	M_{au}(kN.m)	M_{tu} (kN.m)	T_u (KN)	$M_{a\ ser}$ (KN.m)	$M_{t\ ser}$ (kN.m)	T_{ser} (kN)
Sollicitations	-6.68	7.89	14.42	-4.80	5.60	10.34
référence	Poutrelle à 2 travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 2travées	Poutrelle à 3 travées	Poutrelle à 3travées	Poutrelle à 2 travées

Tableau III.11 : Récapitulations des efforts internes

III.2.b.2 Calcul du ferraillage

Armatures longitudinales

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.
- Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

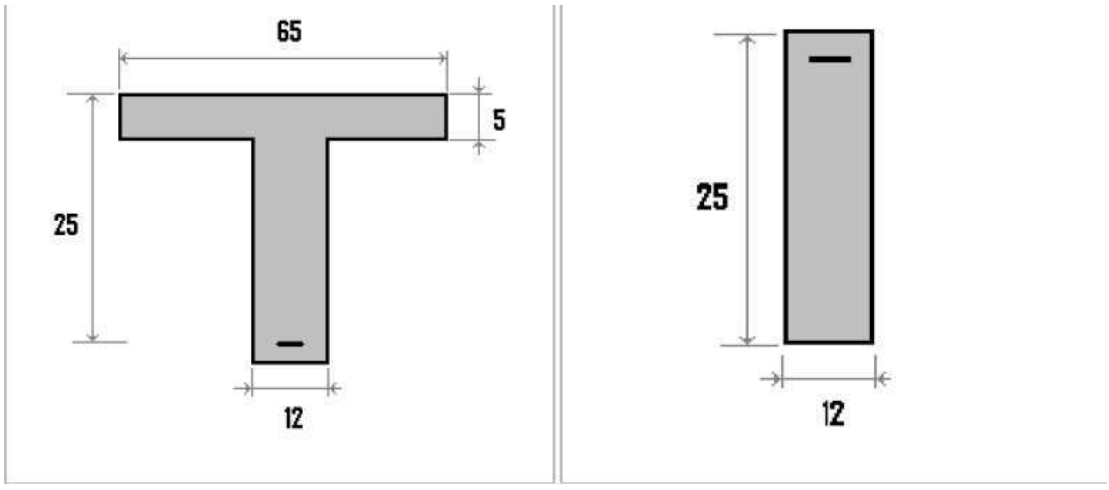


Figure III.8: les sections considérées pour le calcul des ferraillages. En travée (à gauche); En appui (à droite) fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

- **Position de l'axe neutre**

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \times h_0 \overline{\sigma_b} \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

Avec :

b = 65cm **h_0=** 4cm **b_0=**12cm **d=**18cm

$\overline{\sigma_b}$ = 14.2Mpaσ_s = 348Mpa**FeE**400 Mpa**c=** 2cm

Donc :

M_0 = 59.07 **>M_t**(max)= 7.89 **(KN.m)**

D'où : l'axe neutre passe par la table de compression,

le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)= (65×20) cm² en flexion simple.

1) **A L'ELU**

Si : $\mu \leq \mu_l \rightarrow$ A' = 0 tel que :$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} \leq \mu_l$=0.392 ; A=$\frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s}$

	Mu (KN.m)	**μ**	**β**	**A**	**$A_{adobté}$ (cm2)**	**A'**
En travée	7.89	0.026	0.999	1.26	2.26	0
En appuis	6.68	0.121	0.936	1.13	1.13	0

Tableau III.12 : ferraillage des poutrelles

EscapementS_t

$S_t \leq$ Min $\begin{cases} 0.9d \\ 40cm \end{cases} \Rightarrow (16.2 ; 40)$ donc : S_t = 15Cm

A L'ELS

	M_{ser}	**$\sigma_{b\,adm}$**	**Y_1**	**I_G**	**K**	**σ_b**	**$\sigma_b < \sigma_{b\,adm}$**
Travée	5.60	15	3.84	8024.04	0.690	2.68	oui
Appuis	-4.80	15	5.85	3303	0.145	8.48	oui

Tableau III.13 :vérification à l'E.L.S

Après avoir fait les calculs nécessaires en flexion simple, les résultats sont :

Section d'armature	En travée	Aux appuis
	2HA12	1HA12

Tableau III.14: ferraillages longitudinaux des poutrelles

Armatures transversales

Diamètre des armatures transversales Øt

$\emptyset_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35} ; \emptyset_l ; \frac{b_0}{10}\right\} = \{5.71; 12; 12\}$ mm $\Rightarrow \emptyset_t \leq 6$ (mm)

on prend : $\phi_t = 6$ mm $\Rightarrow \frac{\pi \emptyset^2 t}{4} = 28.27$ mm²

at: section d'une barre;

nt: nombre des barres ;

$a_t = 0.28$ cm² et nt=2 =>$A_t = a_t$ nt= 0.56 cm².

A transversales	Espacement
2Ø5	15 cm

Tableau III.15: les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

III.2.b.3 Vérification de contrainte de cisaillement

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

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{V_{u\,max}}{b_0 \times d} = \frac{14.42 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.66$ **MPA**

La fissuration est peu nuisible : $\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPA}\right]$

$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33$ Mpa

Donc :$\boldsymbol{\tau_u}$ =0.66 Mpa< 3.33 Mpa**(C.V)**

III.2.b.4 Vérifications préliminaires de la flèche

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Condition	Formule	Vérification
1ere condition	$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0.058 > 0.04$	C.V
2eme condition	$\frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow 0.01 < 0.009$	C.N.V

Tableau III.16 : vérificationspréliminaires de la flèche des poutrelles

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

Évaluation détaillée de la flèche

L= 3.40< 5 m$\Rightarrow$ $\overline{f} = \frac{L}{500}$

L(m)	β	α	I (cm^4)	f(m)	$\overline{f}$	$f \leq \overline{f}$
3.40	0.184	0.2	15452.05	0.19	0.68	C.V

Figure III.17 : vérification de la flèche

La flèche est vérifiée, et on va adopter le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

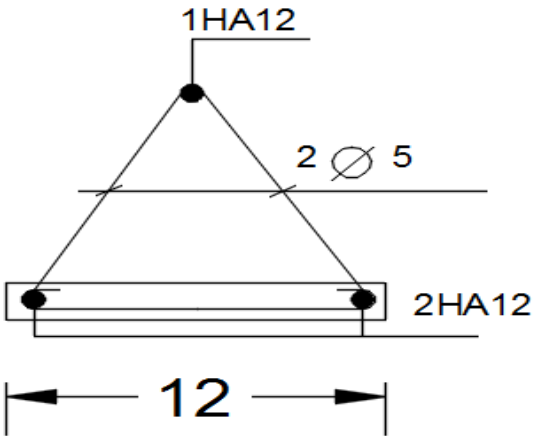


Figure III.9 : ferraillage des poutrelles

III.3. Les dalles pleines

Les dalles pleines sont des pièces planes et minces, dont la longueur et la largeur sont très grande par rapport à l'épaisseur, elles peuvent être reposantes sur 2, 3 ou 4 appuis.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, Pour ce bâtiment, on distingue 1 types de dalles pleines:
Dalles pleines, rectangulaires, sur 4 appuis de 3.4*9 m²

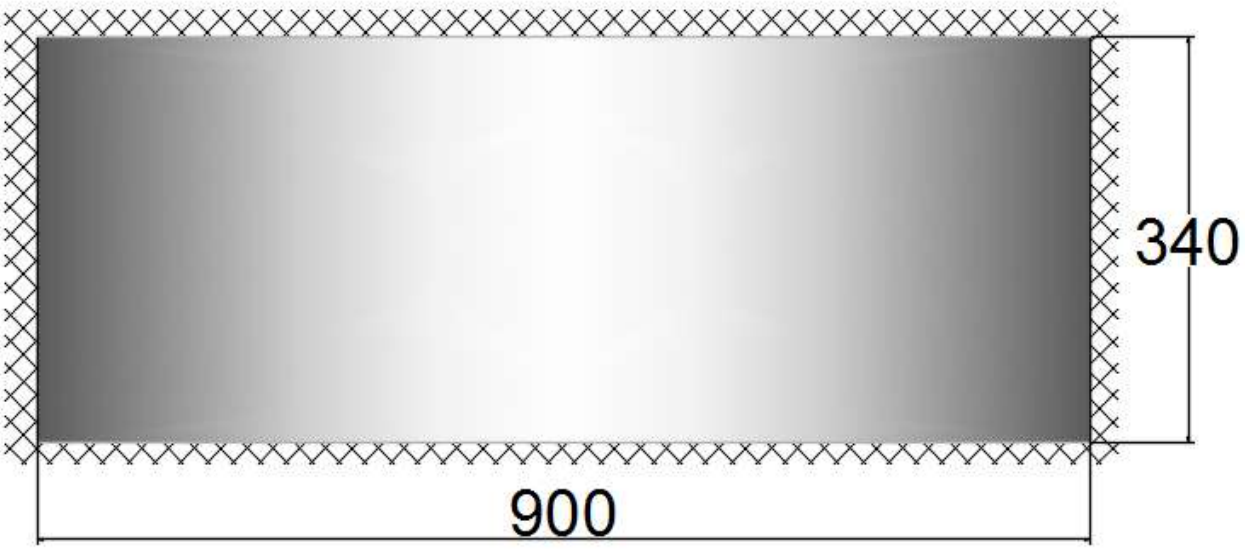


Figure III.10: dalles pleine sur 4 appuis (Les dimensions sont prises entre axe)

III.3. a. Pré -dimensionnement

L'épaisseur sera: $^{l}/_{35} \leq e \leq {}^{l}/_{30}$

$\Rightarrow 22.5 \leq \mathbf{e} \leq 20$

On adopte **e** =20 cm

III.3. b. Calcul des actions

Les résultats de calcul sont :

	G	Q	P
E.L.U	8.16	4	17.01
E.L.S			12.16

Tableau III.18: les actions sur la dalle

III.3. c. Calcul du ferraillage

- **Q=** 4 < Min $\{2\times8.16\ ;5\}$ $\Longrightarrow$Donc la méthode forfaitaire est applicable.
- $\frac{l_x}{l_y}$ **=** $\frac{3.4}{9}$ **=** 0.37<0.4$\Longrightarrow$La dalle travaille suivant une seule direction.

On adopte $\emptyset = 14\ mm$

$\Longrightarrow$ **c**= 20+ $\frac{14}{2}$ **=**27 mmet **d**= 200-27 = 173mm

	M_0	M_u	μ	β	A (cm²)	A_{final} (cm²)	S_t (cm²)
Travée	24.58	19.66	0.046	0.975	3.34	5HA110 = 3.92	25
appuis		12.29	0.028	0.986	2.07	5HA8= 2.31	25

Tableau III.19 : Ferraillage de la dalle pleine.

$$\left[\ \boldsymbol{M_t} = \frac{ql_x^2}{10} = 0.8\ M_0\ \right]\left[\ \boldsymbol{M_a} = -\frac{ql_x^2}{16} = -0.5\ M_0\ \right]\left[\ \boldsymbol{M_0} = \frac{ql_x^2}{8}\ \right]$$

Armatures de répartition

- $\boldsymbol{A_{rep} > \frac{A}{4}}$
- $\emptyset_{rep} \leq \emptyset$
- $\boldsymbol{S_t}$ ≤ Min [4h et 45 cm] dans le cas des charges uniformément réparties

A_{rep}	A_{min} (cm²)	A choisis (cm²)	$\emptyset_{rep}$ (mm)	S_t
0.84	2	5HA8= 2.31	8	25

Tableau III.20 : Ferraillage de la dalle pleine.

- **Vérification à l'E.L.S**

La fissuration est peu nuisible :

	M_{ser}(KN.m)	Y (cm)	I_G (cm^4)	K (N/cm^3)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	Vérification
Entravée	14.05	4.45	12646	1.10	4.92	15	C.V
Enappuis	8.78	2.98	7249.3	1.21	3.60	15	C.V

Tableau III.21 : Vérification à l'E.L.S

III.3. d. Vérification au cisaillement

- $\tau_m = \frac{V}{b_0 \times d}$

- $\bar{\tau} = {}^{0.07\ fc28}/_{\sigma b}$
- τu= Tu bd
- Te= $\frac{-PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$
- T_w= $\frac{-PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$

fc28	$\bar{\tau}$	P_u	T_e	T_w	τu	$\bar{\tau}$	Vérification
25	1.75	17.01	-28.91	28.91	0.167	1.16	C.V

Tableau III.22 :Vérification au cisaillement

Donc le béton seul pourra équilibrer l'effort tranchant.

Vérifications préliminaires de la flèche

1ere condition			2eme condition		
${}^{h}/_{l}$	${}^{M_t}/_{20M_0}$	${}^{h}/_{l} > {}^{M_t}/_{20M_0}$	$\rho = {}^{A_t}/_{(b_0 \times d)}$	${}^{2}/_{fe}$	$\rho \leq {}^{2}/_{fe}$
0.058	0.04	Oui	0.13x 10^{-3}	5 x 10^{-3}	Oui

Tableau III.23 : Vérification de flèche de la dalle

Donc : l'Etat Limite d'ouverture des fissures est vérifié pour le cas de la dalle pleine.

III.4. Les balcons

III.4. a. Introduction

Notre ouvrage comporte un balcon de trois appuis, assimilée à une console de portée 1,30m. Le balcon se calcule comme une console soumise à:

- Son poids propre.
- La charge d'exploitation.

Le calcul se fait pour une bande de 1m. Epaisseur de balcon:

$$e \geq \frac{l}{10} = \frac{130}{10} = 13\ cm$$

On prend: e=15cm

Schéma statique

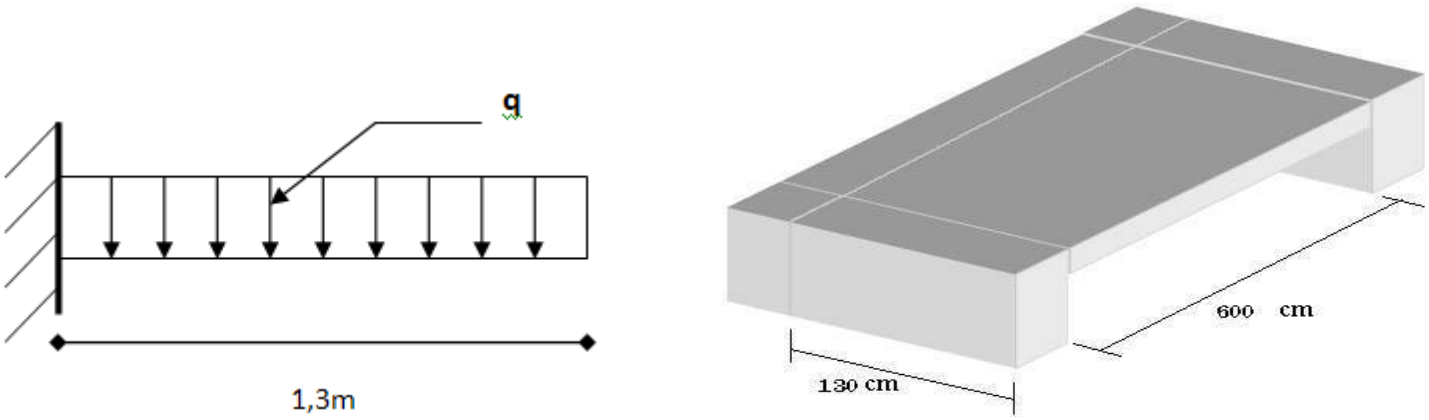


Figure III.11 :schémas statiques du balcon

III.4. b. Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

	La formule	ELU	ELS
Moment fléchissant (kN.m)	M (x) = - $\left(\frac{q}{2}x^2\right)$	10.44	7.41
Effort tranchant T (kN)	T (x) = qx	16.06	11.40

Tableau III.24 : Calcul des efforts internes

III.4. c. Calcul de ferraillage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

M_u	μ	$\mu < \mu_l$	A'_s	β	$A_{calculé}$	Choix	S_t
10.44	0.043	Oui	0	0.978	2.35 cm²	5HA10 3.92 cm²	25 cm

Tableau III.25 : Ferraillage du balcon

Espacement

- $S_t \leq$ Min $\{ \ 3h \ ; \ 33\ cm \}$

Donc $S_t \leq 33$ cm

Armatures de répartitions :

$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.98 \leq A_r \leq 1.92 \Rightarrow A_r = 1.47$ cm²

On adopte : A = 5HA8 /ml $\Rightarrow A = 2.51$cm² avec $S_t = 25$cm

III.4. d .Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Avec:

- $\overline{\tau_u}$ =Min$\{0.1 f_{t28}; 4\ Mpa\}$(Fissuration préjudiciable).

→= 2.5 Mpa

- $\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{b \times d}$= 0.12 Mpa

- $\tau_u < \overline{\tau_u}$Condition vérifié

- **Vérification de l'E.L. S**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

M_{ser} (KN.m)	A_S (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_b}$	σ_s (Mpa)	$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$
7.41	3.92	3.43	6076.94	4.18	oui	184.28	oui

Tableau III.26 : vérification à l'E.L.S

III.4. d. Vérification de la flèche

1ere condition			2eme condition		
h/l	$M_t/20M_0$	$h/l > M_t/20M_0$	$\rho = A_t/(b_0 \times d)$	$2/fe$	$\rho \leq 2/fe$
0.115	0.04	oui	2.90x 10^{-3}	5 x 10^{-3}	Oui

Tableau III.27 : Vérification de la flèche du balcon

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5Escalier

III.5.a.Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

Définition des éléments d'un escalier

- **La volée :**C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs. Une volée ne doit pas comporter moins de 3 marches ni plus de 20 à 22 marches.
- **Le palier:**C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse** : C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour :** C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- **La marche :** C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche :** C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement :** C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **Le collet :** C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du coté jour.
- **La foulée** : C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

H : Hauteur de la marche.
g *:* Largeur de la marche.
L *:* Longueur horizontale de la paillasse.
H : Hauteur verticale de la paillasse.

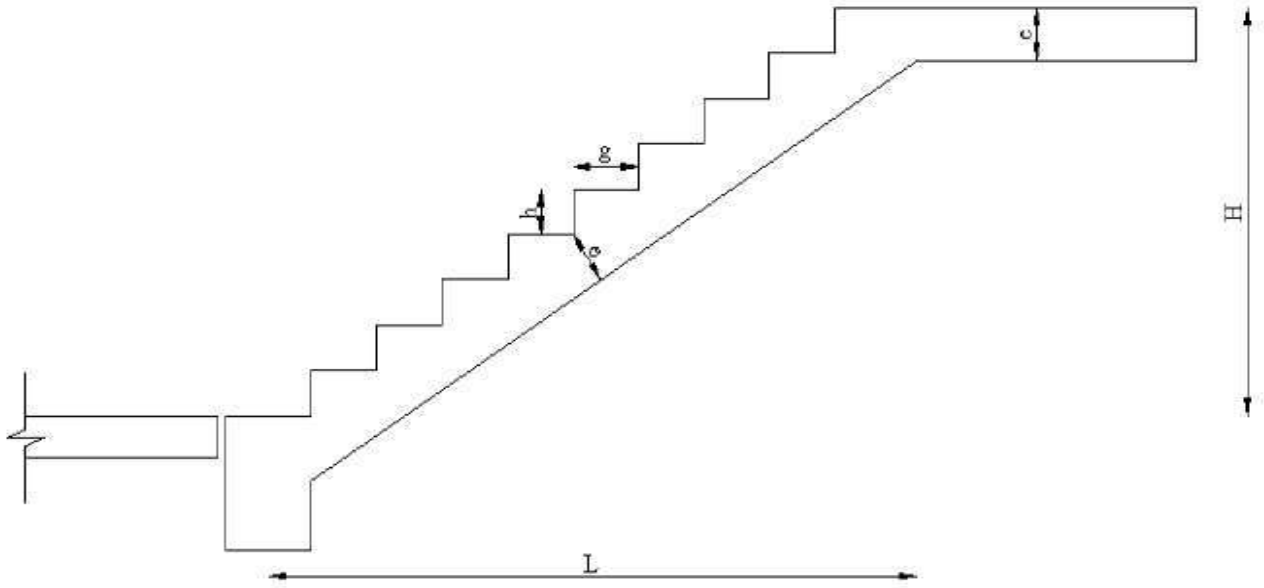


Figure III.12 : Dimensions de l'escalier

❖ **Gradins de la salle de conférence**

III.5.b. Détermination des efforts

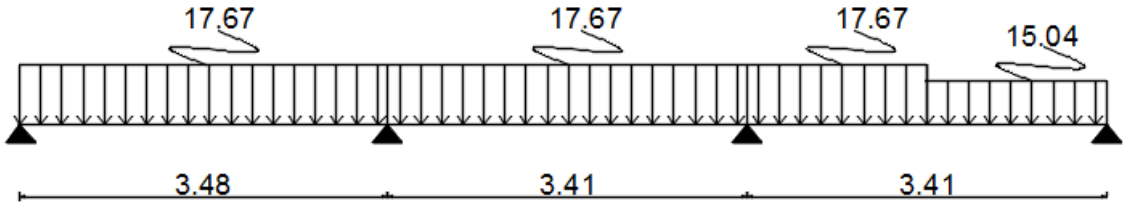
a) **A l'E.L. U :** P_u =1.35 G + 1.5 Q

b) **A l'E.L.S:** P_{ser} = G + Q

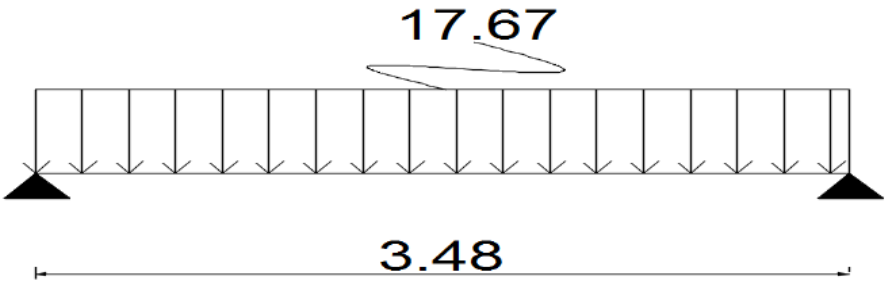
	E (cm)	G(KN/m²)	Q(KN/m²)	P_u(KN/m²)	P_{ser}(KN/m²)
Palier	20	6.7	4	15.04	10.7
Paillasse	20	8.65	4	17.67	12.65

Tableau III.28 :combinaisons des charges des gradins de la salle de conférence

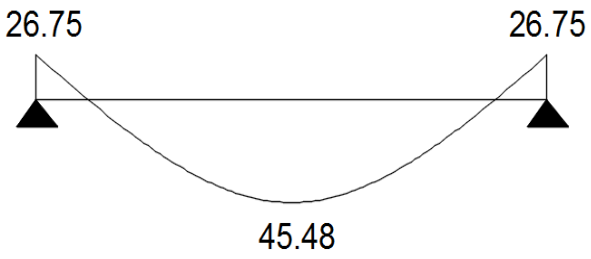
a) **A l'E.L.U**



On fait le calcul pour la travée la plus longue avec la charge maximale :



M_{umax} = 26.75 KN.m	M_{umax} = 45.48 KN.m	M_{umax}= 26.75 KN.m	V_{umax} = 30.75 KN	V_{umax} = 30.75 KN



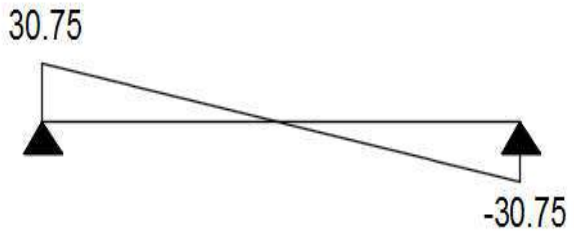
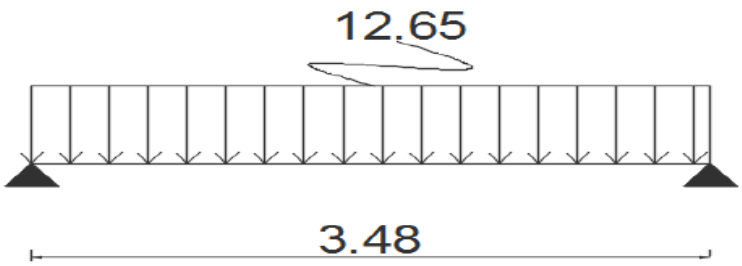


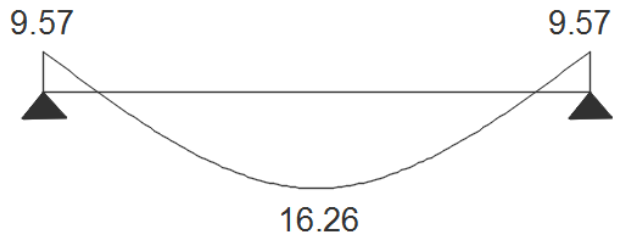
Figure III.13 : Schéma statique à l'E.L. U

b) A l'E.L.S

On fait le calcul pour la travée la plus longue avec la charge maximale :



M_{umax} = 26.75 KN.m	M_{umax} = 45.48 KN.m	M_{umax} = 26.75 KN.m	V_{umax}= 30.75 KN	V_{umax} = 30.75 KN



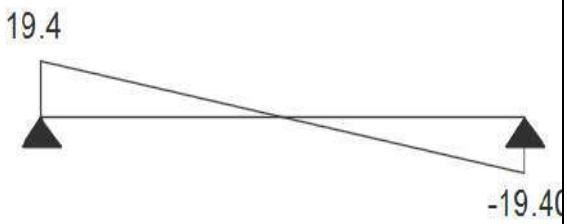


Figure III.14: Schéma statique à l'E.L.S

III.5.c Ferraillage

Béton	**f_{c28}(Mpa)**	**γ_b**	**σ_{bc} (Mpa)**	**C (cm)**
	25	1.5	14.16	2.5
	ft28 (MPa)	**b (cm)**	**H(cm)**	**D(cm)**
	2.1	100	20	17.5
Acier	**Fe (Mpa)**		**γ_s**	**σs (Mpa)**
	400		1.15	348

Tableau III.15: caractéristique de béton et acier

	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min}	A_{adopt} (cm²)
En travée	45.48	0.104	0.945	7.90	0	2	7HA12=7.92
En appuis	45.48	0.104	0.945	7.90	0	2	7HA12=7.92

Tableau III.30 : ferraillage des gradins

- **Vérification à l'E.L.S**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

	En travées	En appuis
A (cm²)	7.92	
M_{ser} (kN.m)	16.27	9.57
Y (cm)	50 y² + 15× A× y -15 Ad =0⟹ y= 5.36	
I (cm4)	17687.36	
$\bar{\sigma}_b$(MPa)	15	
σ_b(MPa)	4.93	
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Oui	

Tableau III.31 : vérification à l'E.L.S

III.5.d. Les armatures de répartition

	A_r(cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98$	4HA8=2.01 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98$	4HA8 = 2.01cm²

Tableau III.32 : calcul des armatures de répartitions

III.5.e. Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=30cm ≤ min[3h;33cm]=42cm	St=30cm ≤ min[4h;42cm]=42cm
En appuis	St=30cm ≤ min[3h;33cm]=42cm	St=30cm ≤ min[4h;42cm]=42cm

Tableau III.33: vérification de l'espacement

III.5.f. Vérification de l'effort tranchant

$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{V_u}{b_0 d}$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$\bar{\tau}_u$=Min$\left[0.2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right]$

V_u	τ_u(Mpa)	$\bar{\tau}_u$(Mpa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	Vérification
19.4	0.11	3.33	Oui	C.V

Tableau III.34 : vérification de l'effort tranchant

III.5.j. Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées :

$\frac{h}{L} \geq \frac{20}{348} \times \frac{M_t}{M_0} \Longrightarrow$ $0.057 \geq 0.04$ (C.V)

$\frac{A}{b_0 . d} \leq \frac{2}{f_e} \Longrightarrow$ $0.0004 < 0.004$ (C.V)

Donc la flèche est vérifiée

❖ Escalier type 01

	E (cm)	G(KN/m²)	Q(KN/m²)	P_u(KN/m²)	P_{ser}(KN/m²)
Palier	15	5.45	2.5	11.11	7.95
Paillasse	15	8.14	2.5	14.73	10.64

Tableau III.35 : Combinaison des charges d'escalier type 01

a) A l'E.L.U

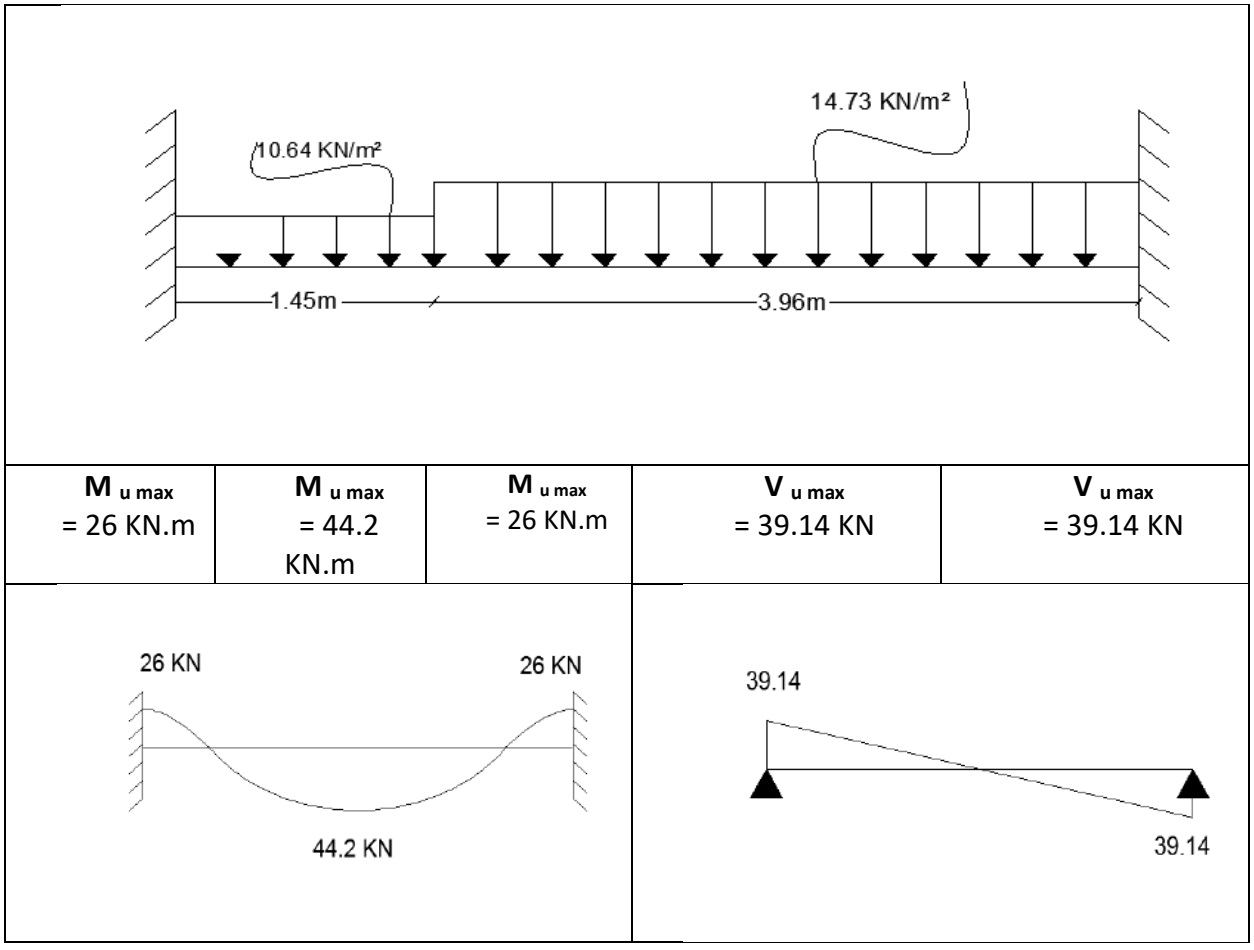


Figure III- 15 : Schéma statique à l'E.L.U

b) A l'E.L.S

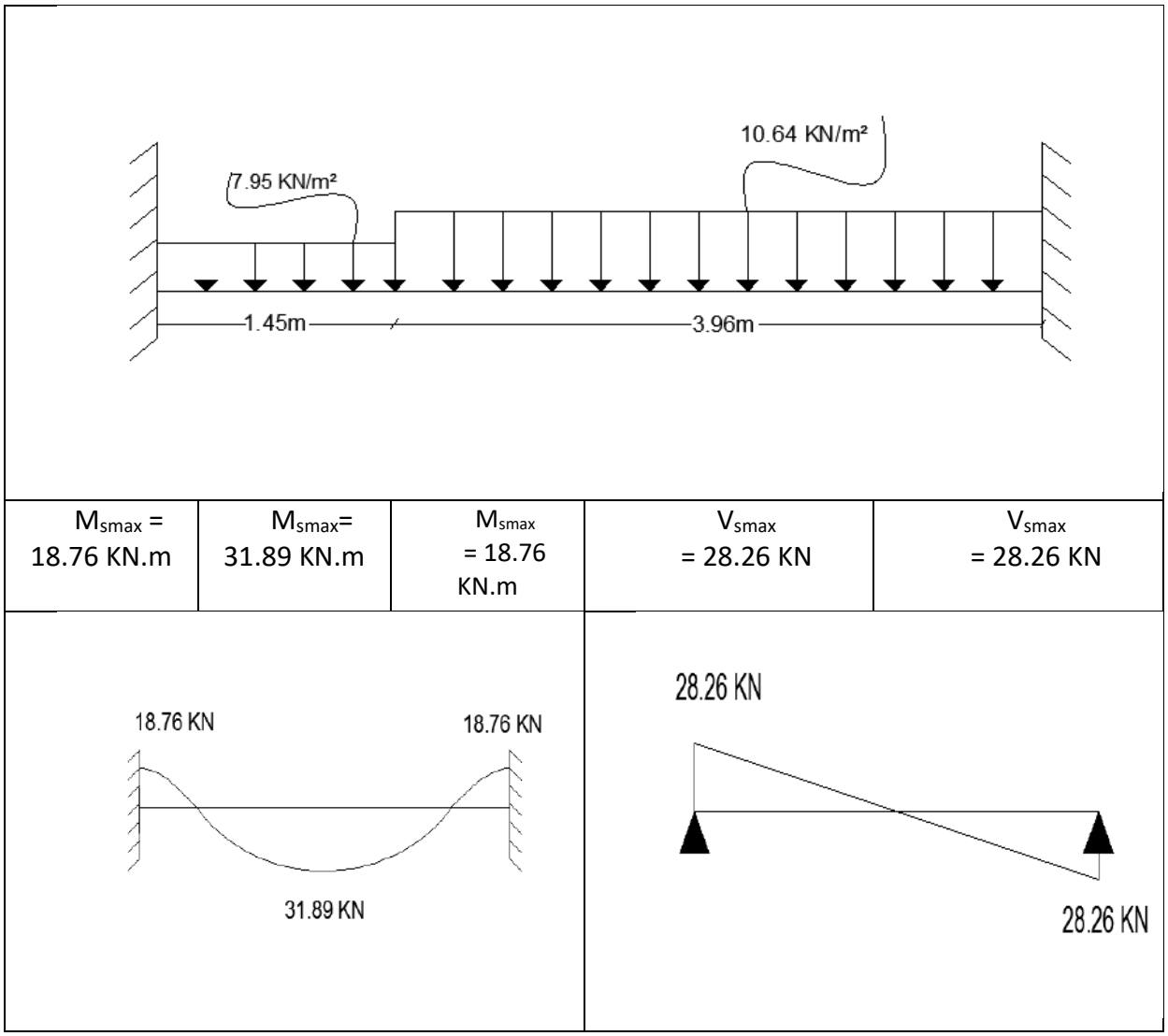


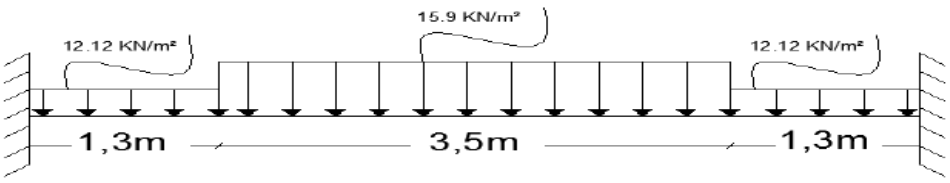
Figure III- 16: Schéma statique à l'E.L.S

❖ Escalier Type 02

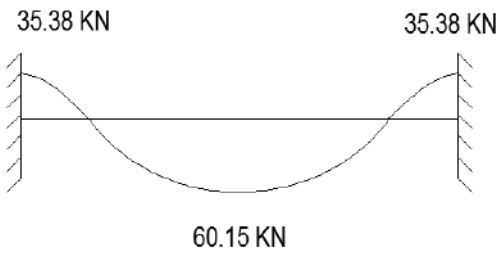
	E (cm)	G(KN/m²)	Q(KN/m²)	P_u(KN/m²)	P_{ser}(KN/m²)
Palier	18	6.20	2.5	12.12	8.7
Paillasse	18	9	2.5	15.9	11.5

Tableau III.36 : Combinaison des charges d'escalier type 02

a) A l'E.L.U



M_{umax} = 35.38 KN.m	M_{umax} = 60.15 KN.m	M_{umax} = 35.38 KN.m	V_{umax} = 27.82 KN	V_{umax} = 27.82 KN



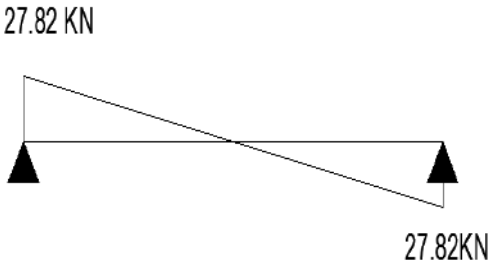
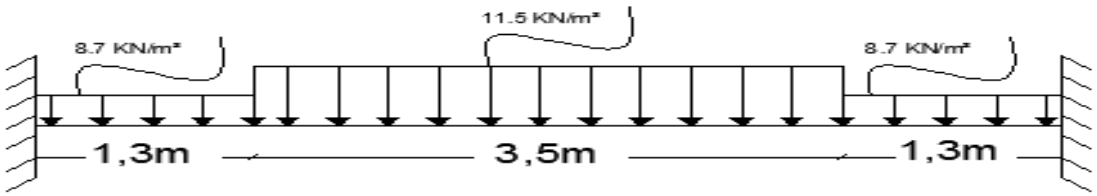
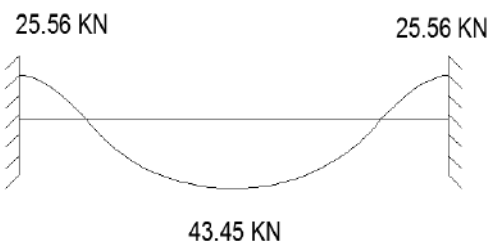


Figure III.17: Schéma statique à l'E.L.U

b) A l'E.L.S



$M_{u\,max}$ = 25.56KN.m	**$M_{u\,max}$** = 43.45 KN.m	**$M_{u\,max}$** = 25.56 KN.m	**$V_{u\,max}$** = 31.43 KN	**$V_{u\,max}$** = 31.43 KN



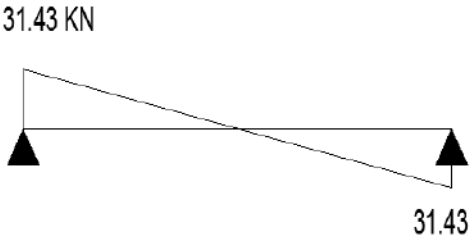


Figure III.18: Schéma statique à l'E.L.S

✓ **Ferraillage des escaliers**

Béton	**f_{c28}(Mpa)**	**γ_b**	**σ_{bc} (Mpa)**	**C (cm)**
	25	1.5	14.16	2.5
	ft28 (MPa)	**b (cm)**	**H(cm)**	**D(cm)**
	2.1	100	20	17.5
Acier	**Fe (Mpa)**		**γ_s**	**σs (Mpa)**
	400		1.15	348

Tableau III.37: les données

	Mu (KN.m)	**μ**	**β**	**A (cm²)**	**A' (cm²)**	**A_{adopt} (cm²)**
En travée	60.15	0.176	0.902	12.36	0	9HA14=13.85
En appuis	35.38	0.103	0.944	6.94	0	9HA14=13.85

Tableau III.38 : Calcul des sections d'acier de l'escalier

✓ **Condition de non fragilité**

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B*h}{1000}$

En travées: $A = 13.85\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100\ .\ 18}{1000} = 1.8\ cm^2$ **(C.V)**

En appuis : $A = 13.85\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100\ .\ 18}{1000} = 1.8\ cm^2$ **(C.V)**

✓ **Les armatures de répartition**

	A_r (cm²)	**On adopte**
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{13.85}{4} = 3.46$	5HA10=3.92 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{13.85}{4} = 3.46$	5HA10 = 3.92 cm²

Tableau III.39 : Les armatures de répartition

✓ **Vérification de l'espacement**

	Les armatures longitudinales	**Les armatures de répartitions**
En travée	St=12cm ≤ min[3h;33cm]=33cm	St=20cm ≤ min[4h;42cm]=42cm
En appuis	St=12cm ≤ min[3h;33cm]=33cm	St=20cm ≤min[4h;42cm]=42cm

Tableau III.40 : Vérification de l'espacement

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{27.82 .10^3}{1000 .15,5}$ = 0.179 MPa

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$\bar{\tau}_u$=Min $\left[0.2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b} \text{ = 3.33 MPa ; 5 MPa} \right]$ = 3.33MPa

τ_u = 0.179 MPa $<$ $\bar{\tau}_u$= MPa 3.33 MPa (C.V)

✓ **Vérification à l'E.L. S**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

$\bar{\sigma}_b$ = 0.6 .f_{c28}= 0,6 x 25= 15 MP

	En travées	En appuis
A (cm²)	13.85	
Mser (kN.m)	43.45	25.56
Y (cm)	50 y² + 15 X A X y -15 Ad =0 ⟹ y= 6.21	
I (cm4)	25912.44	
$\bar{\sigma}_b$(MPa)	15	
σ_b(MPa)	10.41	
$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	Oui	

Tableau III.41: Vérification à l'E.L.S

✓ **Vérification de la flèche**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions ci-après sont vérifiées :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0}$ $\Longrightarrow$ 0.051 ≥ 0.042 (C.V)

$\frac{A}{b_0 . d} \leq \frac{2}{f_e}$ $\Longrightarrow$ 0.0089 ≥ 0.005 (C.N.V)

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

- Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir :

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{L}{500} \text{..... Si} & L \leq 5m \\ \Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f} & \\ 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ ..... Si} & L \geq 5m \end{cases}$$

- Pour les flèches aux charges instantanées: $f_i = \frac{M_{ser}\ L^2}{10\ E_i\ I_{fi}}$

Avec :

$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ $\quad \lambda_i = \frac{0.05\ f_{c28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)}$ $\quad \rho = \frac{A}{b.d}$

$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1+\lambda_i\ \mu}$ μ = Max $\left[1 - \frac{1.75\ .f_{t28}}{4\ \rho\sigma_s + f_{t28}} ; 0\right]$

❖ Pour les flèches aux charges de longues durées: $f_v = \frac{M_{ser}\ L^2}{10\ E_v I_{fv}}$

Avec :

- ✓ $E_v = \frac{1}{3} E_i$
- ✓ $I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1+\lambda_v \mu}$
- ✓ $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$

❖ Détermination de l'axe neutre :

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15\ A.d}{b.h+15} = 10.69 \text{ cm}$$

❖ Moment d'inertie de la section totale :

$I_0 = \frac{b}{3}[y^3 + (h-y)^3]$ + 15 A (y-d)² $\Longrightarrow$ $I_0 = 46047.74$ cm⁴

A (cm^2)	M (KN.m)	ρ	M	y (cm)	I_0(cm^4)	I_{fi} (cm4)
13.85	43.45	0.0089	0.747	10.69	46047.74	18382.66
I_{fv} (cm4)	F_i (mm)	F_v (mm)	Δ_F (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$	
29757.43	3.15	5.85	2.70	7	OUI	

Tableau III.42 : Vérification de la flèche de l'escalier

CHAPITRE IV

ETUDE SISMIQUE

IV-1 Introduction

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

IV.2. Choix de la méthode de calcul

IV.2.1. Introduction

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes :

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

Pour notre bloc la régularité en plan est vérifiée avec une hauteur qui dépasse les 23 m, donc selon le RPA99 V 2003► [Art 4.1.2] ◄, on va utiliser la méthode dynamique modale **spectrale**

IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale

a) Principe

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

b) Modélisation

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000'est le diaphragme, la théorie du plancher rigide est mise en évidence par l'intermédiaire du nœud maître, suite de la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

c) Le spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\dfrac{Q}{R} & T_1\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3{,}0s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{5/3} & T\ge 3{,}0s\end{cases}$$

- Coefficient d'accélération A selon RPA99 version 2003 ► [Tab.4.1]◄

- L'ouvrage est du « groupe 2 »
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de de Médéa, commune MEDEA. (zone IIb).

Donc : A=0,20

- facteur de correction d'amortissement η selon RPA99 version 2003►► [Tab.4.2] ◄◄ [1]

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0{,}7 \Rightarrow \eta = 0{,}763$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=10%).

- coefficient de comportement R RPA99 version 2003 ►► [Art.3.4.A.4.b] ◄◄ [1]

R = 3.5 ; Justification du coefficient de comportement R : RPA version 2003► [Art 3.5] ◄

- facteur de qualité Q ►► [RPA : Tab.4.4.] ◄◄

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

les pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les fils de contreventement	OUI	0	OUI	0
2	Redondance en plan	OUI	0	OUI	0
3	Régularité en plan	NON	0.05	NON	0.05
4	Régularité en élévation	OUI	0	OUI	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	NON	0.05	NON	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0	OUI	0

Tableau IV.1 : Facteur de qualité

En récapitulant les résultats on trouve :

Q_X = 1.1

Q_Y = 1.1

d) **périodes caractéristiques** [RPA : Tab.4.7.]

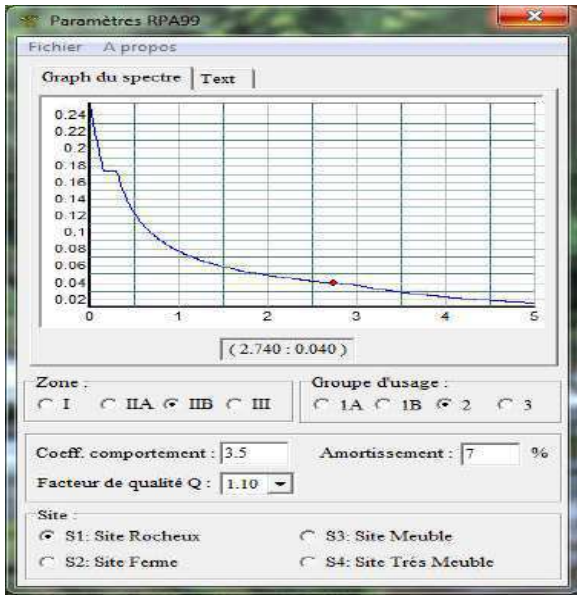
L'action sismique est représentée par les spectres suivants :

1er cas ;

T_1 = 0.15 s

T_2 = 0.3 s

} Site S1

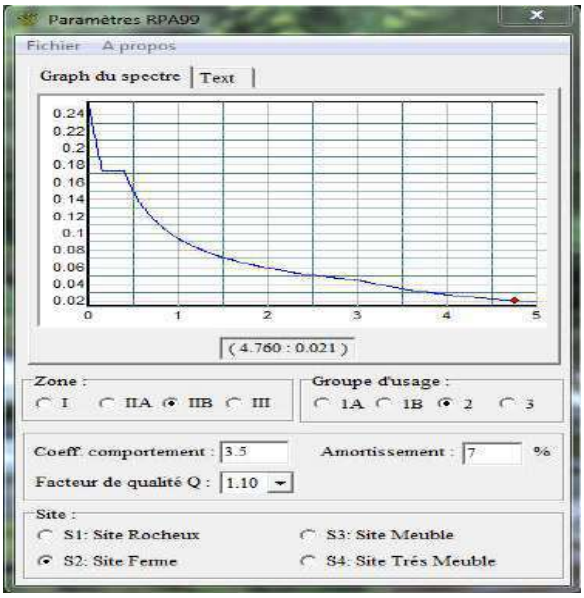


2eme cas ;

T_1 = 0.15 s

T_2 = 0.4 s

} Site S2

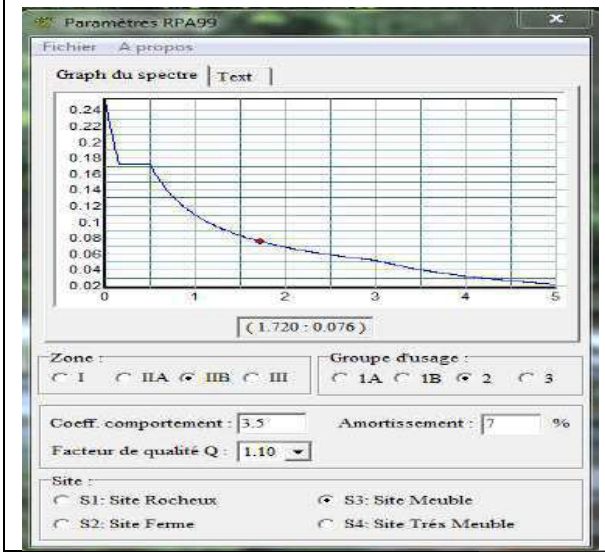


3eme cas ;

T_1 = 0.15 s

T_2 = 0.5 s

} Site S3



4eme cas ;

T_1 = 0.15 s

T_2 = 0.7 s

} Site S4

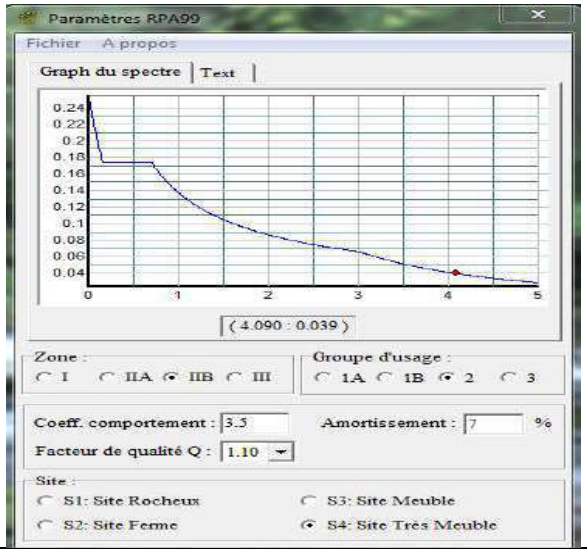


Figure IV.1 : Spectre de réponse site 1

IV.3. Caractéristiques géométriques de la structure

IV.3.1. Centre de masse

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (plancher, maçonnerie, escalier, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisit, il est défini par la formule suivante :

- $X_G=\frac{\sum W_i \times X_i}{\sum W_i}$ et $Y_G=\frac{\sum W_i \times Y_i}{\sum W_i}$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

La vue en plan de la figure IV .1 est utilisée pour déterminer X_G et Y_G

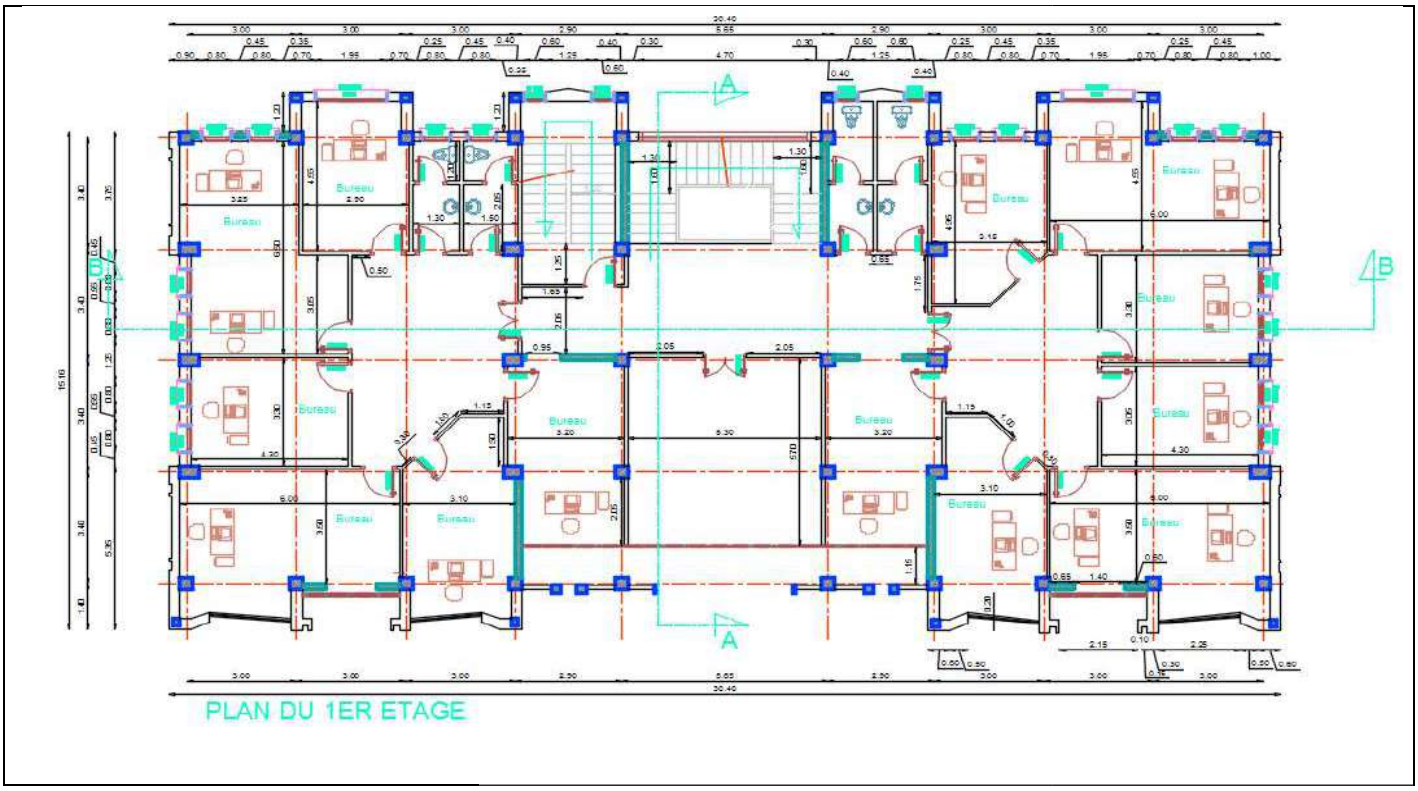


Figure IV.2 : vue en plan

IV.3.2. Centre de torsion

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;

- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$

- pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

- pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1 + I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2} + 1}$

Avec :

a_n : coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & \text{si } n \le 11 \\ a_n = 1 & \text{si } n > 11 \end{cases}$$

I : inertie totale du refend.

E : module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m : moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i : aire des éléments du refend.

2c : distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a : demi-portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$ (Coefficient du monolithisme des voiles).

H_0: hauteur totale du refend.

Voile à une seule file d'ouverture : $w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^3.H}$

Voile à une deux d'ouvertures : $w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$

H : hauteur d'étage.

$A_0(\alpha,\xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut :

$A_0(\alpha,\xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{sh\,\alpha}{ch\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch\,\alpha}$ Si ξ = 0.

Avec : $\xi = \frac{x}{H}$ Si 0 < ξ < 1.

$A(\alpha,\xi) = \frac{1}{3}(2-3\xi+\xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\,\alpha}.sh\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\,\alpha.\xi}{ch\,\alpha}$

Remarque : si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

Niveau		Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Etage	**Niveau (m)**	**Poids (kN)**	**XG (m)**	**YG (m)**	**XR (m)**	**YR (m)**	**∑ Ix (m4)**	**∑ Iy (m4)**
RDC	3.06	3776.9	18.47	6.75	1.850E+07	4.836E+07	13.14	1.11
1	6.8	5332.4	14.85	6.70	8.622E+05	2.061E+07	15.80	3.30
2	10.54	5323.8	14.75	6.67	3.695E+05	1.069E+07	16.35	3.55
3	14.28	5430.8	14.77	6.50	1.724E+05	6.003E+06	15.53	3.53
4	18.02	5804.3	14.69	6.69	1.041E+05	2.524E+06	13.38	3.75
Terrasse	21.76	3821.1	16.82	6.84	5.012E+04	1.725E+07	17.56	3.75

Tableau IV.2 : Centre de Rigidité & Centre de Masse

IV.3.3. Excentricité

a) Excentricité théorique (statique)

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

b) Excentricité accidentelle :[RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera que chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$E_x = 0{,}05.\ L_x$

$E_y = 0{,}05.\ L_y$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau suivant :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.42m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.44m

Excentricité				
Etage	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
RDC	3.06	5.334	5.641	**Non**
1	6.8	0.952	3.399	
2	10.54	1.604	3.117	
3	14.28	0.765	2.971	
4	18.02	1.314	2.940	
Terrasse	21.76	0.742	3.090	

Tableau IV.3 : Excentricité

c) Régularité en planRPA99 V 2003► [Art 3.5.1] ◄

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement (Inter étage, En tête)
- vérification de cisaillement des éléments.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

IV.4.1.Disposition des voiles

La disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate et un bon comportement structurel. Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure.

Cependant, dans le code parasismique algérien « RPA 2003 » aucun article n'est pas relatif à ce paramètre, ce qui pousse les concepteurs des structures mixtes à essayer d'une manière systématique de disposer les voiles sur la périphérie du bâtiment. Par conséquent nous allons opter pour une disposition des voiles de telle façon à avoir un comportement dynamique dominé par des oscillations de translation suivants les deux directions principales de la structure.

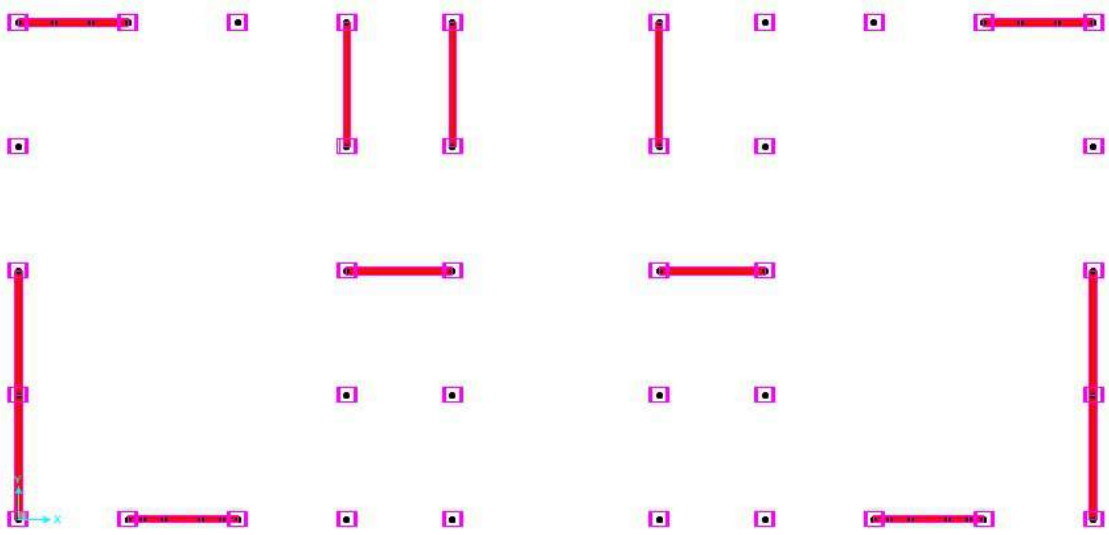


Figure IV.3 : la disposition des voiles correspondante dans les 4 cas

IV.4.2.Vérification de comportement des trois premiers modes

1er cas : Site S1

Mode	Péroide(s)	Ux%	Uy%	Rz%
Mode 1	0.500	62.182	0.000	0.004
Mode 2	0.383	0.001	60.156	2.215
Mode 3	0.286	0.016	2.003	58.975

Tableau IV.4: Vérification de comportement des trois premiers modes (site 1)

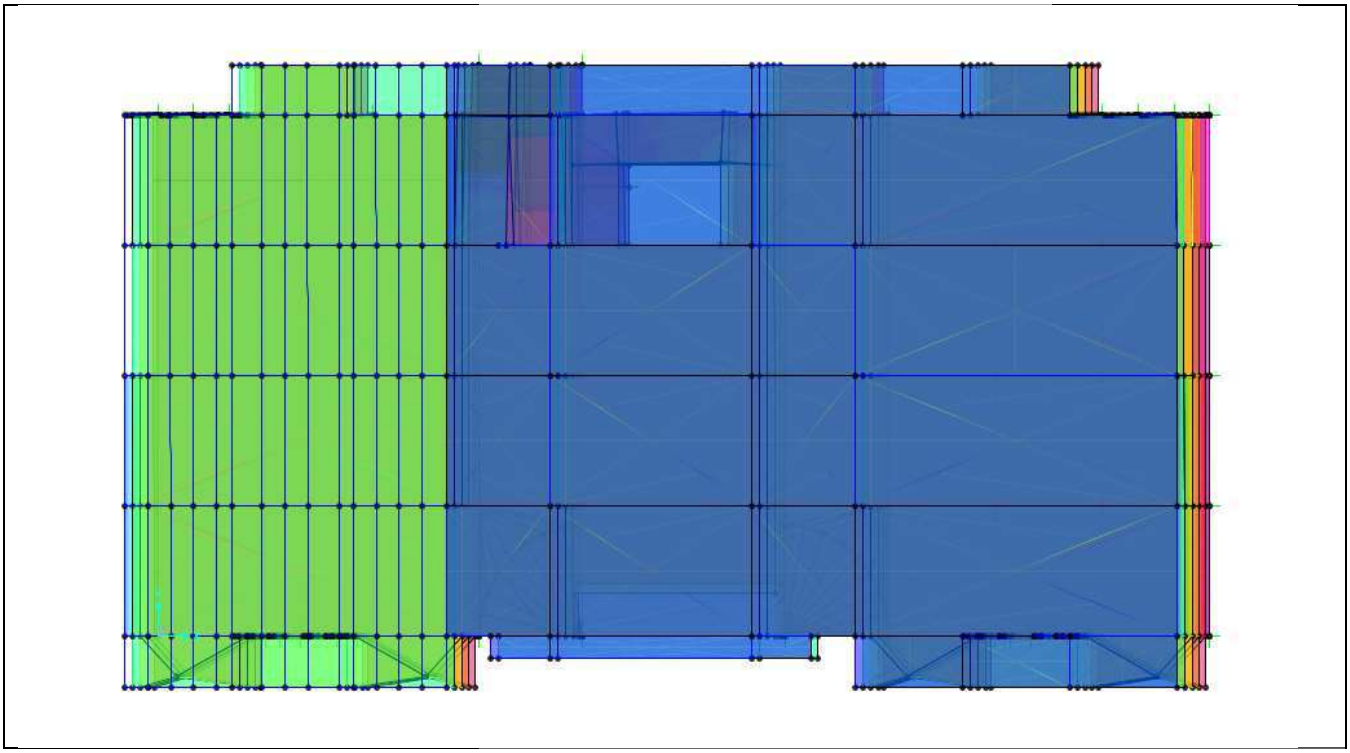


Figure IV.4 : Comportement de 1er mode (translation suivant l'axe X) (site 1)

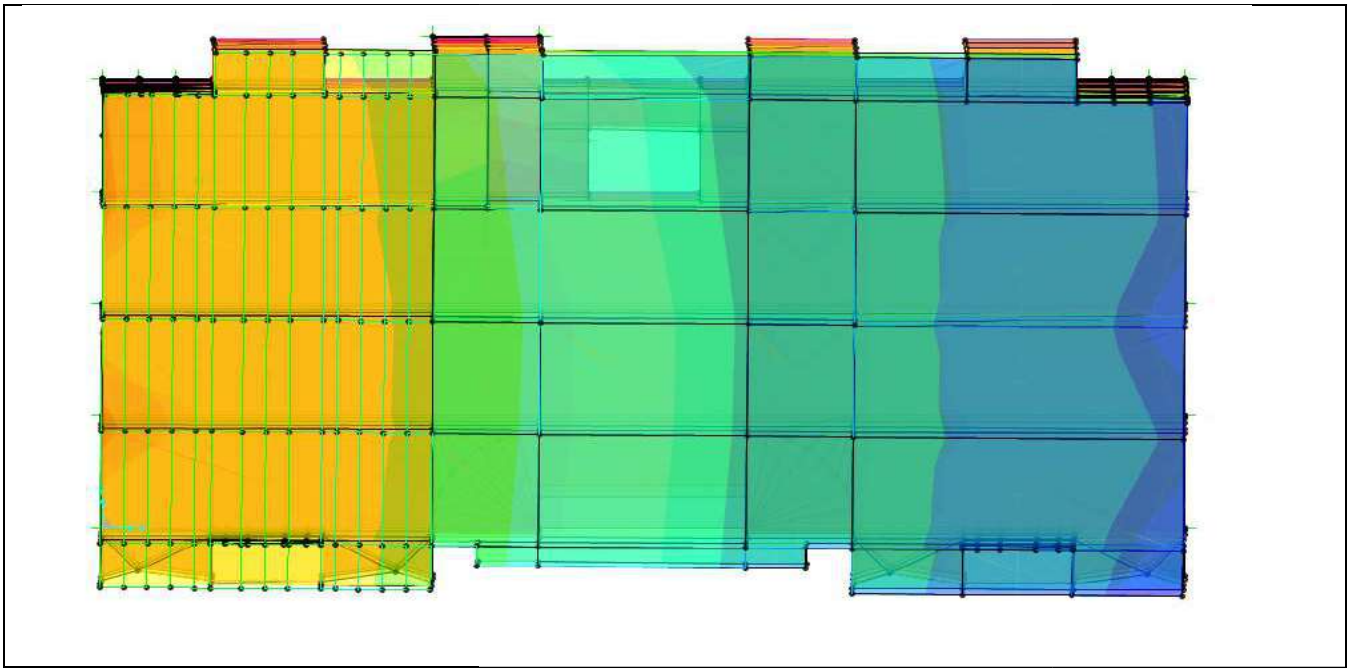


Figure IV.5 : Comportement de 2ème mode (translation suivant l'axe Y) (site 1)

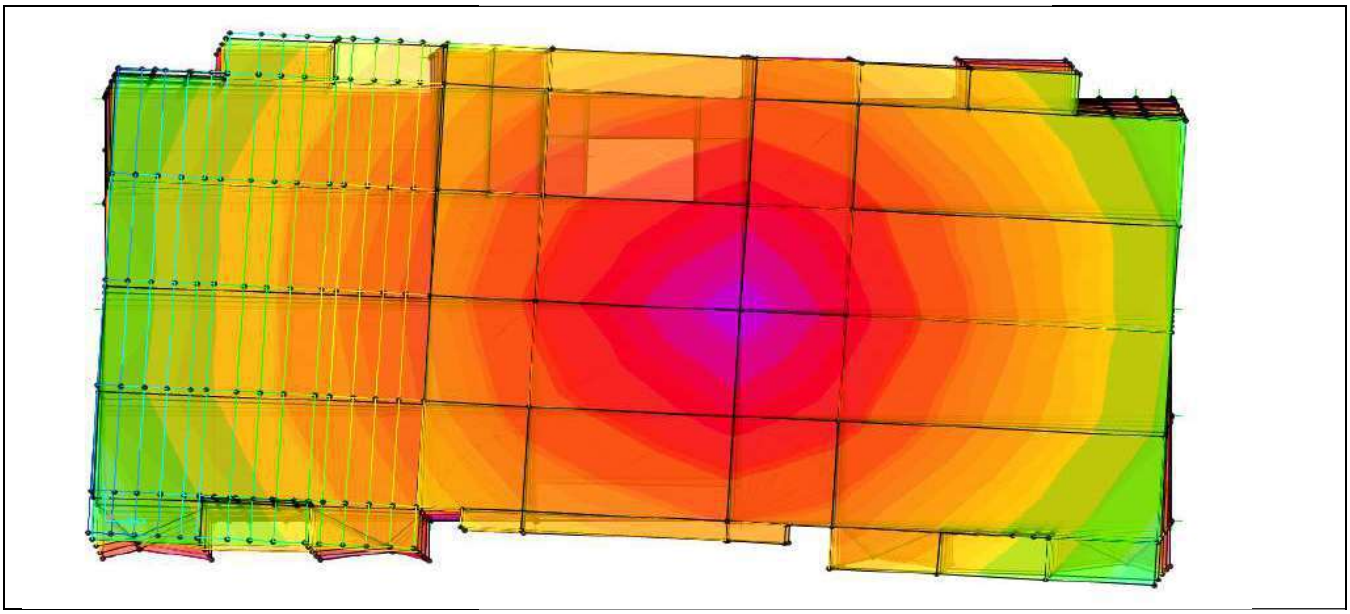


Figure IV.6 : comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z) (site 1)

2eme cas : Site S2

Mode	Péroide(s)	Ux%	Uy%	Rz%
Mode 1	0.485	62.460	0.001	0.000
Mode 2	0.371	0.000	60.629	1.965
Mode 3	0.277	0.006	1.787	59.517

Tableau IV.5 : Vérification de comportement des trois premiers modes (site 2)

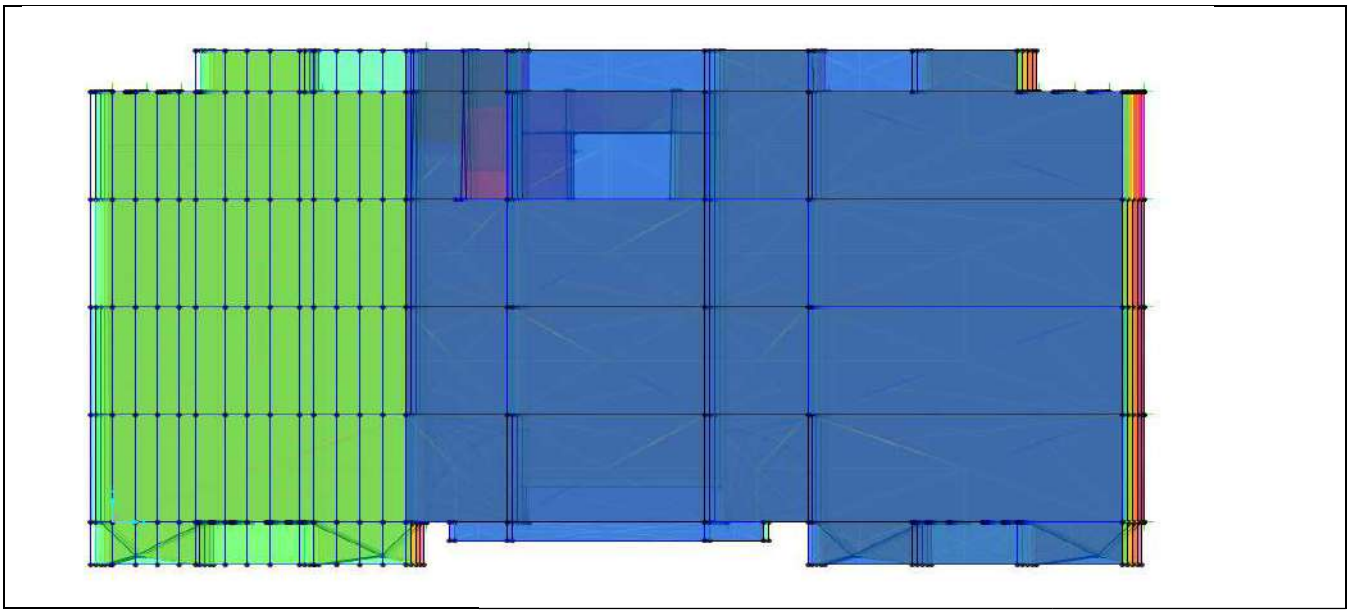


Figure IV. 7 : Comportement de 1er mode (translation suivant l'axe X) (site 2)

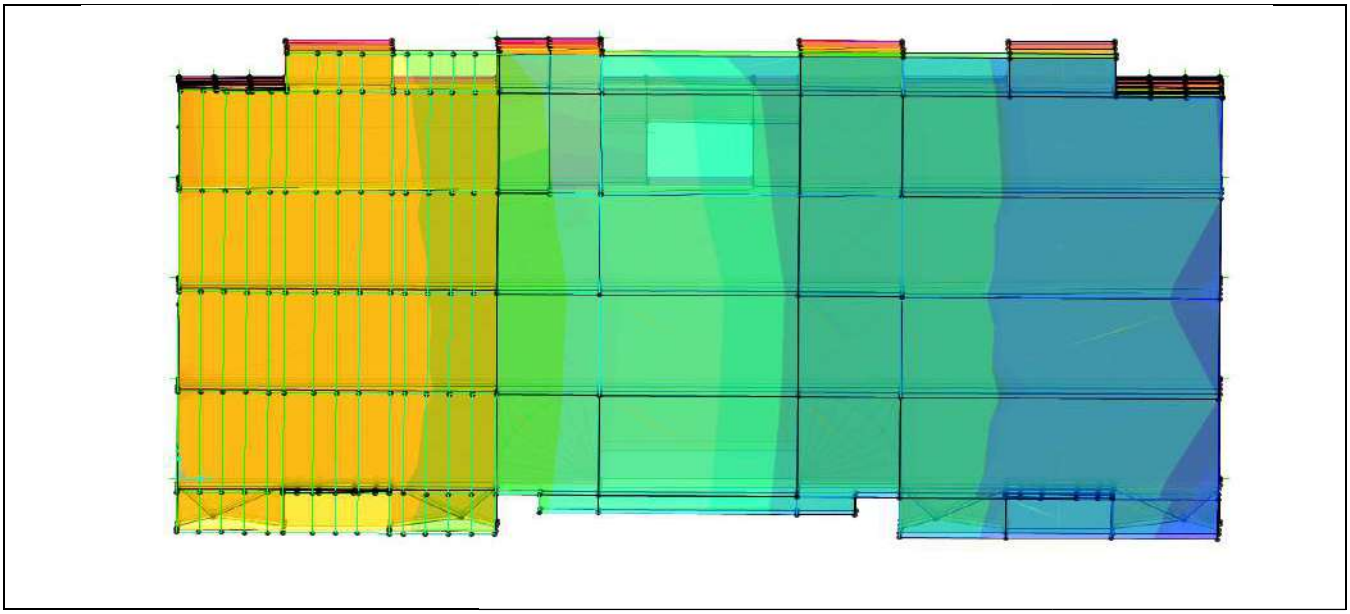


Figure IV.8 : Comportement de 2ème mode (translation suivant l'axe Y) (site 2)

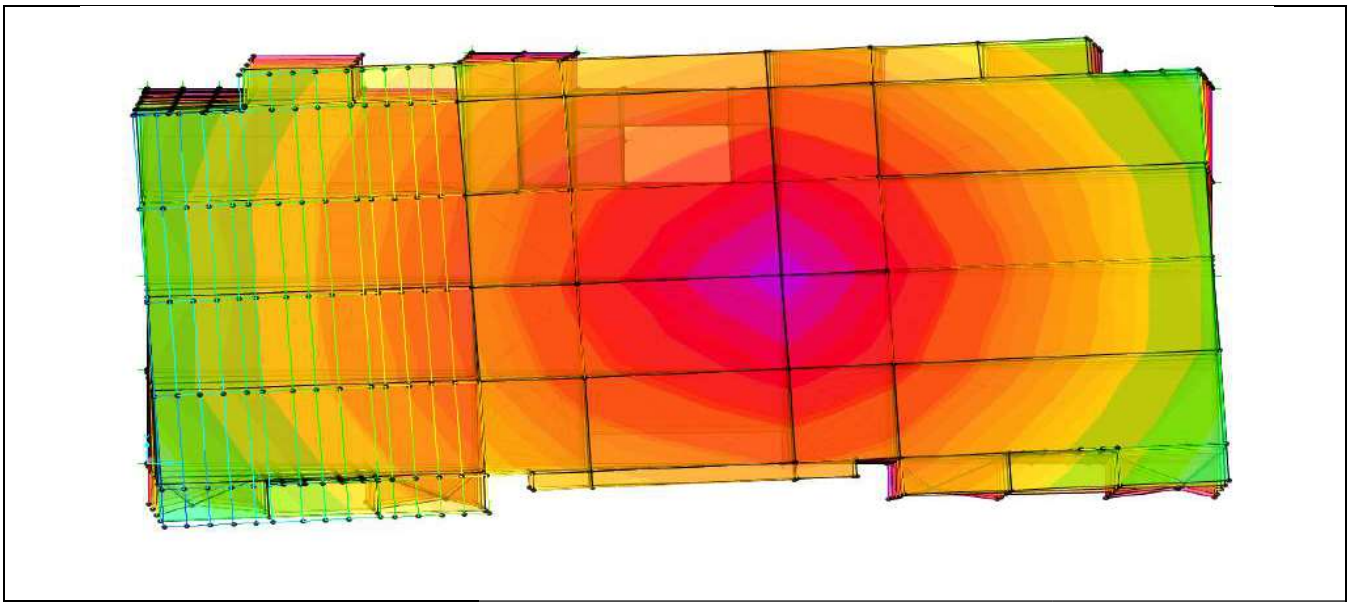


Figure IV.9 :comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z) (site 2)

3eme cas : Site S3

Mode	Péroide(s)	**Ux%**	Uy%	Rz%
Mode 1	0.485	62.468	0.001	0.000
Mode 2	0.371	0.000	60.636	1.966
Mode 3	0.277	0.006	1.787	59.520

Tableau IV.6 : Vérification de comportement des trois premiers modes (site 3)

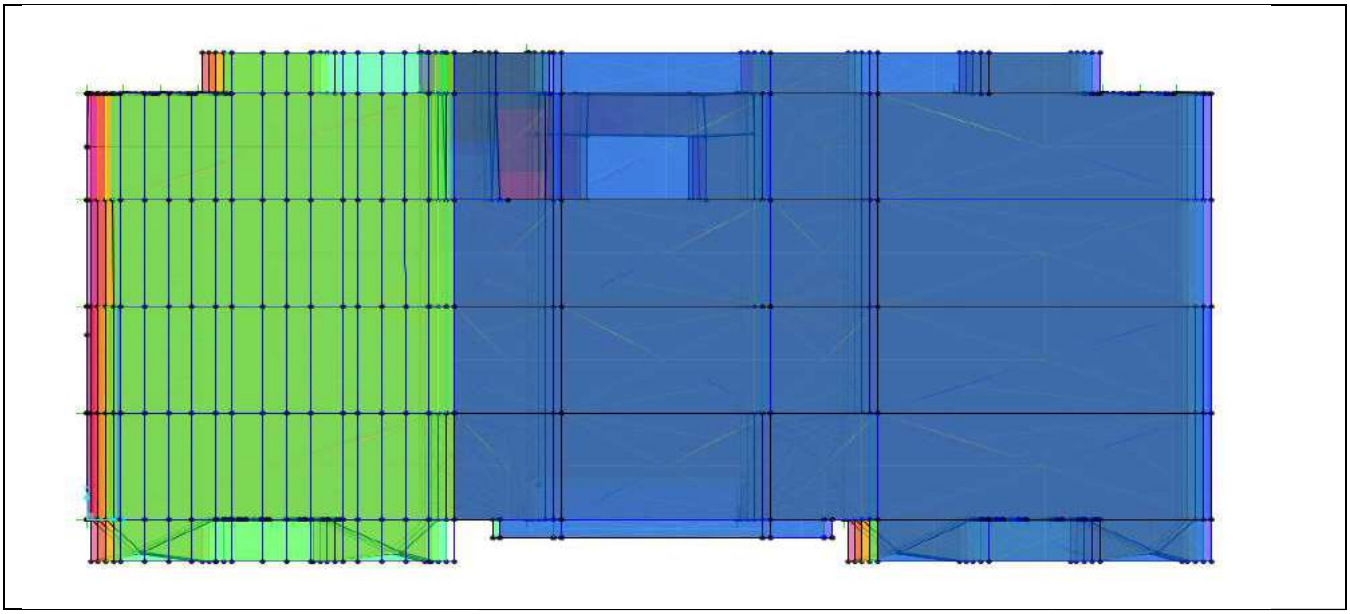


Figure IV. 10 : Comportement de 1er mode (translation suivant l'axe X) (site 3)

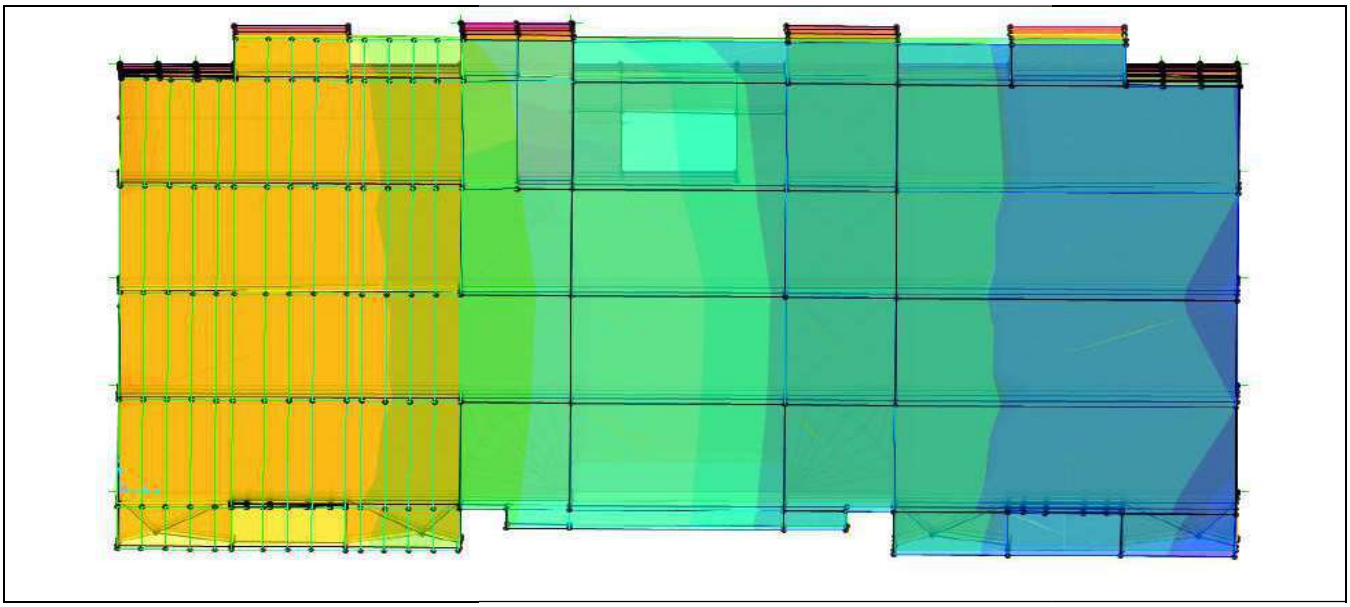


Figure IV.11 : Comportement de 2ème mode (translation suivant l'axe Y) (site 3)

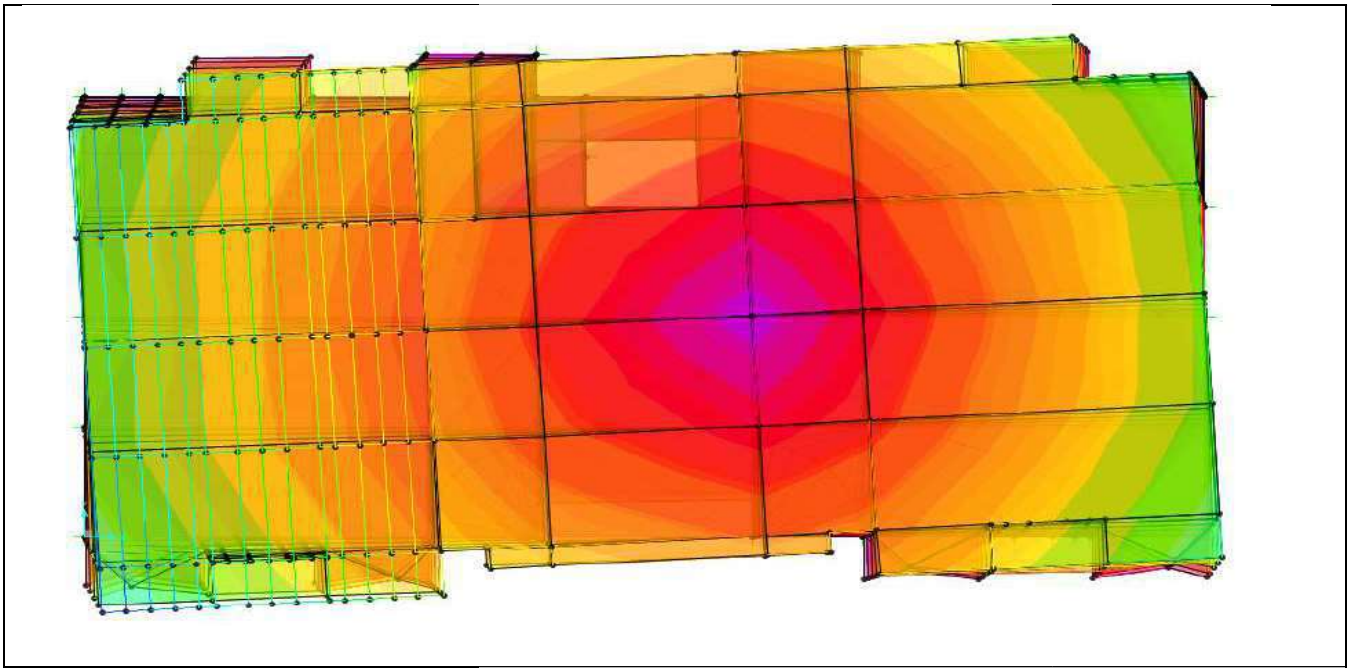


Figure IV.12 :comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z) (site 3)

4eme cas : Site S4

Mode	Péroide(s)	**Ux%**	Uy%	Rz%
Mode 1	0.485	62.468	0.001	0.000
Mode 2	0.371	0.000	60.636	1.966
Mode 3	0.277	0.006	1.787	59.520

Tableau IV.7 : Vérification de comportement des trois premiers modes (site 4)

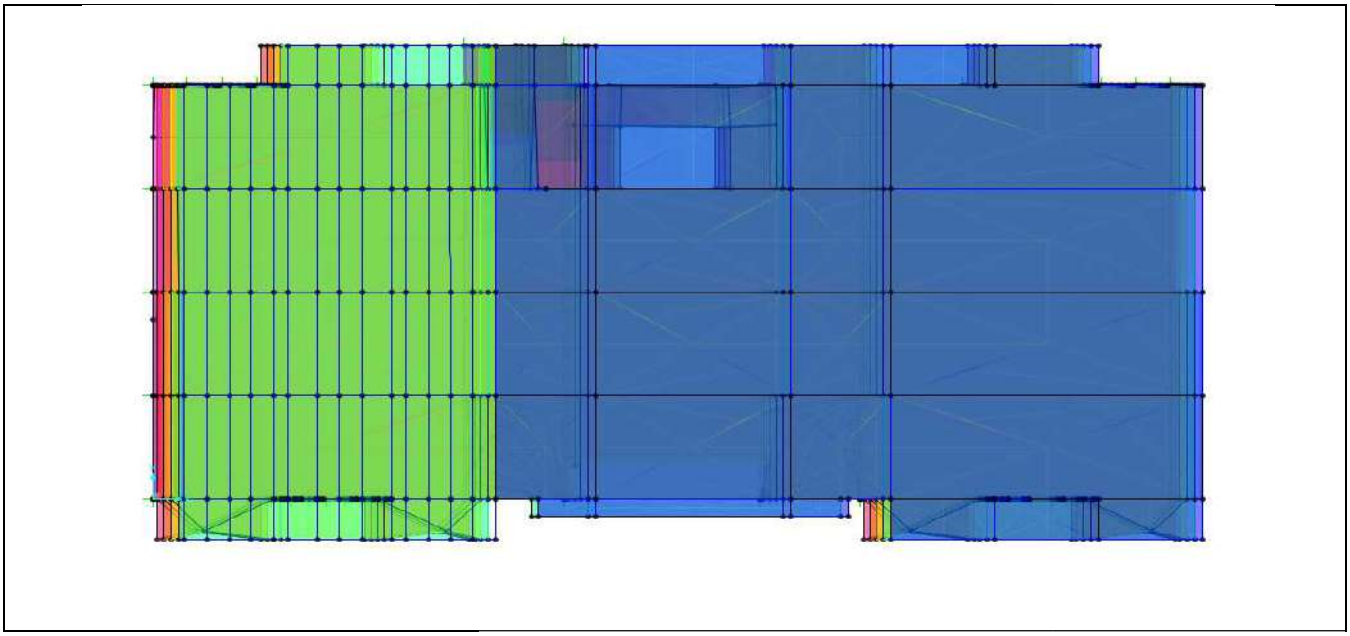


Figure IV.13 : Comportement de 1er mode (translation suivant l'axe X) (site 4)

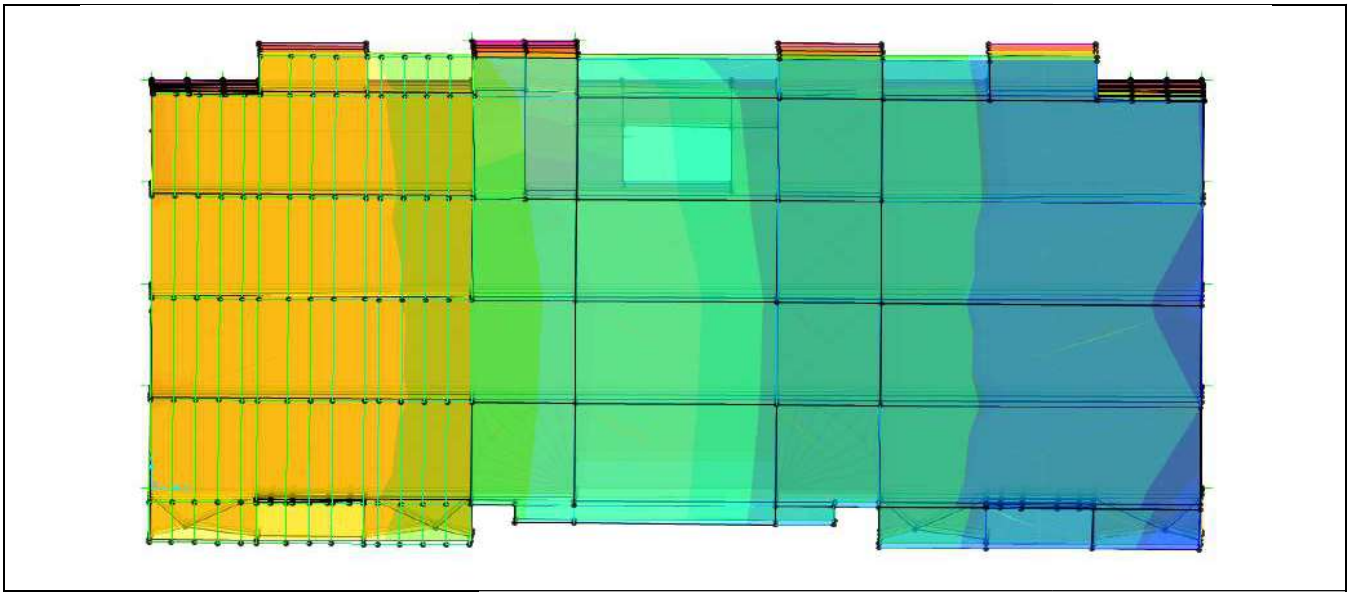


Figure IV.14 : Comportement de 2ème mode (translation suivant l'axe Y) (site 4)

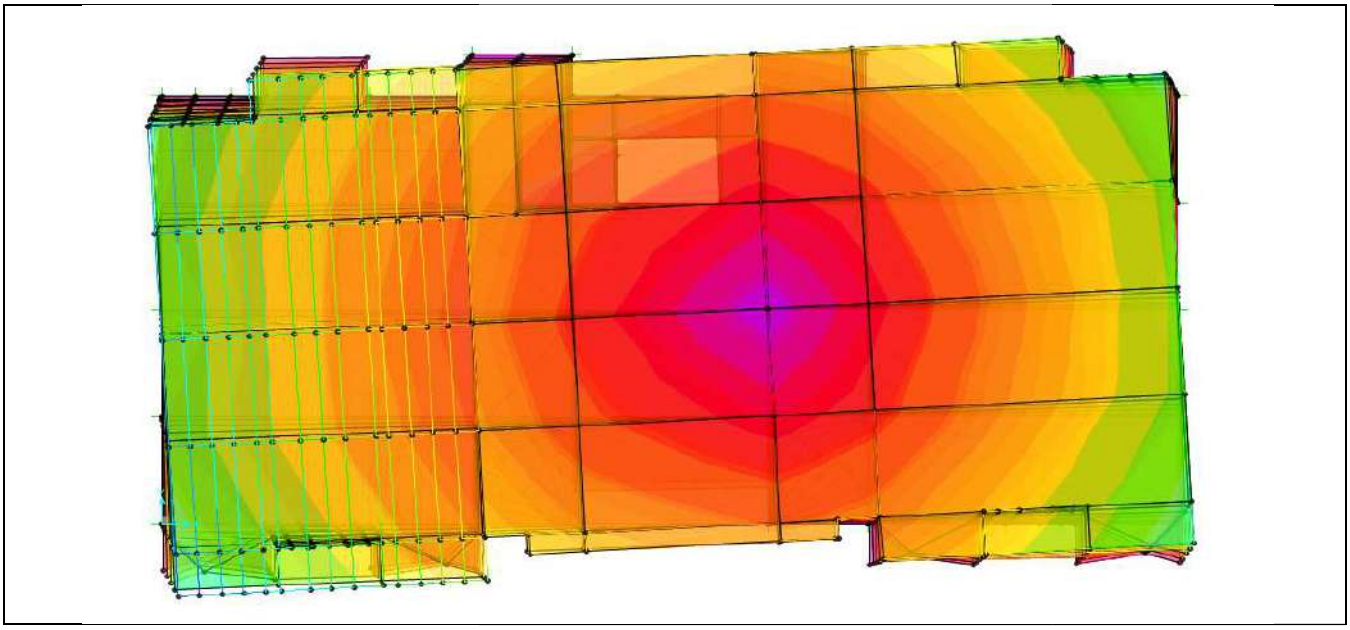


Figure IV.15 :comportement de 3ème mode (rotation autour de l'axe Z) (site 4)

IV.4.3.Vérification de participation massique

Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4. a] ◄◄ [1]
Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- **1er cas : Site S1**

Mode	Péroide(s)	Ux	Uy	Rz	SumUx	SumUy	SumRz
Mode 1	0.500	62.182%	0.000%	0.004%	62.182%	0.000%	0.004%
Mode 2	0.383	0.001%	60.156%	2.215%	62.183%	60.156%	2.218%
Mode 3	0.286	0.016%	2.003%	58.975%	62.199%	62.159%	61.193%
Mode 4	0.124	17.796%	0.000%	0.046%	79.994%	62.159%	61.239%
Mode 5	0.111	0.000%	0.001%	0.000%	79.994%	62.160%	61.239%
Mode 6	0.111	0.002%	0.002%	0.000%	79.996%	62.161%	61.239%
Mode 7	0.108	0.002%	0.010%	0.006%	79.998%	62.171%	61.245%
Mode 8	0.105	0.002%	0.014%	0.003%	79.999%	62.185%	61.248%
Mode 9	0.104	0.017%	0.110%	0.039%	80.016%	62.295%	61.288%
Mode 10	0.101	0.000%	0.008%	0.016%	80.016%	62.303%	61.304%
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	. .	.	.	.	.	.
Mode 112	0.035	0.000%	0.083%	0.962%	89.587%	90.022%	85.856%
.	.	.	.	.	.	.	.
Mode 140	0.030	0.782%	0.094%	0.027%	90.614%	90.859%	88.501%
.	.	.	.	.	.	.	.
Mode 197	0.0234	1.163%	0.227%	0.687%	96.971%	94.570%	90.593%

Tableau IV.8 : Vérification de participation massique (site 1)

- **2eme cas : Site S2**

Mode	Péroide(s)	Ux	Uy	Rz	SumUx	SumUy	SumRz
Mode 1	0.48583	62.460%	0.001%	0.000%	62.460%	0.001%	0.000%
Mode 2	0.371565	0.000%	60.629%	1.965%	62.460%	60.630%	1.965%
Mode 3	0.27762	0.006%	1.787%	59.517%	62.466%	62.417%	61.483%
Mode 4	0.119968	17.876%	0.000%	0.052%	80.342%	62.417%	61.535%
Mode 5	0.09655	0.006%	0.131%	0.032%	80.348%	62.548%	61.567%
Mode 6	0.094029	0.000%	0.013%	0.001%	80.348%	62.562%	61.568%
Mode 7	0.093431	0.000%	0.015%	0.007%	80.348%	62.576%	61.575%
Mode 8	0.090023	0.002%	0.527%	0.047%	80.350%	63.103%	61.622%
Mode 9	0.089478	0.000%	0.057%	0.005%	80.350%	63.160%	61.627%
Mode 10	0.088567	0.000%	1.003%	0.029%	80.350%	64.163%	61.656%
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	. .	.	.	.	.	.
Mode 91	0.039117	0.024%	1.116%	0.076%	87.099%	90.179%	83.550%
.	.	.	.	.	.	.	.
Mode 101	0.036373	2.039%	0.048%	0.142%	90.239%	90.875%	83.810%
.	.	.	.	.	.	.	.
Mode 154	0.026365	0.000%	0.055%	0.019%	92.461%	93.096%	90.002%

Tableau IV.9 : Vérification de participation massique (site 2)

- **3eme cas : Site S3**

Mode	Péroide(s)	Ux	Uy	Rz	SumUx	SumUy	SumRz
Mode 1	0.485828	62.468%	0.001%	0.000%	62.468%	0.001%	0.000%
Mode 2	0.371562	0.000%	60.636%	1.966%	62.468%	60.637%	1.966%
Mode 3	0.27762	0.006%	1.787%	59.520%	62.473%	62.424%	61.485%
Mode 4	0.119955	17.864%	0.000%	0.053%	80.337%	62.424%	61.538%
Mode 5	0.097707	0.003%	0.002%	0.001%	80.340%	62.426%	61.539%
Mode 6	0.09655	0.006%	0.131%	0.032%	80.347%	62.557%	61.571%
Mode 7	0.094024	0.000%	0.012%	0.001%	80.347%	62.570%	61.572%
Mode 8	0.093431	0.000%	0.014%	0.007%	80.347%	62.584%	61.579%
Mode 9	0.090022	0.002%	0.519%	0.048%	80.349%	63.104%	61.627%
Mode 10	0.089436	0.000%	0.041%	0.003%	80.349%	63.145%	61.630%
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
Mode 92	0.039115	0.025%	1.136%	0.078%	87.093%	90.171%	83.549%
.	.	.	.	.	.	.	.
Mode 100	0.036371	2.112%	0.052%	0.156%	90.235%	90.870%	83.810%
.	.	.	.	.	.	.	.
Mode 158	0.02613	0.002%	0.001%	0.006%	92.466%	93.103%	90.005%

Tableau IV.10 : Vérification de participation massique (site 3)

- **4eme cas : Site S4**

Mode	Péroide(s)	Ux	Uy	Rz	SumUx	SumUy	SumRz
Mode 1	0.485828	62.468%	0.001%	0.000%	62.468%	0.001%	0.000%
Mode 2	0.371562	0.000%	60.636%	1.966%	62.468%	60.637%	1.966%
Mode 3	0.27762	0.006%	1.787%	59.520%	62.473%	62.424%	61.485%
Mode 4	0.119955	17.864%	0.000%	0.053%	80.337%	62.424%	61.538%
Mode 5	0.097707	0.003%	0.002%	0.001%	80.340%	62.426%	61.539%
Mode 6	0.09655	0.006%	0.131%	0.032%	80.347%	62.557%	61.571%
Mode 7	0.094024	0.000%	0.012%	0.001%	80.347%	62.570%	61.572%
Mode 8	0.093431	0.000%	0.014%	0.007%	80.347%	62.584%	61.579%
Mode 9	0.090022	0.002%	0.519%	0.048%	80.349%	63.104%	61.627%
Mode 10	0.089436	0.000%	0.041%	0.003%	80.349%	63.145%	61.630%
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	. .	.	.	.	.	.
Mode 92	0.039115	0.025%	1.136%	0.078%	87.093%	90.171%	83.549%
.	.	.	.	.	.	.	.
Mode 100	0.036371	2.112%	0.052%	0.156%	90.235%	90.870%	83.810%
.	.	.	.	.	.	.	.
Mode 158	0.02613	0.002%	0.001%	0.006%	92.466%	93.103%	90.005%

Tableau IV.11 : Vérification de participation massique (site 4)

La structure est dissipé plus de 90% de l'énergie stocke au 158ème mode alors

Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4-b] ◄◄ [1] le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec

Où :

- N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et TK la période du mode K.

IV.4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.6] ◄◄ [1]

La résultante des forces sismique à la base Ed obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

Calcul de la force sismique totale : Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.2.3] ◄◄ [1]

$$Vx = \frac{0.2 \times 1.937 \times 1.10 \times 35797.449}{3.5} = 4403.086 \text{ KN}$$

$$Vy = \frac{0.2 \times 2.205 \times 1.10 \times 35797.449}{3.5} = 3579.745 \text{ KN}$$

1er cas : Site S1

E_{dX}KN	W KN	VsxKN	Edx/Vsx	Vérification
2648.153	29.202	4403.086	0.601	N.Vérifier
41.979	73.376			
0.00	35797.449			
E_{dY}KN	W KN	VsyKN	Edy/Vsy	Vérification
41.673	29.202	3579.745	0.855	Vérifier
3060.118	73.376			
0.00	35797.449			

Tableau IV.12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (site 1)

Pour la direction (x) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Ed.

$$\frac{Vx}{E_{dx}} 0.8 = 1.499$$

$$\frac{Vy}{E_{dy}} 0.8 = 1.000$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (E_{dx}) dans la combinaison, par le coefficient '1.5'.

Par contre la force sismique suivant la direction y (Edy) son coefficient ne change plus

Donc :

E_{dX} = 3972.229 KN avec Edx/Vsx = 0.902 > 0.8 C.V

E_{dY} = 3060.118 KN et Edy/Vsy = 0.855> 0.8 C.V

2er cas : Site S2

E_{dX}KN	W KN	VsxKN	Edx/Vsx	Vérification
3268.784	31.293	5151.187	**0.635**	N.Vérifier
59.56	71.354			
2.324E-08	37058.901			
E_{dY}KN	W KN	VsyKN	Edy/Vsy	Vérification
58.624	31.293	4521.186	**0.811**	Vérifier
3667.786	71.354			
1.655E-08	37058.901			

Tableau IV.13 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (site 2)

Pour la direction (x) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Ed.

$$\frac{Vx}{E_{dx}} 0.8 = 1.257$$

$$\frac{Vy}{E_{dy}} 0.8 = 1.000$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (E_{dx}) dans la combinaison, par le coefficient '1.3'.

Par contre la force sismique suivant la direction y (Edy) son coefficient ne change plus

Donc :

E_{dX} =4249.436 KN avec Edx/Vsx = 0.825 > 0.8 C.V

E_{dY} =3667.786 KN et Edy/Vsy = 0.811 > 0.8 C.V

3eme cas : Site S3

E_{dX}KN	W KN	VsxKN	Edx/Vsx	Vérification
3659.522	30.926	5149.839	**0.713**	N.Vérifier
59.854	71.045			
0.00	37049.205			
E_{dY}KN	W KN	VsyKN	Edy/Vsy	Vérification
58.93	30.926	5149.839	**0.714**	N.Vérifier
3666.903	71.045			
0.00	37049.205			

Tableau IV.14 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (site 3)

Pour les deux direction (x,y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Ed.

$$\frac{Vx}{E_{dx}} 0.8 = 1.123$$

$$\frac{Vy}{E_{dy}} 0.8 = 1.120$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (E_{dx}) dans la combinaison, par le coefficient '1.13'.

Et on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction y (E_{dy}) dans la combinaison, par le coefficient '1.12'

Donc ;

E_{dX} =4135.26 KN avec Edx/Vsx = 0.805 > 0.8 C.V

E_{dY} =4106.932KN et Edy/Vsy = 0.800 > 0.8 C.V

4eme cas : Site S4

E_{dX}KN	W KN	VsxKN	Edx/Vsx	Vérification
3659.507	30.925	5149.8395	**0.713**	N.Vérifier
59.853	71.044			
0.00	37049.205			
E_{dY}KN	W KN	VsyKN	Edy/Vsy	Vérification
58.93	30.925	5149.8395	**0.714**	N.Vérifier
3666.889	71.044			
0.00	37049.205			

Tableau IV.15 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (site 4)

Pour les deux direction (x,y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport 0.8V/Ed.

$$\frac{Vx}{E_{dx}} 0.8 = 1.123$$

$$\frac{Vy}{E_{dy}} 0.8 = 1.120$$

C'est-à-dire on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction x (E_{dx}) dans la combinaison, par le coefficient '1.14'.

Et on remplace le coefficient '1' de la force sismique suivant la direction y (E_{dy}) dans la combinaison, par le coefficient '1.13'

Donc :

E_{dX} =4135.26KN avec Edx/Vsx = 0.805 > 0.8 C.V

E_{dY} =4143.60 KN et Edy/Vsy = 0.807 > 0.8 C.V

IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement

Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [1]

Le moment de renversement est égal à : $M_{Rx} = h_i . F_{ix}$ et $M_{Ry} = h_i . F_{iy}$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy} : la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité est égal à : $M_{sx} = W.X_G$ et $M_{sy} = W.Y_G$

Avec :

XG, YG: les coordonnées du centre de géométrie de la structure

W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

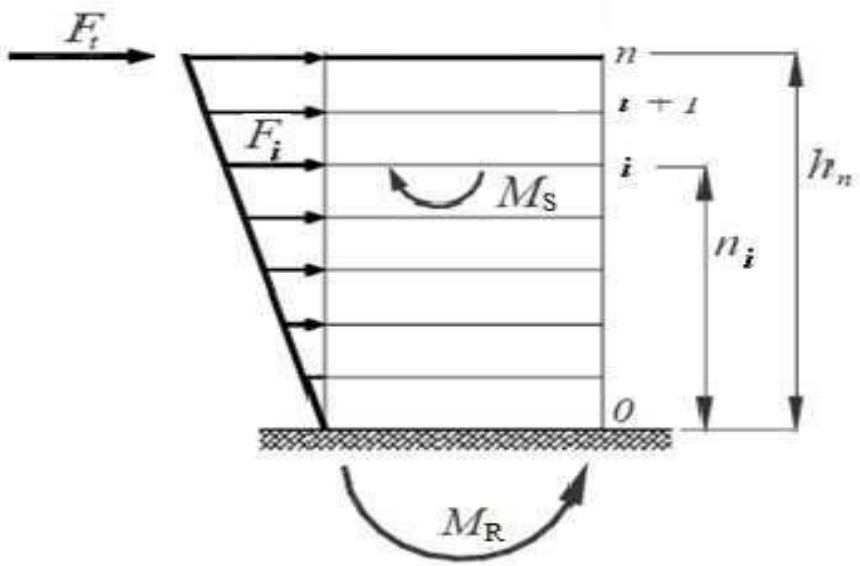


Figure IV.16 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

a) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

RPA version 2003 ►► [Art 4.4.1] ◄◄ [1]

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$V = F_t + \sum F_i$

La force concentrée Ft au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : Ft = 0,07 TV où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de Ft ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit (V – Ft) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$Fi = \frac{(v-F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}$$

Où

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher ou s'exerce la force F_i

h_j : niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux plancher *i*, *j*

Car on a T<0.7 donc F_t=0 **KN**

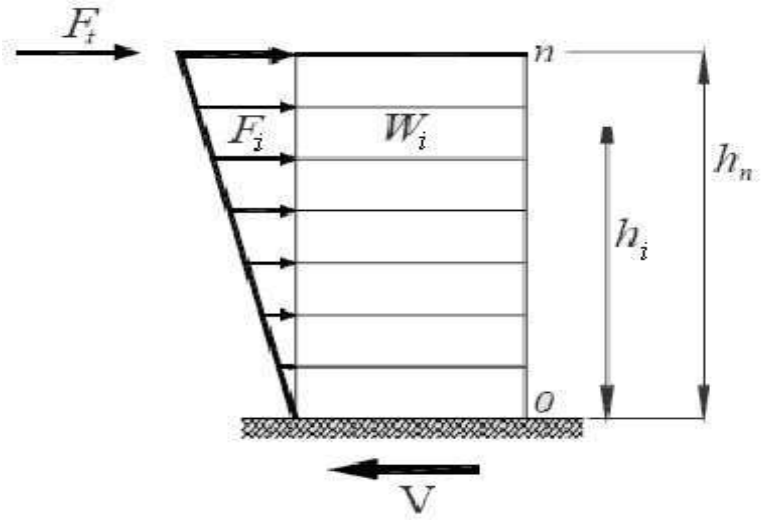


Figure IV.17 : Distribution des forces sismique

1er cas :Site S1

Etage N°	**Niveau (m)**	Wi (kN)	hi (m)	Wi.hi (kN.m)	Fix (kN)	Fiy (kN)
terrasse	19.72	3821.138	21.76	83147.96	991.75	806.30
4	15.98	5804.382	18.02	104594.96	1247.56	1014.27
3	12.24	5430.805	14.28	77551.89	925.00	752.03
2	8.50	5323.804	10.54	56112.89	669.29	544.14
1	4.76	5332.423	6.8	36260.47	432.50	351.62
RDC	1.02	3776.925	3.06	11557.39	137.85	112.07

Tableau IV.16 : Les forces sismiques de chaque niveau (site 1)

2eme cas :Site S2

Etage N°	Niveau (m)	Wi (kN)	hi (m)	Wi.hi (kN.m)	Fix (kN)	Fiy (kN)
terrasse	19.72	3960.123	21.76	86172.276	1160.740	1018.779
4	15.98	6001.521	18.02	108147.408	1456.745	1278.582
3	12.24	5627.944	14.28	80367.040	1082.544	950.146
2	8.50	5518.173	10.54	58161.543	783.436	687.620
1	4.76	5529.964	6.8	37603.755	506.522	444.573
RDC	1.02	3910.824	3.06	11967.121	161.197	141.482

Tableau IV.17 : Les forces sismiques de chaque niveau (site 2)

3eme cas :Site S3

Etage N°	Niveau (m)	Wi (kN)	hi (m)	Wi.hi (kN.m)	Fix (kN)	Fiy (kN)
terrasse	19.72	3960.123	21.76	86172.276	1160.637	1160.637
4	15.98	6001.521	18.02	108147.408	1456.615	1456.615
3	12.24	5627.944	14.28	80367.040	1082.447	1082.447
2	8.50	5518.173	10.54	58161.543	783.366	783.366
1	4.76	5520.268	6.8	37537.822	505.589	505.589
RDC	1.02	3910.824	3.06	11967.121	161.182	161.182

Tableau IV.18 : Les forces sismiques de chaque niveau (site 3)

4eme cas :Site S4

Etage N°	Niveau (m)	Wi (kN)	hi (m)	Wi.hi (kN.m)	Fix (kN)	Fiy (kN)
Terrasse	19.72	3960.123	21.76	86172.276	1160.637	1160.637
4	15.98	6001.521	18.02	108147.408	1456.615	1456.615
3	12.24	5627.944	14.28	80367.040	1082.447	1082.447
2	8.50	5518.173	10.54	58161.543	783.366	783.366
1	4.76	5520.268	6.8	37537.822	505.589	505.589
RDC	1.02	3910.824	3.06	11967.121	161.182	161.182

Tableau IV.19 : Les forces sismiques de chaque niveau (site 4)

a) **Moment de renversement**

1er cas :Site S1

Etage N°	Niveau (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Mrxi (kN.m)	Mryi (kN.m)
Terrasse (19.72)	21.76	898.06	689.30	19541.78	14999.17
4eme (15.98)	18.02	1129.70	867.10	20357.194	15625.14
3eme (12.24)	14.28	837.61	642.91	11961.07	9180.75
2eme (08.50)	10.54	606.06	465.18	6387.87	4902.99
1er (04.76)	6.80	391.64	300.60	2663.15	2044.08
RDC (1.02)	3.06	125.72	96.50	384.70	295.29
			∑Mr	61295.78	47047.43

Tableau IV.20 : Calcul du moment de renversement (site 1)

2eme cas :Site S2

Etage N°	Niveau (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Mrxi (kN.m)	Mryi (kN.m)
Terrasse (19.72)	21.76	939.01	935.89	20432.857	20364.966
4eme (15.98)	18.02	1185.69	1181.75	21366.133	21295.135
3eme (12.24)	14.28	875.90	872.99	12507.852	12466.297
2eme (08.50)	10.54	633.99	631.89	6682.254	6660.120
1er (04.76)	6.80	409.83	408.47	2786.844	2777.596
RDC (1.02)	3.06	136.64	136.19	418.118	416.741
			∑Mr	64194.060	63980.856

Tableau IV.21 : Calcul du moment de renversement (site 2)

3eme cas :Site S3

Etage N°	Niveau (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Mrxi (kN.m)	Mryi (kN.m)
Terrasse (19.72)	21.76	931.78	925.39	20275.532	20136.486
4eme (15.98)	18.02	1169.39	1161.38	21072.407	20928.067
3eme (12.24)	14.28	869.00	863.05	12409.32	12324.354
2eme (08.50)	10.54	628.90	624.59	6628.606	6583.178
1er (04.76)	6.80	405.89	403.11	2760.052	2741.148
RDC (1.02)	3.06	130.29	129.40	398.687	395.964
			∑Mr	63544.606	63109.198

Tableau IV.22 : Calcul du moment de renversement (site 3)

4eme cas :Site S4

Etage N°	Niveau (m)	Fix (kN)	Fiy (kN)	Mrxi (kN.m)	Mryi (kN.m)
Terrasse (19.72)	21.76	931.78	933.66	20275.532	20316.441
4eme (15.98)	18.02	1169.39	1171.75	21072.407	21114.935
3eme (12.24)	14.28	869.00	870.76	12409.32	12434.452
2eme (08.50)	10.54	628.90	630.17	6628.606	6641.991
1er (04.76)	6.80	405.89	406.71	2760.052	2765.628
RDC (1.02)	3.06	130.29	130.56	398.687	399.513
			∑Mr	63544.606	63672.962

Tableau IV.23 : Calcul du moment de renversement (site 4)

a) Moment stabilisant

1er cas :Site S1

Etage N°	Niveau (m)	Wi	X_G	Y_G	Msxi (kN.m)	Msyi (kN.m)
Terrasse	21.76	3821.138	16.82	6.84	26136.58	64271.54
4	18.02	5804.382	14.70	6.69	38831.32	85324.42
3	14.28	5430.805	14.77	6.50	35300.23	80212.99
2	10.54	5323.804	14.75	6.67	35509.77	78526.11
1	6.80	5332.423	14.85	6.70	35727.23	79186.48
RDC	3.06	3776.925	18.48	6.75	25494.24	69797.57
				∑Ms	**196999.383**	**457319.111**

Tableau IV.24 : Calcul du moment stabilisant (site 1)

2eme cas :Site S2

Etage N°	Niveau (m)	Wi	X_G	Y_G	Msxi (kN.m)	Msyi (kN.m)
Terrasse	21.76	3960.123	16.73	6.84	27102.2898	66282.5587
4	18.02	6001.521	14.68	6.70	40226.3948	88150.9406
3	14.28	5627.944	14.75	6.51	36673.3715	83065.0767
2	10.54	5518.173	14.73	6.68	36891.1938	81335.1109
1	6.80	5529.964	14.83	6.71	37104.9524	82044.7579
RDC	3.06	3910.824	18.40	6.77	26505.6097	71985.7552
				∑Ms	**204503.812**	**472864.2**

Tableau IV.25 : Calcul du moment stabilisant (site 2)

3eme cas :Site S3

Etage N°	Niveau (m)	Wi	X_G	Y_G	Msxi (kN.m)	Msyi (kN.m)
Terrasse	21.76	3960.123	16.73	6.84	27102.2898	66282.5587
4	18.02	6001.521	14.68	6.70	40226.3948	88150.9406
3	14.28	5627.944	14.75	6.51	36673.3715	83065.0767
2	10.54	5518.173	14.73	6.68	36891.1938	81335.1109
1	6.80	5520.268	14.83	6.71	37091.7847	81902.0082
RDC	3.06	3910.824	18.40	6.77	26505.6097	71985.7552
				∑Ms	**204490.644**	**472721.45**

Tableau IV.26 : Calcul du moment stabilisant (site 3)

4eme cas :Site S4

Etage N°	Niveau (m)	Wi	X_G	Y_G	Msxi (kN.m)	Msyi (kN.m)
Terrasse	21.76	3960.123	16.73	6.84	27102.2898	66282.5587
4	18.02	6001.521	14.68	6.70	40226.3948	88150.9406
3	14.28	5627.944	14.75	6.51	36673.3715	83065.0767
2	10.54	5518.173	14.73	6.68	36891.1938	81335.1109
1	6.80	5520.268	14.83	6.71	37091.7847	81902.0082
RDC	3.06	3910.824	18.40	6.77	26505.6097	71985.7552
				∑Ms	**204490.644**	**472721.45**

Tableau IV.27 : Calcul du moment stabilisant (site 4)

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

1er cas :Site S1

M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)	Msx/Mry	Msy/Mrx	Vérification
61295.78	47047.43	196999.383	457319.111	4.19	7.46	**Oui**

Tableau IV.28 : Vérification de stabilisation (site 1)

2eme cas :Site S2

M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)	Msx/Mry	Msy/Mrx	Vérification
64194.060	63980.856	204503.812	472864.2	3.20	7.37	**Oui**

Tableau IV.29 : Vérification de stabilisation (site 2)

3eme cas :Site S3

M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)	Msx/Mry	Msy/Mrx	Vérification
63544.606	63109.1986	204490.644	472721.45	3.24	7.44	**Oui**

Tableau IV.30 : Vérification de stabilisation (site 3)

4eme cas :Site S4

M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)	M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)	Msx/Mry	Msy/Mrx	Vérification
63544.606	63672.962	204490.644	472721.45	3.21	7.44	**Oui**

Tableau IV.31 : Vérification de stabilisation (site 4)

Commentaire

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions.

IV.4.6. Vérification des déplacements en tête et inter-étages

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

- $\delta_k = \delta_{ek} * R$ [selon RPA99 version2003 : ►Art 4.4.3◄]
- δ_{ek}: Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

- $\Delta k = \delta k - \delta k-1$[selon RPA99 version2003 : ►Art 4.4.3◄]

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 0.01he

Pour le calcul des déplacements en tête en suppose notre structure comme une console encastre à la base et soumise à une force verticale (force sismique) et on vérifié le déplacement en tête avec la flèche admissible de cette console.

Avec : $\bar{\delta}$ =H/250

$\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

1er cas : Site S1

Etage N°	Niveau	δx (cm)	δx.R (cm)	ΔX (cm)	0,01.he	Vérificatio	εx	ε‰
Terrasse	21.76	1.58	5.53	1.29	3.74	Ok	3.45	3.5
4	18.02	1.21	4.24	1.26	3.74	Ok	3.37	3.5
3	14.28	0.85	2.98	1.23	3.74	Ok	3.29	3.5
2	10.54	0.50	1.75	1.01	3.74	Ok	2.70	3.5
1	6.8	0.21	0.74	0.63	3.74	Ok	1.68	3.5
RDC	3.06	0.03	0.11	0.11	3.06	Ok	0.36	3.5

Tableau. IV.32 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X (site 1)

Etage N°	Niveau	δy (cm)	δy.R (cm)	Δy (cm)	0,01.he	Vérification	εy	ε‰
Terrasse	21.76	0.92	3.22	0.73	3.74	Ok	1.95	3.5
4	18.02	0.71	2.49	0.77	3.74	Ok	2.06	3.5
3	14.28	0.49	1.72	0.70	3.74	Ok	1.87	3.5
2	10.54	0.29	1.02	0.56	3.74	Ok	1.50	3.5
1	6.8	0.13	0.46	0.39	3.74	Ok	1.04	3.5
RDC	3.06	0.02	0.07	0.07	3.06	Ok	0.23	3.5

Tableau. IV.33 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y (site 1)

2eme cas : Site S2

Etage N°	Niveau	δx (cm)	δx.R (cm)	ΔX(cm)	0,01.he	Vérification	εx ‰	ε‰
Terrasse	21.76	1.58	5.53	1.26	3.74	Ok	3.37	3.5
4	18.02	1.22	4.27	1.29	3.74	Ok	3.45	3.5
3	14.28	0.85	2.98	1.23	3.74	Ok	3.29	3.5
2	10.54	0.50	1.75	0.98	3.74	Ok	2.62	3.5
1	6.8	0.22	0.77	0.66	3.74	Ok	1.76	3.5
RDC	3.06	0.03	0.11	0.11	3.06	Ok	0.36	3.5

Tableau. IV.34 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X (site 2)

Etage N°	Niveau	δy (cm)	δy.R	Δy (cm)	0,01.he	Vérificatio	εy ‰	ε‰
Terrasse	21.76	1.00	3.50	0.80	3.74	Ok	2.14	3.5
4	18.02	0.77	2.70	0.81	3.74	Ok	2.17	3.5
3	14.28	0.54	1.89	0.77	3.74	Ok	2.06	3.5
2	10.54	0.32	1.12	0.63	3.74	Ok	1.68	3.5
1	6.8	0.14	0.49	0.42	3.74	Ok	1.12	3.5
RDC	3.06	0.02	0.07	0.07	3.06	Ok	0.23	3.5

Tableau. IV.35 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y (site 2)

3eme cas : Site S3

Etage N°	Niveau	δx (cm)	δx.R	ΔX(cm)	0,01.he	Vérificatio	εx ‰	ε‰
Terrasse	21.76	1.56	5.46	1.26	3.74	Ok	3.37	3.5
4	18.02	1.20	4.20	1.26	3.74	Ok	3.37	3.5
3	14.28	0.84	2.94	1.19	3.74	Ok	3.18	3.5
2	10.54	0.50	1.75	1.01	3.74	Ok	2.70	3.5
1	6.8	0.21	0.74	0.63	3.74	Ok	1.68	3.5
RDC	3.06	0.03	0.11	0.11	3.06	Ok	0.36	3.5

Tableau. IV.36 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X (site 3)

Etage N°	Niveau	δy (cm)	δy.R	Δy (cm)	0,01.he	Vérificatio	εy ‰	ε‰
Terrasse	21.76	1.12	3.92	0.91	3.74	Ok	2.43	3.5
4	18.02	0.86	3.01	0.91	3.74	Ok	2.43	3.5
3	14.28	0.60	2.10	0.84	3.74	Ok	2.25	3.5
2	10.54	0.36	1.26	0.70	3.74	Ok	1.87	3.5
1	6.8	0.16	0.56	0.45	3.74	Ok	1.20	3.5
RDC	3.06	0.03	0.11	0.11	3.06	Ok	0.36	3.5

Tableau IV.37 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y (site 3)

4eme cas : Site S4

Etage N°	Niveau	δx (cm)	δx.R	ΔX(cm)	0,01.he	Vérificatio	εx ‰	ε‰
Terrasse	21.76	1.56	5.46	1.26	3.74	Ok	3.37	3.5
4	18.02	1.20	4.20	1.26	3.74	Ok	3.37	3.5
3	14.28	0.84	2.94	1.19	3.74	Ok	3.18	3.5
2	10.54	0.50	1.75	1.01	3.74	Ok	2.70	3.5
1	6.8	0.21	0.74	0.63	3.74	Ok	1.68	3.5
RDC	3.06	0.03	0.11	0.11	3.06	Ok	0.36	3.5

Tableau IV.38 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens X (site 4)

Etage N°	Niveau	δy (cm)	δy.R	Δy (cm)	0,01.he	Vérificatio	εy ‰	ε‰
Terrasse	21.76	1.13	3.96	0.91	3.74	Ok	2.43	3.5
4	18.02	0.87	3.05	0.91	3.74	Ok	2.43	3.5
3	14.28	0.61	2.14	0.88	3.74	Ok	2.35	3.5
2	10.54	0.36	1.26	0.70	3.74	Ok	1.87	3.5
1	6.8	0.16	0.56	0.45	3.74	Ok	1.20	3.5
RDC	3.06	0.03	0.11	0.11	3.06	Ok	0.36	3.5

Tableau IV.39 : Vérification des déplacements en tête et inter-étage sens Y (site 4)

IV.4.7.Vérification de cisaillement des éléments

Par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

a) les poutres **:** Selon CBA93 ► [Art A.5.1] ◄ :

$\tau_{max} = \frac{T}{bd} =$

$\bar{\tau}$ =Min [0.2$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 5Map]

il faut vérifier que : $\tau_{max} \leq \bar{\tau}$

1er cas : Site S1

Elément	b (m)	h (m)	T (KN)	combinaison	τ (MPA)	τ adm (MPA)
Longrine 30x30	0.3	0.3	42.05	1,35.G+1,5.Q ELU	0.510	2.5
Poutre paliere	0.35	0.35	89.88	G+Q+Edx ACC	0.79	4.35
PP 35x40	0.35	0.4	168.25	G+Q+Edx ACC	1.282	3.26
PP 35x50	0.35	0.5	216.15	1.35G+1.5Q ELU	1.300	3.33
PS 35x35	0.35	0.35	65.40	1.35G+1.5Q ELU	0.575	3.33

Tableau IV.40 : Vérification de cisaillement des poutres (site 1)

2eme cas : Site S2

Elément	b (m)	h (m)	T (KN)	combinaison	τ (MPA)	τ adm (MPA)
Longrine 30x30	0.30	0.30	41.642	1,35.G+1,5.Q ELU	0.505	2.50
Poutre paliere	0.35	0.35	22.73	1.35G+1.5Q ELU	0.200	3.33
PP 40x40	0.40	0.40	119.34	1.35G+1.5Q ELU	0.796	3.33
PP 40x50	0.40	0.50	219.93	1,35.G+1,5.Q ELU	1.158	3.33
PS 35x35	0.35	0.35	74.74	1.35G+1.5Q ELU	0.657	3.33

Tableau IV.41 : Vérification de cisaillement des poutres (site 2)

3eme cas : Site S3

Elément	b (m)	h (m)	T (KN)	combinaison	τ (MPA)	τ adm (MPA)
Longrine 30x30	0.30	0.30	41.642	1,35.G+1,5.Q ELU	0.505	2.50
Poutre paliere	0.35	0.35	95.98	G+Q+Edx ACC	0.844	4.35
PP 40x40	0.40	0.40	183.175	G+Q+Edx ACC	1.221	3.26
PP 40x50	0.40	0.50	221.064	1,35.G+1,5.Q ELU	1.163	3.33
PS 35x35	0.35	0.35	65.042	1,35.G+1,5.Q ELU	0.572	3.33

Tableau IV.42 : Vérification de cisaillement des poutres (site 3)

4eme cas : Site S4

Elément	b (m)	h (m)	T (KN)	combinaison	τ (MPA)	τ adm (MPA)
Longrine 30x30	0.30	0.30	41.642	1,35.G+1,5.Q ELU	0.505	2.50
Poutre paliere	0.35	0.35	95.98	G+Q+Edx ACC	0.844	4.35
PP 40x40	0.40	0.40	183.175	G+Q+Edx ACC	1.221	3.26
PP 40x50	0.40	0.50	221.064	1,35.G+1,5.Q ELU	1.163	3.33
PS 35x35	0.35	0.35	65.085	G+Q+Edx ACC	0.572	3.26

Tableau IV.43: Vérification de cisaillement des poutres (site 4)

IV.4.8.Vérification de l'effort normal réduit à la base

selon RPA version 2003►► [Art 7.1.3.3] ◄◄ [1]

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0{,}3$$

Où :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

1er cas : Site S1

Element	b(m)	h(m)	N (KN)	Bc (cm²)	combainaison	T/Bc.Fc28	Vérification
Pot40x55	0.40	0.55	1411.299	201400	G+Q+EdX	0.280	0.3
Pot40x55	0.40	0.55	1335.774	201400	G+Q+EdY	0.265	0.3

Tableau IV.44: Vérification de l'effort normal réduit à la base (site 1)

2eme cas : Site S2

Element	b(m)	h(m)	N (KN)	Bc (cm²)	combainaison	T/Bc.Fc28	Vérification
Pot40x55	0.40	0.55	1444.55	201400	G+Q+EdX	0.287	0.3
Pot40x55	0.40	0.55	1360.048	201400	G+Q+EdY	0.270	0.3

Tableau IV.45: Vérification de l'effort normal réduit à la base (site 2)

3eme cas : Site S3

Element	b(m)	h(m)	N (KN)	Bc (cm²)	combainaison	T/Bc.Fc28	Vérification
Pot40x55	0.40	0.55	1442.99	201400	G+Q+EdX	0.287	0.3
Pot40x55	0.40	0.55	1367.26	201400	G+Q+EdY	0.272	0.3

Tableau IV.46: Vérification de l'effort normal réduit à la base (site 3)

4eme cas : Site S4

Element	b(m)	h(m)	N (KN)	Bc (cm²)	combainaison	T/Bc.Fc28	Vérification
Pot40x55	0.40	0.55	1442.99	201400	G+Q+EdX	0.287	0.3
Pot40x55	0.40	0.55	1367.85	201400	G+Q+EdY	0.272	0.3

Tableau IV.47: Vérification de l'effort normal réduit à la base (site 4)

IV.4.9.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

selon RPA version 2003► [Art 5.9]◄

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$$

- P_k:poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k: effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k: hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, 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 du1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1-\theta_k}$$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

1er cas : Site S1

Etage N°	Niveau (m)	hk(m)	Pk (KN)	Δ_{kx} (cm)	kx (KN)	θ_{kx}	Vérification $\theta_{kx} \leq 0.1$
Terrasse	21.76	3.74	3821.14	1.29	894.44	0.0147	OUI
4	18.02	3.74	5804.38	1.26	1125.15	0.0174	
3	14.28	3.74	5430.80	1.23	834.24	0.0214	
2	10.54	3.74	5323.80	1.01	603.62	0.0238	
1	6.8	3.74	5325.50	0.63	389.56	0.0230	
RDC	3.06	3.06	3803.95	0.11	125.22	0.0109	

Tableau IV.48 : Vérification l'effet P-Δ sens X (site 1)

Etage N°	Niveau (m)	hk(m)	Pk (KN)	Δ_{ky} (cm)	Vky (KN)	θ_{ky}	Vérification $\theta_{kx} \leq 0.1$
Terrasse	21.76	3.74	3821.14	0.73	689.06	0.0108	OUI
4	18.02	3.74	5804.38	0.77	866.79	0.0138	
3	14.28	3.74	5430.80	0.70	642.68	0.0158	
2	10.54	3.74	5323.80	0.56	465.01	0.0171	
1	6.8	3.74	5325.50	0.39	300.11	0.0185	
RDC	3.06	3.06	3803.95	0.07	96.46	0.0090	

Tableau IV.49 : Vérification l'effet P-Δ sens Y (site 1)

2eme cas : Site S2

Etage N°	Niveau (m)	hk(m)	Pk (KN)	Δ_{kx} (cm)	kx (KN)	θ_{kx}	Vérification $\theta_{kx} \leq 0.1$
Terrasse	21.76	3.74	3960.120	1.26	957.34	0.0139	OUI
4	18.02	3.74	6001.520	1.29	1201.47	0.0172	
3	14.28	3.74	5627.940	1.23	892.84	0.0207	
2	10.54	3.74	5518.170	0.98	646.15	0.0224	
1	6.8	3.74	5520.270	0.66	417.76	0.0234	
RDC	3.06	3.06	3937.850	0.11	133.87	0.0106	

Tableau IV.50 : Vérification l'effet P-Δ sens X (site 2)

Etage N°	Niveau (m)	hk(m)	Pk (KN)	Δ_{ky} (cm)	Vky (KN)	θ_{ky}	Vérification $\theta_{kx} \leq 0.1$
Terrasse	21.76	3.74	3960.120	0.80	826.30	0.0103	OUI
4	18.02	3.74	6001.520	0.81	1037.02	0.0125	
3	14.28	3.74	5627.940	0.77	770.63	0.0150	
2	10.54	3.74	5518.170	0.63	557.71	0.0167	
1	6.8	3.74	5520.270	0.42	360.58	0.0172	
RDC	3.06	3.06	3937.850	0.07	115.55	0.0078	

Tableau IV.51 : Vérification l'effet P-Δ sens Y (site 2)

3eme cas : Site S3

Etage N°	Niveau (m)	hk(m)	Pk (KN)	Δ_{kx} (cm)	kx (KN)	θ_{kx}	Vérification $\theta_{kx} \leq 0.1$
Terrasse	21.76	3.74	3960.120	1.33	931.78	0.0151	OUI
4	18.02	3.74	6001.520	1.33	1169.39	0.0183	
3	14.28	3.74	5627.940	1.29	869.00	0.0223	
2	10.54	3.74	5518.170	1.09	628.90	0.0256	
1	6.8	3.74	5520.270	0.73	405.89	0.0265	
RDC	3.06	3.06	3937.850	0.11	130.29	0.0109	

Tableau IV.52:Vérification l'effet P-Δ sens X (site 3)

Etage N°	Niveau (m)	hk(m)	Pk (KN)	Δ_{ky} (cm)	Vky (KN)	θ_{ky}	Vérification $\theta_{kx} \leq 0.1$
Terrasse	21.76	3.74	3960.120	0.81	925.39	0.0093	OUI
4	18.02	3.74	6001.520	0.77	1161.38	0.0106	
3	14.28	3.74	5627.940	0.77	863.05	0.0134	
2	10.54	3.74	5518.170	0.63	624.59	0.0149	
1	6.8	3.74	5520.270	0.42	403.11	0.0154	
RDC	3.06	3.06	3937.850	0.07	129.40	0.0070	

Tableau IV.53 : Vérification l'effet P-Δ sens Y (site 3)

4eme cas : Site S4

Etage N°	Niveau (m)	hk(m)	Pk (KN)	Δ_{kx} (cm)	kx (KN)	θ_{kx}	Vérification $\theta_{kx} \leq 0.1$
Terrasse	21.76	3.74	3960.120	1.33	931.78	0.0151	OUI
4	18.02	3.74	6001.520	1.33	1169.39	0.0183	
3	14.28	3.74	5627.940	1.29	869.00	0.0223	
2	10.54	3.74	5518.170	1.09	628.90	0.0256	
1	6.8	3.74	5520.270	0.73	405.89	0.0265	
RDC	3.06	3.06	3937.850	0.11	130.29	0.0109	

Tableau IV.54:Vérification l'effet P-Δ sens X (site 4)

Etage N°	Niveau (m)	hk(m)	Pk (KN)	Δ_{ky} (cm)	Vky (KN)	θ_{ky}	Vérification $\theta_{kx} \leq 0.1$
Terrasse	21.76	3.74	3960.120	0.81	933.66	0.0092	Oui
4	18.02	3.74	6001.520	0.77	1171.75	0.0105	
3	14.28	3.74	5627.940	0.77	870.76	0.0133	
2	10.54	3.74	5518.170	0.63	630.17	0.0148	
1	6.8	3.74	5520.270	0.42	406.71	0.0152	
RDC	3.06	3.06	3937.850	0.07	130.56	0.0069	

Tableau IV.55 : Vérification l'effet P-Δ sens Y (site 4)

REMARQUE :
Puisque tous les coefficients θ**k** sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P-Δ peut être négligé.

IV.5. Conclusion

A travers les résultats obtenus le tableau suivant résume le dimensionnement des différents éléments de la structure

ELEMENTS	1er cas (site S1)	2eme cas (site S2)	3eme cas (site S3)	4eme cas (site S4)
P-P1	35 X 40	40 X 40		
P-P2	35 X 50	40 X 50		
P-S	35 X 35	35 X 35		
P-Paliere	35 X 35	35 X 35		
Pot à la base	40 X 55	40 X 55		
Voiles	e =16	e = 20		

Tableau IV.56 : Les éléments de la structure dans les 4 cas

D'après les résultats du tableau IV.56, on constate deux types de dimensionnement trouvés pour les différents éléments de la structure dont un des dimensionnements regroupe les 3 sites S2, S3 et S4, le site 1 a son propre dimensionnement. De cela, et d'après les résultats trouvés avant, on choisi de continuer le travail avec les deux sites 1 et 3 car les éléments de la structure du 2eme cas qui est un site ferme sont presque comme sur un site rocheux et les éléments de la structure du 4eme cas celui de site 4 qui est un site lâche il est à éviter de construire sur ce site.

D'après les résultats trouvés dans ce chapitre IV, il ressort aussi que le dimensionnement des éléments structuraux de l'ouvrage est fortement liée à son coté architectural. On constate que le type de sol n'a pas d'effet sur les structures non élancés. Sur la base, la distribution des forces sismique, le moment de reversement et le moment stabilisant suivant les deux axes X et Y de la structure dans les sites 1 et 3 sont regroupés dans les figures suivantes :

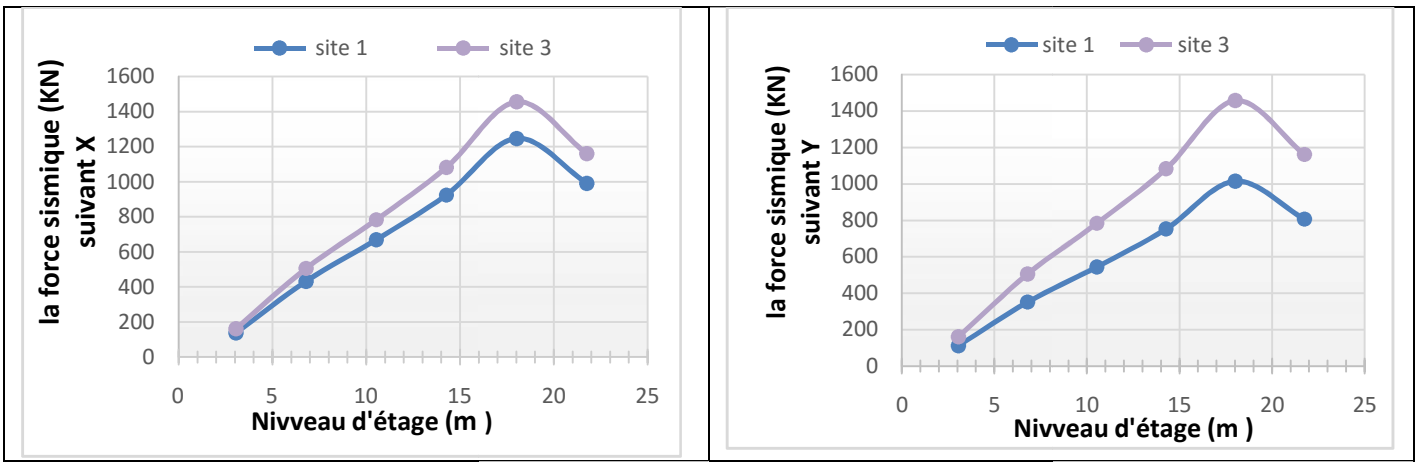


Figure IV.18 : Distribution de la force sismique suivant X et Y dans les deux sites S1 et S3

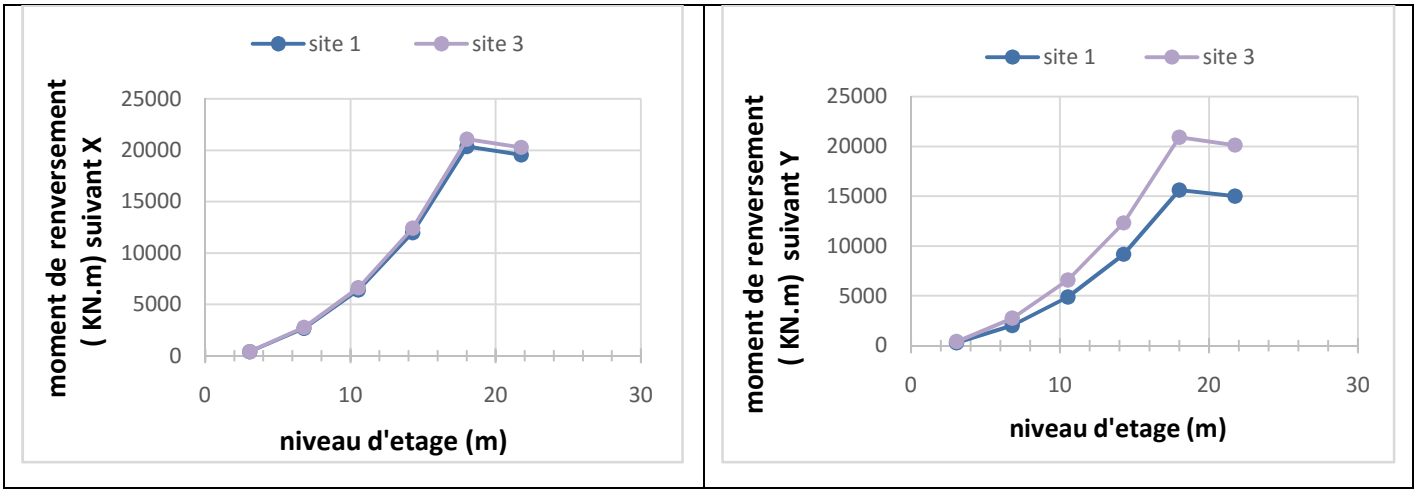


Figure IV.19 : Moment de renversement suivant X et Y dans les deux sites S1 et S3

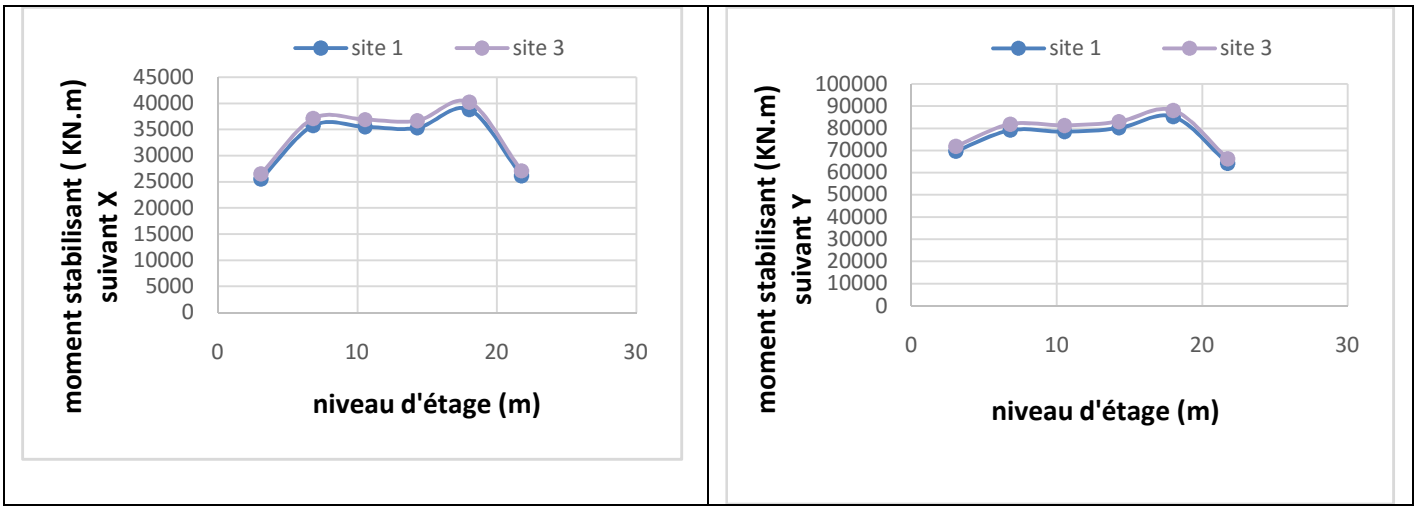


Figure IV.20 : Moments stabilisants suivant X et Y dans les deux sites S1 et S3

D'après les figures (IV.18, IV.19, IV .20), on constate que la distribution des forces sismique, le moment de reversement et le moment stabilisant sont plus grand par le site 3 que le site 1. Ceci concorde avec le dimensionnement trouvé dans le tableau IV.56

CHAPITRE V

FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003. Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ❖ Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ **E.L.U :** 1,35G +1,5Q et G +Q ± E et 1.35G+1.5Q.1.5T
  - ✓ **E.L.S :** G + Q
- ❖ Les combinaisons données par les règles du R.P. A99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- ➢ G : charges permanentes.
- ➢ Q : charges d'exploitations.
- ➢ E : charges sismiques.
- ➢ T : chargement thermique.

V.2. Ferraillage des poutres

V.2. 1. Introduction

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

Concernant les poutres de terrasse qui sont soumisent à l'effet thermique, le calcul de ferraillage se fait en flexion composé à l'état limite ultime, sous l'effet des moment et efforts normaux les plus défavorables.

V.2. 2. L'étude thermique

T= F = $\alpha \times \Delta_t \times S \times E$

SITE	b x h (cm)	ZONE	Δ_t	L(m)	E	α	N
1	35x40	2	-15	29.8	32.16X 10^6	10^{-5}	1013.17
3	40x40						1157.91
1	35x60						1519.7
3	40x60						1736.9

Tableau V.1 : les valeurs de la force thermique pour les 2 sites

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
γ_b= 1.5	γ_s= 1.15	γ_b= 1.15	γ_s= 1.5
σ_b= 25 Mpa	FeE 400	σ_b= 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$= 14.2 Mpa	-	$\overline{\sigma_b}$= 18.48 Mpa	-

Tableau V-2 : Les données de calcule

❖ **Recommandations du R.P.A99**

Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui 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 50Ø en Zone IIb.

Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St.b.
  - b : largeur de la poutre.
  - St : espacement maximum entre les armatures transversales, Il est donné comme suit :
- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

V.2. a. Calcul de ferraillage à l'ELU

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumées dans les Tableaux suivants :

	Niveau	Position	M_u (KN.m)	N (KN)	Combinaison	A' (Cm^2)	A_{calcul} (Cm^2)	$A'_{choisis}$ (Cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	55.22	1013.17	1.35G+1.5Q+1.5T	10.02	19.10	**4HA20** =12.57	**8HA20** =25.13
		Appuis	-91.10			22.04	7.08	**8HA20** =25.13	**6HA 14** = 9.24
	Etages	Travée	94.82	-	G+Q+Edx	0	6.69	-	**5HA14** =7.70
		Appuis	-146.1				10.68		**6HA16** =12.06
Rive	Terrasse	Travée	35.75	1013.17	1.35G+1.5Q+1.5T	11.62	17.50	**4HA20** =12.57	**8HA20** =25.13
		Appuis	-57.97			19.32	9.80	**8HA20** =25.13	**6HA 14** = 9.24
	Etages	Travée	92.41	-	0.8G+Edx	0	6.51	-	**5HA14** =7.70
		Appuis	-106.5		G+Q+Edx		7.573		**6HA16** =12.06

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres principales1 site 1

Remarque

Les poutres de terrasse sont soumisent a l'effet thermique donc le calcul de ferraillage se fait en flexion composé

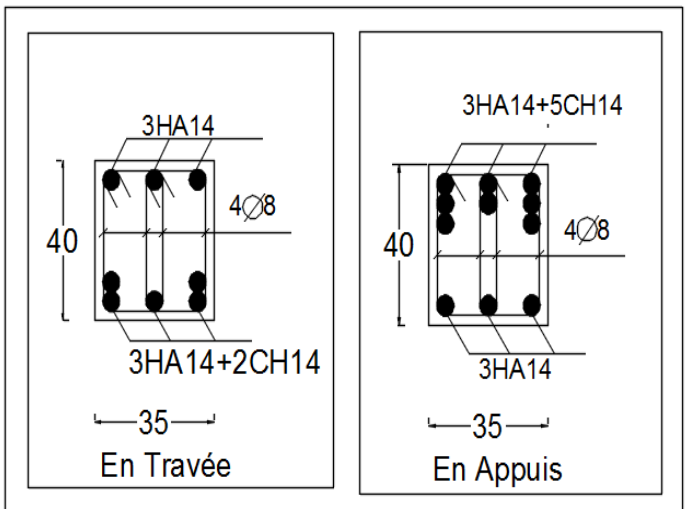


Figure V.1: ferraillage des PP1 (étage courant) site1

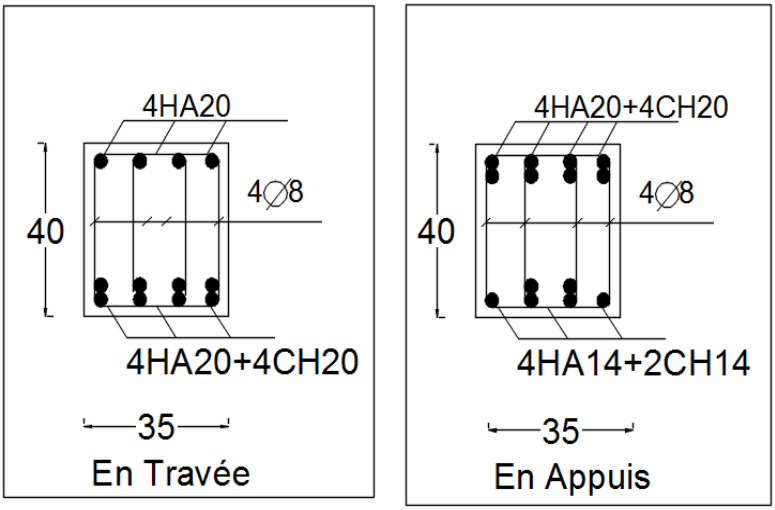


Figure V.2: ferraillage des PP1 (terrasse) site1

	Niveau	Position	M_u (KN.m)	N (KN)	Combinaison	A' (Cm^2)	$A'_{choisis}$ (Cm^2)	A_{calcul} (Cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	56.67	1157.91	1.35G+1.5Q+1.5T	5.59	**8HA14** =12.32	17.04	**6HA20** =18.85
		Appuis	-93.39			19.45	**8HA20** =25.13	7.18	**8HA14** =12.32
	Etages	Travée	113.8	-	G+Q+Edx	0	-	8.05	**8HA12=** 9.05
		Appuis	-171.0					12.54	**6HA16** =12.06
Rive	Terrasse	Travée	37.41	1157.91	1.35G+1.5Q+1.5T	10.85	**8HA14** =12.32	15.77	**6HA20** =18.85
		Appuis	-60.52			17.29	**8HA20** =25.13	9.34	**8HA14** =12.32
	Etages	Travée	124.9	-	0.8G+Edx	0	-	8.89	**8HA12=** 9.05
		Appuis	-134.2		G+Q+Edx			9.17	**6HA16** =12.06

Tableau V.4 : Ferraillage longitudinal des poutres principales1 site3

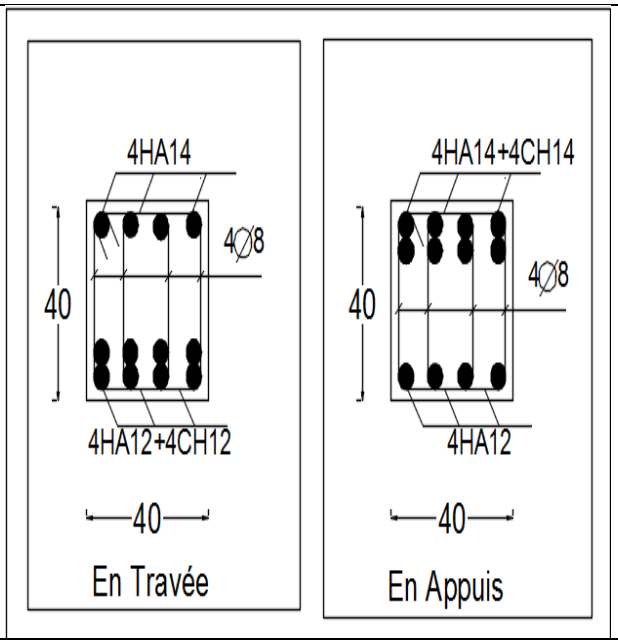


Figure V.3 : ferraillage des PP1 (étage courant) site3

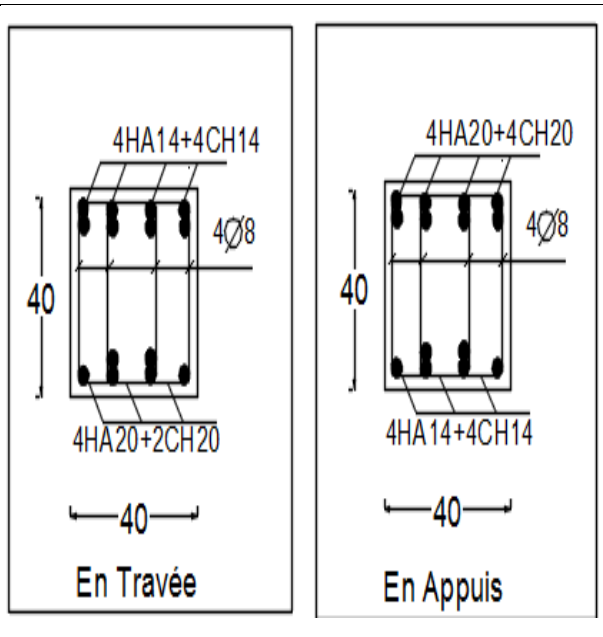


Figure V.4 : ferraillage des PP1 (terrasse) site3

	Niveau	Position	M_u (KN.m)	N (KN)	Comb	A' (Cm^2)	A'choisis (Cm^2)	Acalcul (Cm^2)	A choisis (Cm^2)	A peau (Cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	229.69	1519.7	1.35G+1.5Q+1.5T	7.87	**6HA14** =9.24	27.08	**10HA20** =31.42	**2HA14** =3.08
		Appuis	-292.6			29.71	**10HA20** =31.42	5.24	**6HA14** =9.24	
	Etages	Travée	256.9	-	1.35G+1.5Q	0	-	14.05	**5HA20** =15.71	**2HA14** =3.08
		Appuis	-332.8					18.8	**6HA20** =18.85	

Tableau V.5 : Ferraillage longitudinal des poutres principales2 site1

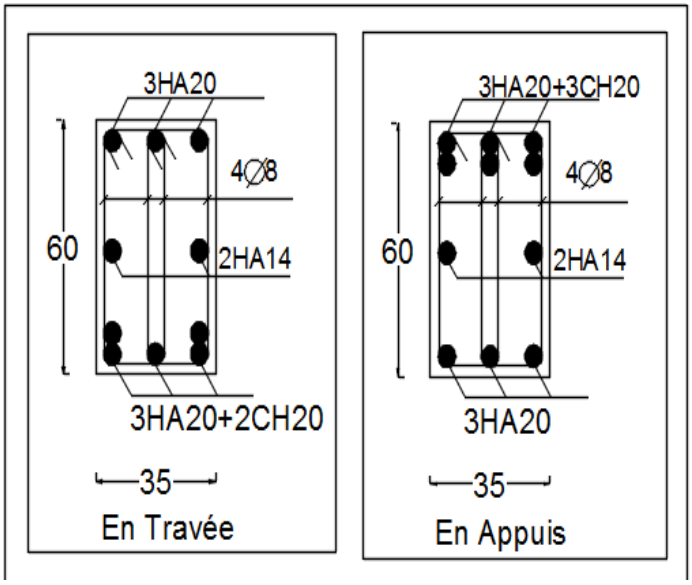


Figure V.5 : ferraillage des PP2 (étage courant) site1

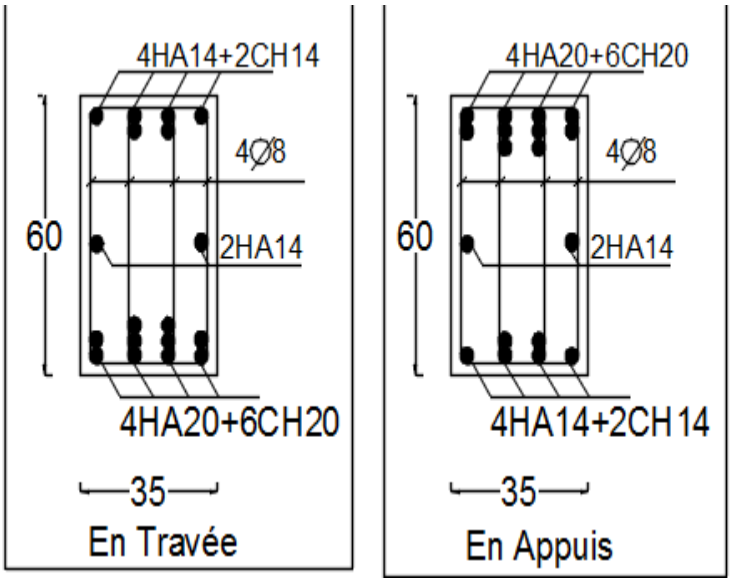


Figure V.6 : ferraillage des PP2 (terrasse) site1

	Niveau	Position	M_u (KN.m)	N (KN)	Combinaison	A' calculé (Cm^2)	A' choisi (Cm^2)	A calculé (Cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A peau (Cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	241.95	1736.9	1.35G+1.5Q+1.5T	9.85	**6HA16**= 12.06 **12HA20** =37.70	30.1	**12HA20** =37.70 **6HA16**= 12.06	**2HA14 =3.08**
		Appuis	-294.1			32.27		7.67		
	Etages	Travée	229.01		1.35G+1.5Q	0	-	12.3	**6HA20=** 18.85 **6HA20=** 18.85	**2HA14 =3.08**
		Appuis	-308.1					14.4		

Tableau V.6 : Ferraillage longitudinal des poutres principales2 site3

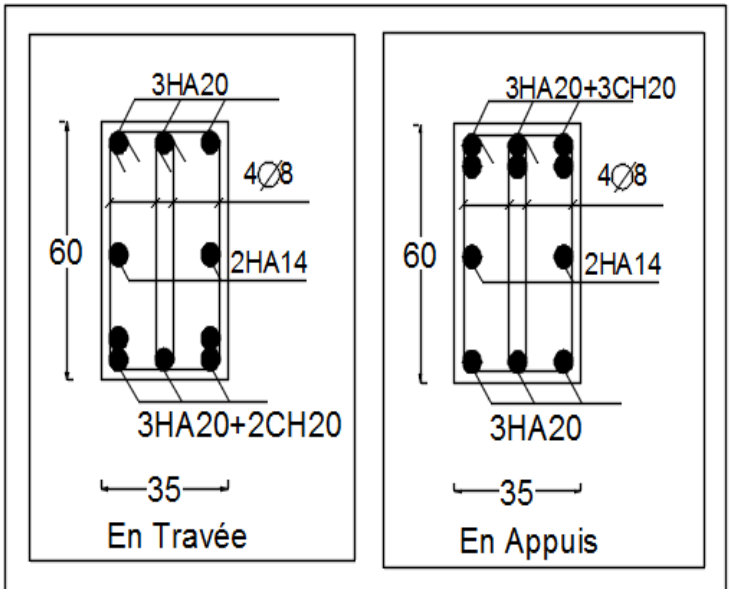


Figure. V.7 : ferraillage des PP2 (étage courant) site3

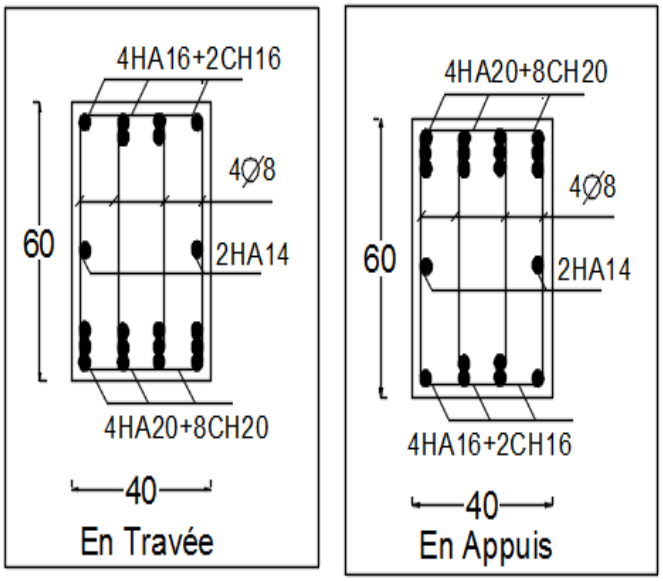


Figure. V.8 : ferraillage des PP2 (terrasse) site3

Niveau	Position	M_u (KN.m)	N° élément	Combinaison	A' (cm2)	A calcule (cm2)	A choisie (cm2)
Terrasse	**Appuis** **Travée**	-64.59 44.98	711 711	G+Q+Edy	0	5.23 3.582	**5HA14=** 7.7 **3HA14=** 4.62
Etage	**Appuis** **Travée**	-77.5 40.47	844 540	1.35G+1.5Q G+Q+Edy	0	7.456 3.21	**5HA14=** 7.7 **3HA14=** 4.62

Tableau V.7 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires site1

Niveau	Position	M_u (KN.m)	N° élément	Combinaison	A' (cm2)	A calcule (cm2)	A choisie (cm2)
Terrasse	**Appuis** **Travée**	-77.11 51.14	711 711	G+Q+Edy	0	6.31 4.09	**5HA14**=7.70 **3HA14=**4.62
Etage	**Appuis** **Travée**	-77.76 46.86	540 540	G+Q+Edy	0	6.36 3.73	**5HA14**=7.70 **3HA14=**4.62

Tableau V.8 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires site3

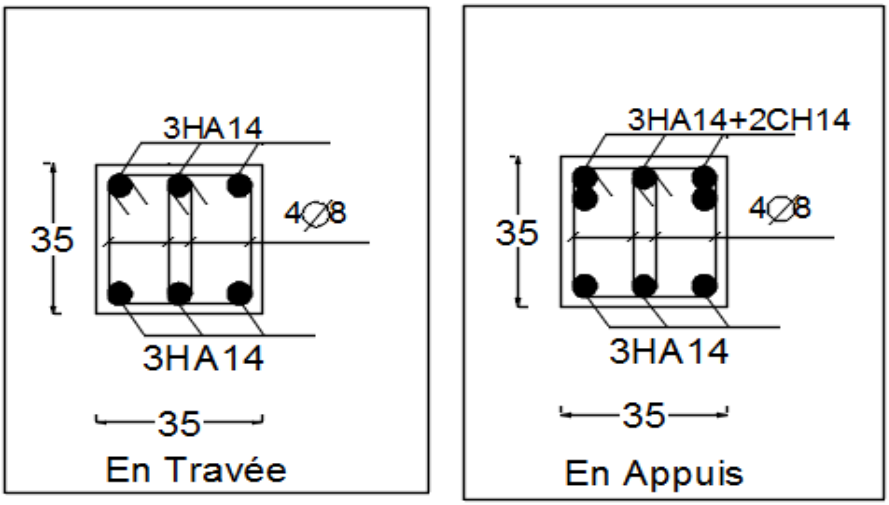


Figure. V.9 : ferraillage des Ps (site 1 /site 3)

V.2. b. Vérification des contraintes à l'état limite de service

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L. S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L. S sous M_{ser} :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ = 0.6 f_{c28} = 15 Mpa et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min ($\frac{2}{3}$×fe ; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$) = 202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

	Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	N° Élément	Combinaison	A choisie (cm^2)	σ_b	σ_s	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	40.48	663	G+Q	37.70	3.45	35.68	Oui
		Appuis	-66.36	690		34.37	5.78	63.73	
	Etages	Travée	48.99	196	G+Q	12.32	5.64	122.7	Oui
		Appuis	-67.12	550		16.93	7.02	124.8	
Rive	Terrasse	Travée	26.09	640	G+Q	37.70	2.23	22.99	Oui
		Appuis	-42.53	693		34.37	3.71	40.85	
	Etages	Travée	41.14	441	G+Q	12.32	2.188	103.1	Oui
		Appuis	-52.39	441		16.93	5.48	97.38	

Tableau V.9 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales1 site1

	Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	N° Élément	Combinaison	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b	σ_s	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	41.47	663	G+Q	31.17	3.34	43.21	Oui
		Appuis	-68.21	690		31.17	5.5	71.08	
	Etages	Travée	50.45	196	G+Q	15.21	4.9	102.8	Oui
		Appuis	-68.17	550		16.84	6.5	126.3	
Rive	Terrasse	Travée	27.35	640	G+Q	31.17	3.42	44.2	Oui
		Appuis	-44.23	693		31.17	3.56	46.09	
	Etages	Travée	42.42	441	G+Q	15.21	4.17	86.48	Oui
		Appuis	-52.79	441		16.84	5.03	97.81	

Tableau V.10 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales1 site3

	Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	N° Élément	Combinaison	$A_{choisie}$ (cm^2)	σ_b	σ_s	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	168.02	692	G+Q	50.02	6.30	72.05	Oui
		Appuis	-214.20	685		50.02	8.04	91.85	
	Etages	Travée	185.23	462	G+Q	25.13	4.87	139	Oui
		Appuis	-239.93	393		28.27	6.43	161.6	

Tableau V.11 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales2 site 1

	Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	N° Élément	Combinaison	A choisie (cm^2)	σ_b	σ_s	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	177.02	692	G+Q	52.84	5.92	71.46	Oui
		Appuis	-215.29	685		52.84	7.20	86.91	
	Etages	Travée	194.13	462	G+Q	31.42	4.42	117.1	Oui
		Appuis	-237.49	393		31.42	5.41	143.2	

Tableau V.12 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales2 site 3

Niveau	Position	M ser (KN.m)	N° élément	Combinaison	A choisie (cm^2)	σ_b	σ_s	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	Appuis	-35.74	866	G+Q	12.32	5.24	104.2	Oui
	Travée	25.35	866		9.24	4.07	96.9	
Etage	Appuis	-56.60	844	G+Q	12.32	8.3	165.03	Oui
	Travée	28.96	804		9.24	4.65	110.7	

Tableau V.13 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires site1

Niveau	Position	M ser (KN.m)	N° élément	Combinaison	A choisie (cm^2)	σ_b	σ_s	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Terrasse	Appuis	-34.43	866	G+Q	12.32	5.05	100.4	Oui
	Travée	24.73	866		9.24			
Etage	Appuis	-53.97	844	G+Q	12.32	7.92	157.35	Oui
	Travée	29.41	804		9.24			

Tableau V.14: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires site 3

V.2.c. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA

Il faut vérifie que

- $A_{tendue} \geq A_{min}$ CBA
- $A_{Travée} \geq A_{min}$ RPA et $A_{Travée} \leq A_{max}$ RPA
- $A_{appui} \geq A_{min}$ RPA et $A_{appui} \leq A_{max}$ RPA

Site	Position	$A_{adoptée}$ (cm2)	A_{min} CBA (cm2)	Condition vérifiée
Site 1	Travée	12.32	1.88	Oui
	Appuis	16.93	1.88	Oui
Site 4	Travée	15.21	2.1	Oui
	Appuis	16.84	2.1	Oui

Tableau V.15 : vérification des poutres principales1 selon la condition CBA

Site	Position	$A_{adoptée}$ (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	A_{max} RPA (cm²)	Condition vérifiée
Site 1	Travée	12.32	7	56	Oui
	Appuis	16.93	7	56	Oui
Site 4	Travée	15.21	8	64	Oui
	Appuis	16.84	8	64	Oui

Tableau V .16 : vérification des poutres principales1 selon les conditions RPA

Site	Position	$A_{adoptée}$ (cm2)	A_{min} CBA (cm2)	Condition vérifiée
Site 1	Travée	25.13	1.25	Oui
	Appuis	28.27	1.25	Oui
Site 4	Travée	31.42	1.44	Oui
	Appuis	31.42	1.44	Oui

Tableau V.17 : vérification des poutres principales2 selon la condition CBA

Site	position	$A_{adoptée}$ (cm2)	A_{min} RPA (cm2)	A_{max} RPA (cm2)	Condition vérifiée
Site 1	**Travée**	25.13	10.5	84	**Oui**
	Appuis	28.27	10.5	84	**Oui**
Site 4	**Travée**	31.42	12	96	**Oui**
	Appuis	31.42	12	96	**Oui**

Tableau V .18 : vérification des poutres principales2 selon les conditions RPA

Site	position	$A_{adoptée}$ (cm2)	A_{min} CBA (cm2)	Condition vérifiée
Site 1	**Travée**	9.24	1.6	**Oui**
	Appuis	12.32	1.6	**Oui**
Site 4	**Travée**	9.24	1.6	**Oui**
	Appuis	12.32	1.6	**Oui**

Tableau V.19 : vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

Site	Position	$A_{adoptée}$ (cm2)	A_{min} RPA (cm2)	Condition vérifiée
Site 1	**Travée**	9.24	6.12	**Oui**
	Appuis	12.32	6.12	**Oui**
Site 4	**Travée**	9.24	6.12	**Oui**
	Appuis	12.32	6.12	**Oui**

Tableau V.20 : vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA

V.2. d. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

- T_u = effort tranchant

	Poutres de rive	**Poutres intermédiaires**
Fissuration	La fissuration est préjudiciable	La fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	Min $\left\{0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}\middle\vert 4Mpa\right\}$	Min $\left\{0.2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}\middle\vert 5Mpa\right\}$
Situation durable	$\overline{\tau_u}$= 2.5	$\overline{\tau_u}$=3.33
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u}$= 3.26	$\overline{\tau_u}$=4.34

Tableau V.21: Calcule de τ_u

	Niveau	**Position**	**V_u (KN)**	**N° élément**	**Combinaison**	τ_u **(Mpa)**	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	167.4	690	0.8G+Edx	1.14	3.33	Oui
		Appuis	-120.0	683	G+Q+Edx	1.13	4.34	Oui
	Etage	Travée	129.6	549	G+Q+Edx	1.38	4.34	Oui
		Appuis	-116.8	395	1.35G+1.5Q	1.25	3.33	Oui
Rive	Terrasse	Travée	170.12	1267	G+Q+Edx	1.82	3.26	Oui
		Appuis	-121.1	1267	0.8G+Edx	1.29	3.26	Oui
	Etage	Travée	147.23	1138	G+Q+Edx	1.57	3.26	Oui
		Appuis	-152.09	1129		1.63	3.26	Oui

Tableau V.22 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales1 site1

	Niveau	Position	V_u (KN)	N° élément	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	115.12	683	G+Q+Edx	1.08	4.34	Oui
		Appuis	-115.67	683		1.08	4.34	Oui
	Etage	Travée	158.77	549	G+Q+Edx	1.50	4.34	Oui
		Appuis	-124.88	453		1.70	4.34	Oui
rive	Terrasse	Travée	205.95	1261	G+Q+Edx	1.93	3.26	Oui
		Appuis	-152.19	1261	0.8G+Edx	1.42	3.26	Oui
	Etage	Travée	180.18	1134	G+Q+Edx	1.7	3.26	Oui
		Appuis	-184.82	1129		1.73	3.26	Oui

Tableau V.23 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales1 site3

	Niveau	Position	V_u (KN)	N° élément	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	**Terrasse**	**Travée**	172.64	665	1.35G+1.5Q	2.48	3.33	**Oui**
		Appuis	-202.06	685		2.9		
	Etage	**Travée**	225.85	456	1.35G+1.5Q	3.24	3.33	**Oui**
		Appuis	-225.45	397		3.24		

Tableau V.24 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales2 site1

	Niveau	Position	V_u (KN)	N° élément	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	**Terrasse**	**Travée** **Appuis**	198.2 -192.11	547 518	1.35G+1.5Q	2.35 2.28	3.33	**Oui**
	Etage	**Travée** **Appuis**	221.06 -214.81	456 397	1.35G+1.5Q	2.62 2.55	3.33	**Oui**

Tableau V.25 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales2 site3

Niveau	Position	V_u (KN)	N° élément	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	**Travée** **Appuis**	31.32 -45.31	869 711	135G+1.5Q G+Q+Edx	0.29 0.42	3.33 3.26	**Oui**
Etage	**Travée** **Appuis**	55.67 -65.40	436 536	1.35G+1.5Q	0.52 0.6	2.5 3.33	**Oui**

Tableau V.26 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires site1

Niveau	Position	V_u (KN)	N° élément	Combinaison	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Terrasse	**Travée** **Appuis**	33.10 -49.87	867 711	G+Q+Edx G+Q+Edy	0.3 0.46	3.33 3.26	**Oui**
Etage	**Travée** **Appuis**	56.13 -65.04	436 536	1.35G+1.5Q	0.52 0.6	2.5 3.33	**Oui**

Tableau V.27 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires site3

V.2.e. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :
$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min\left(12\emptyset\ et\ \frac{h}{4}\right)\ zone\ nodale \\ S' \leq \frac{h}{2}\ zone\ courante \end{cases}$$

D'après CBA 93 :
$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma \times (\tau_u \times 0.3\, f_{tj} \times K)}{0.9 \times f_e(\cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \leq Min\,(0.9d\,;40cm) \\ \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4\ Mpa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

		CBA93		RPA 99			St adopté (cm)		
Section	τ_u **(MPA)**	S_t **(Cm)**	A_t **(Cm²)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	A_t **(Cm²)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	**At choisie (cm2)**
35x40	1.82	33.7	1.18	14.4	20	1.5	10	15	**2.01=4Φ8**
35x60	3.24	40	1.4	14.4	30	1.5	10	15	**2.01=4Φ8**
35x35	0.6	29.2	1.02	14.4	17.5	1.5	10	15	**2.01=4Φ8**

Tableau V.28 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement pour site1

		CBA93		RPA 99			St adopté (cm)		
Section	τ_u **(MPA)**	S_t **(Cm)**	A_t **(Cm²)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	A_t **(Cm²)**	**S (ZN) (cm)**	**S'(ZC) (cm)**	A_t **choisie (cm2)**
40x40	1.71	33.7	1.35	14.4	20	1.72	10	15	**2.01=4Φ8**
40x60	3.32	40	1.6	14.4	30	2.6	10	15	**2.01=4Φ8**
35x35	0.6	29.2	1.02	14.4	17.5	1.51	10	15	**2.01=4Φ8**

Tableau V.29 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement pour site3

V.2. f. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{b_0\, d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K \times M_0$

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80.

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l}$	$\frac{1M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0\, d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0\, d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
PP1	0.071	0.0625	Oui	0.071	0.08	Non	0.009	0.01	Non
PP2	0.0667	0.0625	Oui	0.0667	0.08	Non	0.012	0.01	Non
PS	0.103	0.0625	Oui	0.103	0.08	Oui	0.008	0.01	Non

Tableau V.30 : Vérification de la flèche des poutres site1

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{l}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{l}$	$\frac{1M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{l} \geq \frac{1M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0\, d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0\, d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
PP1	0.071	0.0625	**Oui**	0.071	0.08	**Non**	0.01	0.01	**Oui**
PP2	0.0667	0.0625	**Oui**	0.0667	0.08	**Non**	0.01	0.01	**Oui**
PS	0.103	0.0625	**Oui**	0.103	0.08	**Oui**	0.008	0.01	**Non**

Tableau V.31 : Vérification de la flèche des poutres site 3

Donc on doit faire le calcul de la flèche.

	L	M total	A_{s1}	A_{s2}	f	$\bar{f}$	Vérification
PP1	5.65	94.82	16.84	15.21	5.5	10.7	**Oui**
PP2	9	256.95	25.13	28.27	10.7	14	**Oui**
PS	3.40	44.98	9.24	12.32	1.8	6.8	**Oui**

Tableau V.32 : Vérification de la flèche pour les poutres de site 1

	L	M total	A_{s1}	A_{s2}	f	$\bar{f}$	Vérification
PP1	5.65	107.93	15.21	16.84	6.5	10.7	**Oui**
PP2	9	269.15	31.42	31.42	9.3	14	**Oui**
PS	3.40	55.89	9.24	12.32	2.4	6.8	**Oui**

Tableau V.33 : Vérification de la flèche pour les poutres de site 3

Remarque

La section de la poutre principale 2 (35x50) pour le site1 et (40x50) pour le site4 n'ont pas vérifier donc on a augmenté la section à (35x60) et (40x60).

V.2.j. Dimensionnement finale des poutres

	Site 2	Site4
Poutre principale1	35x40	40x40
Poutre principale2	35x60	40x60
Poutre secondaire	35x35	35x35

Tableau V.34 : dimensionnement finale des poutres

V.3. Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3. a. Détermination des armatures longitudinales

Recommandations des règlements

❖ **Selon le CBA**

$$A_l = \text{Min}\begin{cases} 4cm^2\ par\ metre\ de\ longueur\ de\ parement \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% : section\ de\ beton\ comprimé \end{cases}$$

En plus la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

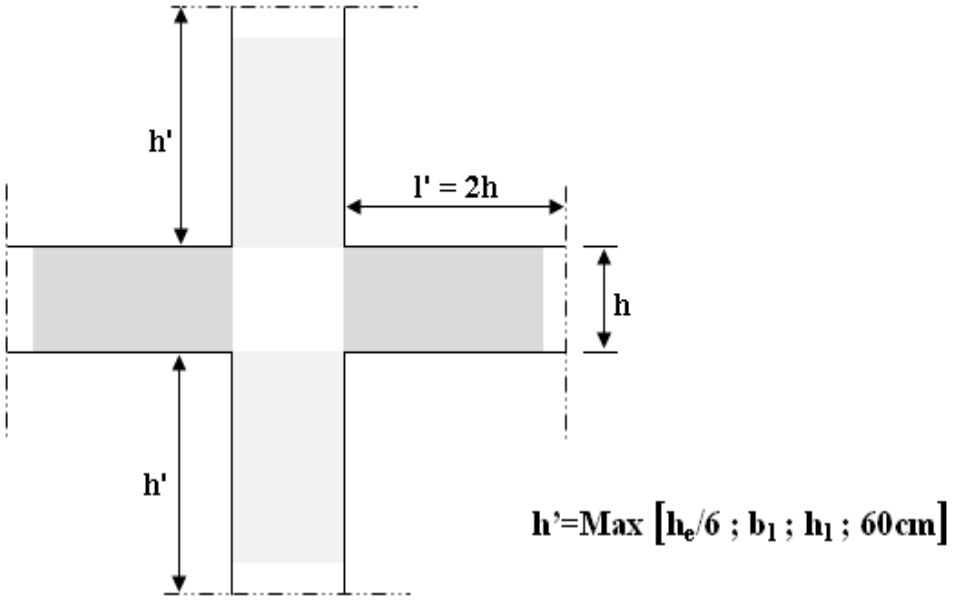


Figure V.10 : définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage est limité en zone IIb par :

  $0.9\% \leq \frac{A_l}{b\,h} \leq 3\%$: En zone courante.
  $0.9\% \leq \frac{A_l}{b\,h} \leq 6\%$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone IIb.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIb.
  - Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

  ➢ he: la hauteur d'étage.

Sollicitations extrêmes de ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

❖ **1er cas : Influence du moment**

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corres}.

❖ **2eme cas : Influence de l'effort normal**

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison. Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son $M_{corres.}$

❖ **3eme cas : Effort normal minimum**

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pas forcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion. Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son $M_{corres.}$

❖ **Etat limite de stabilité de forme**

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$Mu=Nu.\ (e_1+e_2+e_a)$$

- **e_1** : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- **e_2 :** Excentricités du 2eme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3\,L^2 f\,(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi = \frac{déformation\ finale\ \ due\ au\ fluage}{déformation\ instantanée\ du\ béton} = 2$: généralement pour le béton
- ✓ $\boldsymbol{\alpha} = \frac{moment\ permanent}{moment\ total} = \frac{M_g}{M_u}$
- ✓ $\boldsymbol{l_f}$ = *longueur de flambement*
- ✓ **H** = Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}\left[\frac{l_0(cm)}{250}\ ;2\ cm\right]$$

Détermination des armatures à l'ELU de résistance

	Situation durable:			**Situation accidentelle:**		
Béton:	γ_b=1.5	f_{c28}=25	σ_{bc}=14.2	γ_b=1.15	f_{c28}=25	σ_{bc}=18.5
Acier:	γ_s=1.15	FeE 400	σ_s=348	γ_s=1.5	FeE 400	σ_s=400

Tableau V.35 : paramètres de calcul

Avec : **d** ≅ 0.9.h et **c**=c'=h−d

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Cas	N (KN)	M (KN.m)	N° élément	Comb	A calculé (Cm²)	A min (Cm²)	A choisis (Cm²)
TERRASSE &3EME ETAGE	40X40	1	-509.5	0	162	135G+1.5Q	6.4	14.4	12HA14 =18.47
		2	7.38		766	0.8G+Edx	8.4		
1ERE &2EME ETAGE	40X45	1	-1124.6	0	160	135G+1.5Q	6.8	16.2	12HA14 =18.47
		2	-92.48		764	0.8G+Edx	6.8		
RDC	40X50	1	-1456.2	0	159	135G+1.5Q	7.2	18	12HA14 =18.47
		2	-136.88		1242	0.8G+Edx	7.2		
SOUS-SOL	40X55	1	-1799.5	0	158	135G+1.5Q	7.6	19.8	14HA14 =21.55
		2	-248.56		963	0.8G+Edy	7.6		

Tableau V.36: Les Armatures longitudinales des poteaux site1

Niveau	Section	Cas	N (KN)	M (KN.m)	N° élément	Comb	A calculé (Cm²)	A min (Cm²)	A choisis (Cm²)
TERRASSE &3EME ETAGE	40X40	1	-503.51	0	162	135G+1.5Q	6.4	14.4	12HA14 =18.47
		2	15.73		766	0.8G+Edx	8.4		
1ERE &2EME ETAGE	40X45	1	-1115.3	0	160	135G+1.5Q	6.8	16.2	12HA14 =18.47
		2	-55.79		764	0.8G+Edy	6.8		
RDC	40X50	1	-1446.8	0	159	135G+1.5Q	7.2	18	12HA14 =18.47
		2	-103.3		1242	0.8G+Edy	10.5		
SOUS-SOL	40X55	1	-1792.8	0	158	135G+1.5Q	7.6	19.8	14HA14 =21.55
		2	-213.38		963	0.8G+Edy	7.6		

Tableau V.37 : Les Armatures longitudinales des poteaux site 3

V.3. b. Vérification des contraintes à l'état limite service (E.L.S)

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'E.L.S, sous les sollicitations les plus défavorables.

- La contrainte dans le béton est limitée à : $\overline{\sigma_b}$ = 15 Mpa.
- La fissuration est considérée:
  - Peu nuisible (poteaux intermédiaires) → pas de vérification de contraintes d'acier.
  - Préjudiciables (poteaux de rive) :

$\overline{\sigma_s}$= min $\left\{\frac{2}{3} f_e \middle| 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$ = { $333Mpa$ | $202\ Mpa$ } = 202 Mpa

Niveau	Section	Cas	N (KN)	M (KN.m)	Comb	section	σ_b	σ_s	Vérification $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
TERRASSE &3EME ETAGE	40X40	1	-373.34	0	G+Q	S.E.C	2	29.83	Oui
		2	-21.587		G+Q		0.11	1.725	
1ERE &2EME ETAGE	40X45	1	-817.4	0	G+Q	S.E.C	3.93	59.03	Oui
		2	-259.3		G+Q		1.24	18.72	
RDC	40X50	1	-1056.9	0	G+Q	S.E.C	4.64	69.62	Oui
		2	-370.8		G+Q		1.62	24.42	
SOUS-SOL	40X55	1	-1304.9	0	G+Q	S.E.C	5.17	77.57	Oui
		2	-516.24		G+Q		2.04	30.69	

Le tableau V.38 donne les valeurs des contraintes à l'état limite de service pour les différents poteaux pour le site1

Niveau	Section	Cas	N (KN)	M (KN.m)	Comb	section	σ_b	σ_s	Vérification $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
TERRASSE &3EME ETAGE	40X40	1	-368.94	0	G+Q	S.E.C	1.96	29.48	Oui
		2	-20.70		G+Q		0.11	1.65	
1ERE &2EME ETAGE	40X45	1	-810.6	0	G+Q	S.E.C	3.90	58.54	Oui
		2	-249.3		G+Q		1.2	18	
RDC	40X50	1	-1050.1	0	G+Q	S.E.C	4.61	69.17	Oui
		2	-366.1		G+Q		1.60	24.17	
SOUS-SOL	40X55	1	-1300.1	0	G+Q	S.E.C	5.15	77.28	Oui
		2	-498.32		G+Q		1.97	29.62	

Le tableau V.39 donne les valeurs des contraintes à l'état limite de service pour les différents poteaux pour site 3

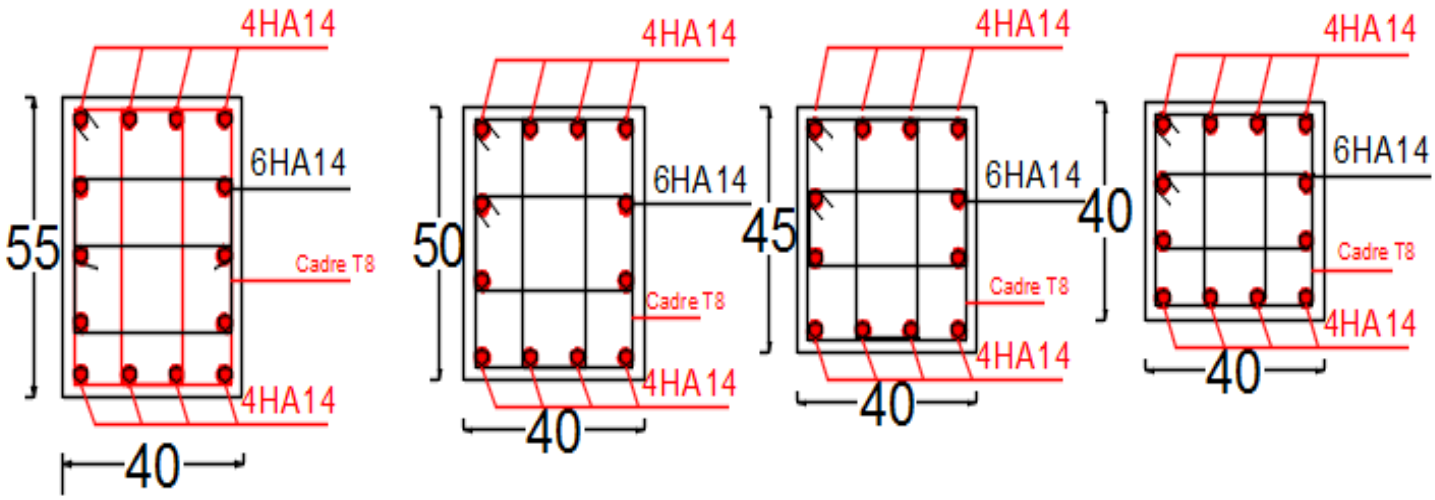


Figure V.11 : ferraillage final des poteaux (site 1/site 3)

V.4. Ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

On distingue deux types de voiles dans notre structure, des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Ces voiles ont pour rôle de reprendre les efforts dus au séisme Le ferraillage des voiles est déterminé selon la combinaison des charges la plus défavorable.

V.4. 1. Voiles avec ouvertures

Les voiles avec files d'ouverture sont des voiles où il y'a présence d'ouvertures (petites ou grandes ouvertures).

Ils sont composés de deux éléments : les linteaux et les trumeaux.

a) Les linteaux

C'est la partie au-dessus de l'ouverture, ils sont calculés en flexion simple (avec les Efforts M et V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- Des aciers transversaux " A_t ".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) "A_c"

b) Les trumeaux

Ce sont des éléments verticaux situés de part et d'autre de l'ouverture.

Les trumeaux seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types D'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales (épingles).

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

a) Ferraillage des linteaux

- **Premier cas:** $\tau_b \leq 0.06\, f_{c28}$

Aciers longitudinaux

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z\, f_e}$$

Avec

- Z = h-2d ' ou h est la hauteur totale du linteau.
- D ' : la distance d'enrobage
- M : moment due à l'effort tranchant ($V=1.4V_u$ calcul)

Aciers transversaux

- **Premier sous cas :** linteaux longs **λ =** $\frac{l}{h} > 1$

  On a : S ≤ $\frac{A_t f_e Z}{v}$

  Ou :

  - S: espacement des cours d'armatures transversales.
  - At : section d'un cours d'armatures transversales
  - Z = h .2d'
  - V: effort tranchant dans la section considérée (V = 1.4 Vu calcul).
  - L: portée du linteau

- **Deuxième sous cas :** linteaux courts λ < 1

  On doit avoir :

  S ≥ $\frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$ **V** = min (V1, V2) **V2** = $2V_{u\ calcul}$ et **V ≤** $\frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$

  Avec : M_{ci} et M_{cj} moments des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} calculée par :

  $M = A_l \cdot f_e \cdot Z$

  Avec: Z = h -2 d'

- **Deuxième cas :** $\tau_b > 0.06\ f_{c28}$

  Dans ce cas, au lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), Transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires. Les efforts (M et N) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction), Suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposer obligatoirement, le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

  A_d = $\frac{V}{2fe \sin \alpha}$ avec **tg** α = $\frac{h-2d}{l}$ et **V** = V_{calcul} (sans majoration)

  - **A_l ; A_l'** ≥ 0.0015 b.h - **A_c ≥** 0.0020 b.h
  - **A_d ≥** 0.0015 b.h si $\tau_b > 0.06\ f_{c28}$ **A_d = 0** si $\tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$
  - **A_t ≥** 0.0015 b.s si $\tau_b > 0.025\ f_{c28}$ **A_t ≥** 0.0015 b.s si $\tau_b \leq 0.025\ f_{c28}$

- **Ferraillage minimal**

  a. **Armatures longitudinales**

  (Al, A'l) ≥ 0.0015.b.h

  b. **Armatures transversales**

  Pour $\tau_b > 0.025\ f_{c28}$ At ≥ 0.0015.b.S (0.15%)

  Pour $\tau_b \leq 0.025\ f_{c28}$ At > 0.0025.b.S (0.25%)

  c. **Armatures transversales : (armatures de peau)**

  Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau Ac (deux nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 20%.

b) Ferraillage des trumeaux

Aciers verticaux

Lorsqu' une partie des voiles est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue devra rester au moins égale à 20% de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si les efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du premier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochet (jonction de recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeaux), l'espacement des barres doit être réduit sur 1 / 10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

- **Recommandations des règlements**

❖ **Selon le CBA :**

- $0.1\% \leq \frac{2\,A_v}{a\,b} \leq 0.5\%$

  Avec :
  - a = l'épaisseur du voile
  - b = la largeur de la zone tendue
- Condition de non fragilité

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 : [RPA :7.7.4]**

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, 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 (2) valeurs suivantes :

  S ≤ 1.5a ou **S ≤ 30cm**
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
  - 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

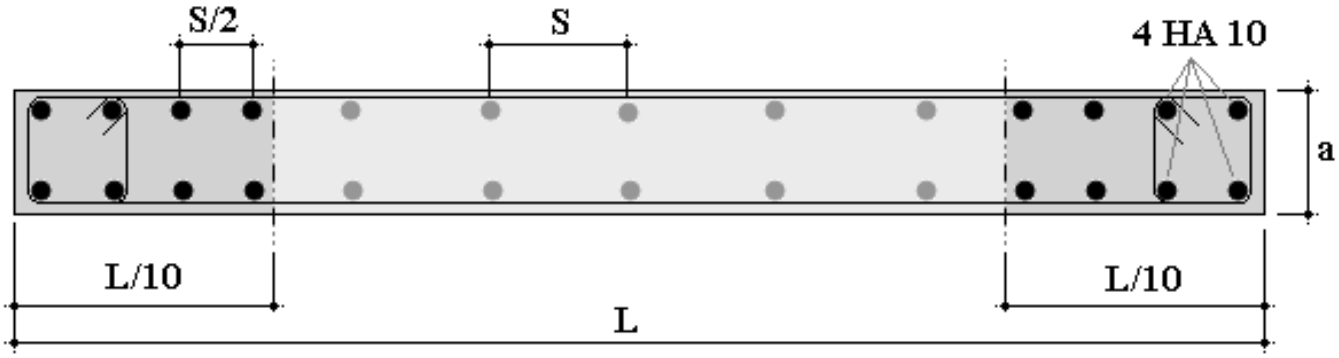


Figure V.12 : disposition des armatures verticales dans les voiles

Aciers horizontaux

Horizontalement le voile équilibrera l'effort tranchant provenant des efforts sismiques. Les calculs de détermination des armatures horizontales pour équilibrer l'effort tranchant ont donné des résultats très faibles, inférieurs aux sections minimales exigées par le RPA 99.

Ainsi on adoptera les sections minimales du RPA 99 ; à savoir :

Ah ≥ 0.003.S h. b0 = 1.01cm2

Ah ≥ 0.4.S h. b0 / fe = 0.6 cm2.

Contraintes limites de cisaillement dans les voiles

Dans le règlement (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$ = **0.2**f_{c28} = **5 Mpa**

Où: $\tau_b = \frac{\bar{V}}{d\, b_0}$ **avec** $\bar{V} =$ **1.4V**

- bo : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales se fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : At=2. At

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA : A.5.1.2.3]

$$S_t \leq \frac{0.9\, A \frac{fe}{\gamma s}}{b0(\tau u - 0.3 ft\, K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

K= 1+3 $\frac{Nu}{B\, fc}$ **(compression)** **et** **K =1-10**$\frac{Nu}{B\, fc}$ **(traction)**

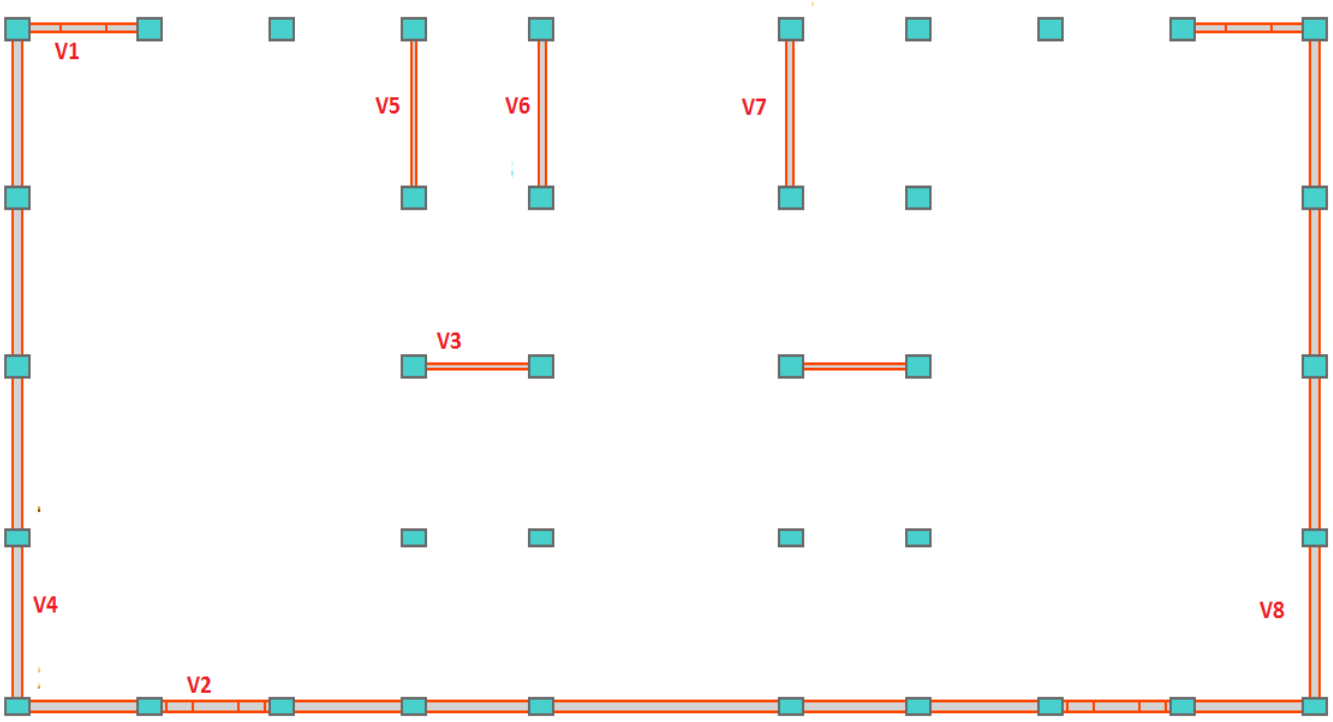


Figure V .13 : numérotation des voiles

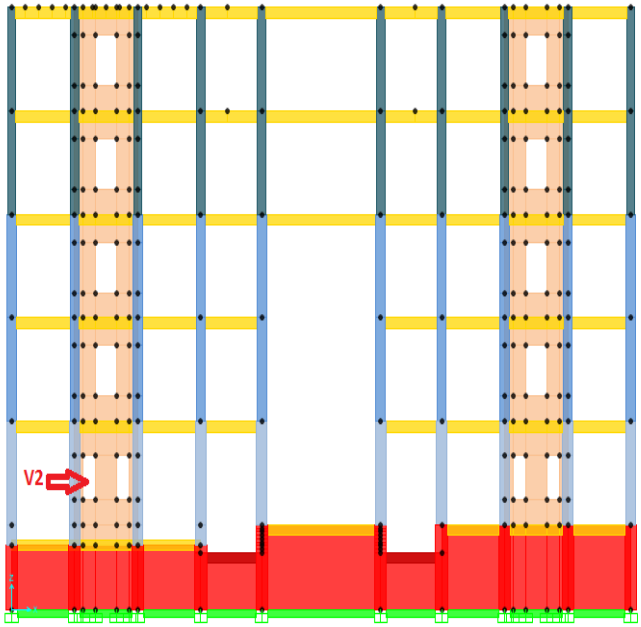
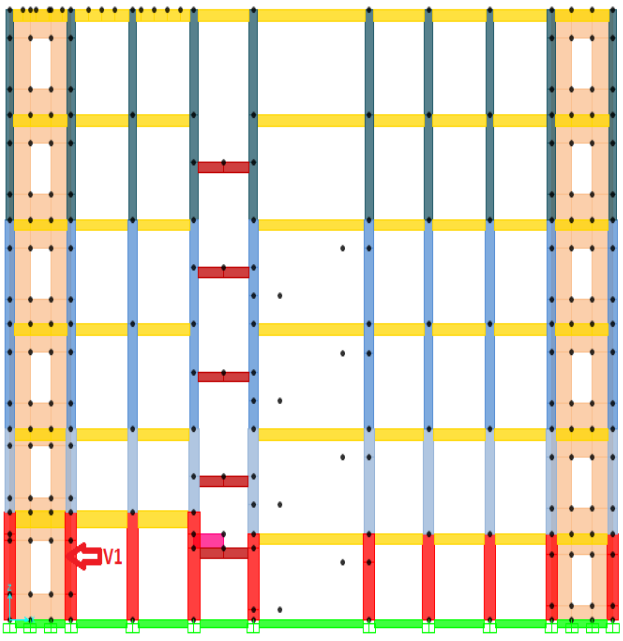
Voile 2	Voile 1
	
V2 : (Y=0)	**V1 : (Y= 13.6)**

Figure V.14 : vue de face des voiles avec ouverture

Ferraillage des trumeaux

- Armatures verticales

Voile	Niv	L (m)	Comb		N (kN)	M (kNm)	A_s (cm2)	A_s' (cm2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	Choix des barres
1	RDC	3	G+Q+Edx	MAX	807.12	462.58	12.64	12.64	2.4	7.2	**2(12HA12) =2(13.57)**
				MIN	86.82	-562.5					
			0.8G+Edx	MAX	684.9	498.7					
				MIN	-35.4	-546.3					
2	RDC	3	G+Q+Edx	MAX	710.33	1463.4	12.64	12.64	2.4	7.2	**2(12HA12) =2(13.57)**
				MIN	626.46	-1493.5					
			0.8G+Edx	MAX	507.9	1466.8					
				MIN	424.08	-1490.1					

Tableau V.40: Armatures verticales des trumeaux site 1

Voile	NIV	L (m)	Comb		N (kN)	M (kNm)	A_s (cm2)	A_s' (cm2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	Choix des barres
1	RDC	3	G+Q+Edx	MAX	1019.41	755.08	12.80	12.80	3	9	**2(12HA12) =2(13.57)**
				MIN	64.91	-851.4					
			0.8G+Edx	MAX	872.65	771.42					
				MIN	-81.84	-836.7					
2	RDC	3	G+Q+Edx	MAX	841.56	2044.46	12.80	12.80	3	9	**2(12HA12) =2(13.57)**
				MIN	-684.06	-2064.9					
			0.8G+Edx	MAX	614.61	2045.36					
				MIN	-457.13	-2064.0					

Tableau V.41: Armatures verticales des trumeaux **site 3**

- **Etat Limite Service**

Voile	L (m)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A_l (cm2)	σ_b (Mpa)	σ_{s1} (Mpa)	σ_{s2} (Mpa)	Vérification $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
1	3	446.97	-47.97	2(13.57)	1.01	0	15.24	Oui
2	3	668.4	15.04	2(13.57)	1.33	0	20	Oui

Tableau V.42: Valeurs des contraintes à l'état limite de service site 1

Voile	L (m)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A_l (cm2)	σ_b (Mpa)	σ_{s1} (Mpa)	σ_{s2} (Mpa)	Vérification $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
1	3	542.16	-48.27	2(13.57)	0.98	0	14.67	Oui
2	3	762.82	-10.22	2(13.57)	1.22	0	18.28	Oui

Tableau V.43 : Valeurs des contraintes à l'état limite de service site 3

- **Armatures horizontales**

L (m)	e (cm)	A_v (cm²)	A_h (cm²)	$A_{h\ choisis}$ (cm²)	S_h(cm²)
3	16	13.57	3.39	**6HA10**	20
3	16	13.57	3.39	**6HA10**	20

Le tableau V.44 : donne les armatures horizontales des trumeaux et le choix des aciers site 1

L (m)	e (cm)	A_v (cm²)	A_h (cm²)	$A_{h\ choisis}$ (cm²)	S_h(cm²)
3	20	13.57	3.39	**6HA10**	20
3	20	13.57	3.39	**6HA10**	20

Le tableau V.45 : donne les armatures horizontales des trumeaux et le choix des aciers site 3

Vérification de la contrainte de cisaillement

b_0 (cm)	H (m)	d (m)	T (kN)	1.4T (KN)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_b}$ CBA (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_b}$
16	3.83	3.447	122.8	171.92	0.3	5	Oui
16	3.83	3.447	634.31	888.03	1.6	5	Oui

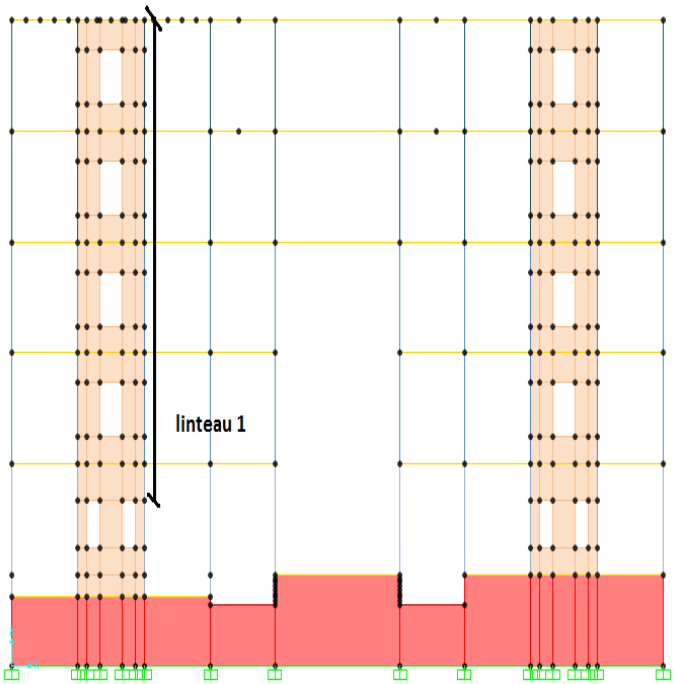
Tableau V.46: vérification de la contrainte de cisaillement des voiles site 1

b_0 (cm)	H (m)	d (m)	T (kN)	1.4T (KN)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_b}$ RPA (Mpa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_b}$
20	3.83	3.447	136.12	190.56	0.27	5	Oui
20	3.83	3.447	850.29	1190.41	1.72	5	Oui

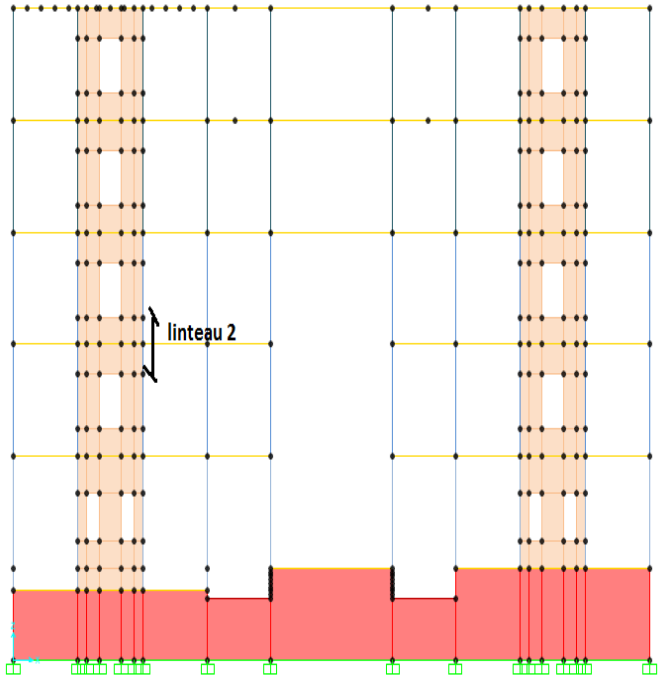
Le tableau V.47 vérification de la contrainte de cisaillement des voiles site 3

- **Ferraillage des linteaux**

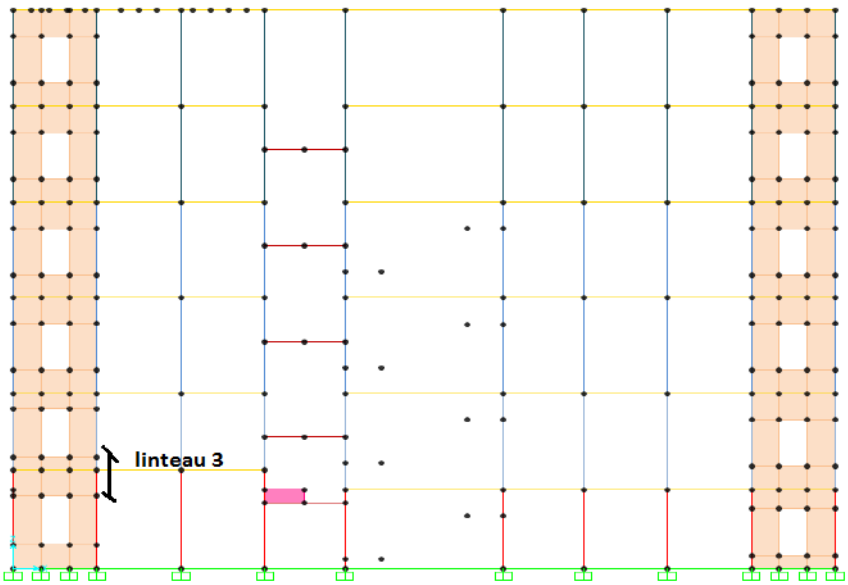
Position des linteaux



Linteau 1 (Y= 0)



Linteau 2 (Y=0)



Linteau 3 (Y = 13.6)

Figure V. 15: vue de face des voiles avec numérotation des linteaux

Linteau	h(m)	comb		T (KN)	T max (KN)	τ_b (Mpa)	$0.06f_{c28}$	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
1	16.21	G+Q+Edx	Max	1625.7	1630.55	0.7	1.5	Oui
			Min	-1445.37				
		0.8G+Edx	Max	1630.55				
			Min	-1475.04				
2	1.9	G+Q+Edx	Max	705.29	705.29	1.72	1.5	Non
			Min	-499.47				
		0.8G+Edx	Max	674.43				
			Min	-530.33				
3	1.51	G+Q+Edx	Max	502.41	643.36	2.97	1.5	Non
			Min	-666.12				
		0.8G+Edx	Max	525.17				
			Min	-643.36				

Tableau V.48: Valeurs des contraintes de cisaillement des linteaux site 1

Linteau	h	comb		T (KN)	T max (KN)	τ_b (Mpa)	$0.06f_{c28}$	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
1	16.21	G+Q+Edx	Max	2045.32	2045.32	0.88	1.5	Oui
			Min	-1754.06				
		0.8G+Edx	Max	2003.36				
			Min	-1796.02				
2	1.9	G+Q+Edx	Max	385.81	385.81	1.41	1.5	Oui
			Min	-375.77				
		0.8G+Edx	Max	334.00				
			Min	-331.63				
3	1.51	G+Q+Edx	Max	320.58	320.58	1.47	1.5	Oui
			Min	79.19				
		0.8G+Edx	Max	264.54				
			Min	23.13				

Tableau V.49: Valeurs des contraintes de cisaillement des linteaux site 3

Pour les valeurs qui sont inférieures à la contrainte de cisaillement admissible on fait le calcul de ferraillage en flexion simple

Pour les autres valeurs on calcul de ferraillage en traction/compression

❖ **Calcul de ferraillage en flexion simple**

- **Armatures longitudinale**

- **Etat Limite Ultime**

Linteau	M (Kn.m)	M_u (KN.m)	H (mm)	D (mm)	Z (mm)	Armature longitudinale(cm^2)	A adoptées (cm^2)
1	**273.75**	383.250	16210	25	16160	0.59	**2(2HA8=1.01)**

Tableau V.50: Armatures longitudinales de linteau 1 site 1

Linteau	M (Kn. m)	1.4*M_u (KN.m)	H (mm)	d (mm)	Z (mm)	Armature longitudinale (cm^2)	$A_{adoptées}$ (cm^2)
1	**324.28**	453.99	16210	25	16160	**0.7**	**2HA8=1.01**
2	**12.06**	16.88	1900	25	1850	**0.23**	**2HA8=1.01**
3	**15.16**	21.22	1510	25	1460	**0.36**	**2HA8=1.01**

Tableau V.51 : Armatures longitudinales des linteaux site 3

- **Armatures transversales**

Linteau	$\lambda_g = \frac{h}{l}$	$\lambda_g \geq 1$	T (kN)	1.4*$\overline{T}$ (KN)	A_t (cm)	Z (cm)	S_t (cm)	$S_{t\ choisi}$ (cm)
1	40.52	Oui	1630.55	2282.77	2HA10= 1.57	1616	44.5	15

Tableau V.52: calcul d'espacement des armatures transversales linteau 1 site 1

Linteau	$\lambda_g = \frac{h}{l}$	$\lambda_g \geq 1$	T (kN)	$\overline{T}$ (KN)	A_t (cm)	Fe	Z (cm)	S_t (cm)
1	40.53	Oui	2045.32	2863.45	157	400	1616	35.44
2	1.90	Oui	385.81	540.13	157	400	185	21.51
3	1.51	Oui	320.58	448.81	157	400	146	20.43

Tableau V.53: calcul d'espacement des armatures transversales linteaux site 3

- **Traction / Compression**

➢ **Aciers diagonaux**

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A D à disposer obligatoirement.

$$A_d = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

- $\alpha = arctng \frac{h-2d}{L}$
- V= $V_{calculé}$ (sans majoration)

Linteaux	V	Fe	H (cm)	L (cm)	α	A_d (cm^2)	$A_{d\ choisis}$ (cm^2)
2	470.17	400	190	100	1.08	6.68	**8HA12 =9.05**
3	644.82	400	151	100	0.97	9.77	**8HA14 =12.32**

Tableau V.54: calcul de ferraillage diagonal pour linteaux site 1

- **Ferraillage minimal**

Linteaux	Armatures longitudinales		Armatures transversales		Armatures de peau
	A_l	A_l'	$\tau_b \leq 0{,}025 f_{c28}$	$\tau_b > 0{,}025 f_{c28}$	$A_c \geq 0{,}002.b.h$
	0,0015. B .h	0,0015. B .h	$A_t \geq 0{,}0015.b.s$	$A_t > 0{,}0025 .b .s$	
	4.56	**4.56**	**0.36**	**0.6**	**6.08**
	3.62	**3.62**	**0.36**	**0.6**	**4.83**
Espacement	**25**	**25**	**15**	**15**	**15**

Tableau V.55 : les valeurs de ferraillage minimal dans les linteaux site 1

Linteaux	$A_{long\ choisis}$	$A_{trans\ choisis}$	$A_{peau\ choisis}$
1	**2(8HA10 =6.28)**	**2(2HA10=1.57)**	**(8HA10 =6.28)**
2	**2(8HA10 =6.28)**	**2(2HA10=1.57)**	**(8HA10 =6.28)**

Tableau V.56 : les valeurs de ferraillage choisis dans les linteaux site 1

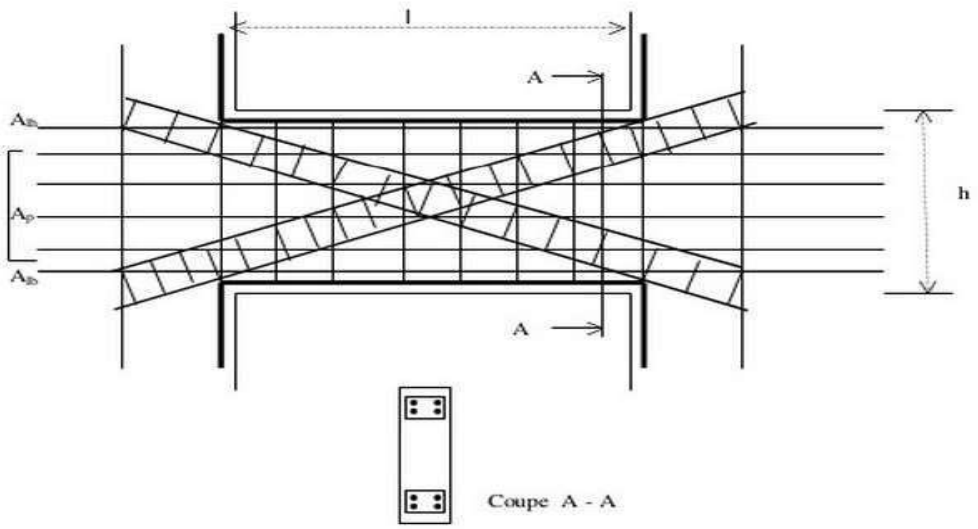


Figure V.16: ferraillage de linteau

d. Voile plein

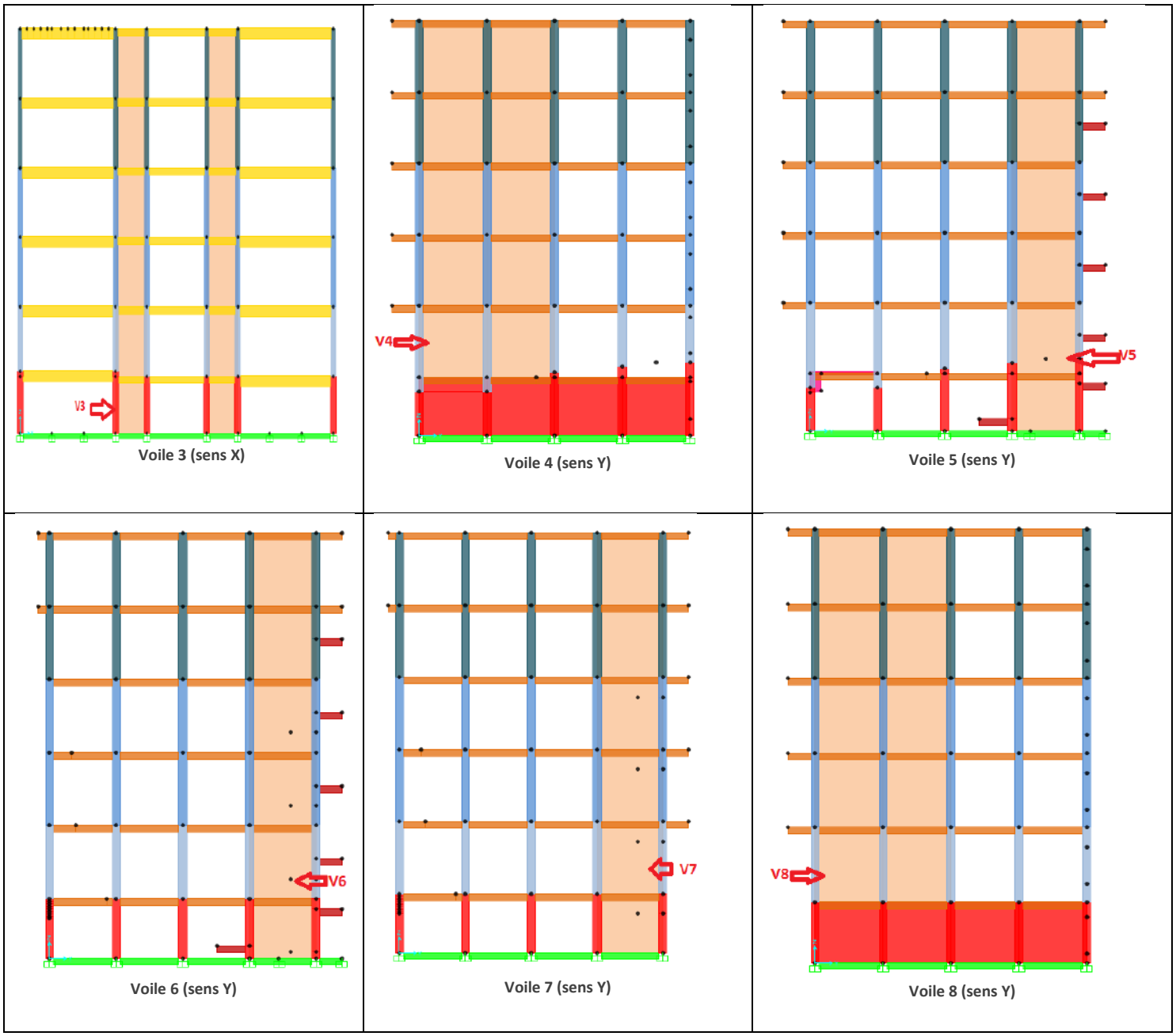


Figure V.17: position des voiles pleins avec leur numérotation

Voile	L (m)	Comb		N (kN)	M (kNm)	T	A_s (cm2)	A_s' (cm2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	Choix des barres
3	2.9	**G+Q+Edx**	**MAX**	1478.55	469.78	340.93	14.24	14.24	2.32	6.96	**2(20HA10) =2(15.71)**
			MIN	1334.34	-445.3	332.43					
		0.8G+Edx	**MAX**	999.67	465.19	340.12					
			MIN	855.46	-449.9	-333.2					

Tableau V.57 : ferraillage des voiles pleins (site1) dans le sens (X)

Voile	L (m)	Comb		N (kN)	M (kNm)	A_s (cm2)	A_s' (cm2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	Choix des barres
3	2.9	**G+Q+Edx**	**MAX**	1659.68	714.59	14.40	14.40	3.9	8.7	**2(20HA10) =2(15.71)**
			MIN	1518.03	-687.1					
		0.8G+Edx	**MAX**	1124.72	709.46					
			MIN	983.07	-692.2					

Tableau V.58 : ferraillage des voiles pleins (site3) dans le sens (X)

Voile	L (m)	Comb		N (kN)	M (kNm)	A_s (cm2)	A_s' (cm2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	Choix des barres
4	3.4	**G+Q+EdY**	**MAX**	1943.27	1446.12	14.24	14.24	2.72	8.16	2(22HA10) =2(17.28)
			MIN	-319.67	-1264.7					
		0.8G+Edy	**MAX**	1707.82	1411.96					
			MIN	-555.12	-1298.8					
5	3.4	**G+Q+Edy**	**MAX**	1487.48	575.83	14.24	14.24	2.72	8.16	2(22HA10) =2(17.28)
			MIN	1305.47	-681.15					
		0.8G+Edy	**MAX**	1028.41	593.51					
			MIN	846.40	-663.47					
6	3.4	**G+Q+Edy**	**MAX**	1349.05	650.13	14.24	14.24	2.72	8.16	2(22HA10) =2(17.28)
			MIN	1242.81	-557.99					
		0.8G+Edy	**MAX**	944.90	632.64					
			MIN	838.66	-575.48					
7	3.4	**G+Q+Edy**	**MAX**	1306.55	579.78	14.24	14.24	2.72	8.16	2(22HA10) =2(17.28)
			MIN	1187.98	-636.27					
		0.8G+Edy	**MAX**	928.59	587.88					
			MIN	810.02	-628.18					
8	3.4	**G+Q+Edy**	**MAX**	2450.41	2248.32	14.24	14.24	2.72	8.16	2(22HA10) =2(17.28)
			MIN	-754.92	-2102.4					
		0.8G+Edy	**MAX**	2203.79	2224.11					
			MIN	-1001.5	-2126.6					

Tableau V.59 : ferraillage des voiles pleins (site1) dans le sens (y)

Voile	L (m)	Comb		N (kN)	M (kNm)	A_s (cm2)	A_s' (cm2)	A_{min} CBA	A_{min} RPA	Choix des barres
4	3.4	**G+Q+Edy**	**MAX**	2462.9	1821.1	14.4	14.4	3.4	10.2	2(22HA10) =2(17.28)
			MIN	-605.81	-1594.9					
		0.8G+Edy	**MAX**	2195.41	1794.62					
			MIN	-869.38	-1638.1					
5	3.4	**G+Q+Edy**	**MAX**	1695.54	876.73	14.4	14.4	3.4	10.2	2(22HA10) =2(17.28)
			MIN	1484.32	-972.25					
		0.8G+Edy	**MAX**	1172.61	892.34					
			MIN	967.39	-956.64					
6	3.4	**G+Q+Edy**	**MAX**	1526.19	939.46	14.4	14.4	3.4	10.2	2(22HA10) =2(17.28)
			MIN	1400.1	-852.76					
		0.8G+Edy	**MAX**	1076.8	922.6					
			MIN	950.78	-869.51					
7	3.4	**G+Q+Edy**	**MAX**	1502.86	872.89	14.4	14.4	3.4	10.2	2(22HA10) =2(17.28)
			MIN	1349.35	-931.9					
		0.8G+Edy	**MAX**	1077.24	881.31					
			MIN	923.72	-923.49					
8	3.4	**G+Q+Edy**	**MAX**	3124.47	2825.07	14.4	14.4	3.4	10.2	2(22HA10) =2(17.28)
			MIN	-1183.3	-2604.9					
		0.8G+Edy	**MAX**	2844.5	2790.2					
			MIN	-1463.2	-2639.8					

Tableau V.60 : ferraillage des voiles pleins (site3) dans le sens (y)

- **Etat Limite Service**

Voile	sens	L (m)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A_l (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_{s1} (Mpa)	σ_{s2} (Mpa)	Vérification $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
3	X	2.9	1406.5	12.25	2(20HA10) =2(15.71)	2.8	0	41.9	Oui
4	Y	3.4	818.8	90.71	2(22HA10) =2(17.28)	1.61	0	24.01	Oui
5	Y	3.4	1396.47	-52.66	2(22HA10) =2(17.28)	2.47	0	37.13	Oui
6	Y	3.4	1295.93	45.81	2(22HA10) =2(17.28)	2.9	0	34.334	Oui
7	Y	3.4	1247.27	28.38	2(22HA10) =2(17.28)	2.16	0	32.46	Oui
8	Y	3.4	847.74	72.96	2(22HA10) =2(17.28)	1.61	0	24.08	Oui

Tableau V.61 : vérification des contrainte à l'ELS site 1 dans les 2 sens

Voile	sens	L (m)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	A_l (cm^2)	σ_b (Mpa)	σ_{s1} (Mpa)	σ_{s2} (Mpa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
3	X	2.9	1588.86	13.73	2(20HA10) =2(15.71)	2.57	0	38.58	Oui
4	Y	3.4	930.58	121.36	2(22HA10) =2(17.28)	1.53	0	22.8	Oui
5	Y	3.4	1589.93	-47.76	2(22HA10) =2(17.28)	2.27	0	34.08	Oui
6	Y	3.4	1463.15	43.35	2(22HA10) =2(17.28)	2.09	0	31.35	Oui
7	Y	3.4	1426.11	-29.51	2(22HA10) =2(17.28)	2.01	0	30.15	Oui
8	Y	3.4	970.58	110.07	2(22HA10) =2(17.28)	1.56	0	23.34	Oui

Tableau V.62 : vérification des contrainte à l'ELS site 3 dans les 2 sens

- **Armatures horizontales**

L (m)	sens	T (kN)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_b}$ CBA (Mpa)	S_h(cm^2)	A_h (cm^2)	$A_{h\ choisis}$ (cm^2)
2.9	X	340.9	0.45	5	15	3.92	**2(7HA10) =2(5.50)**
3.4	Y	466.55	0.53	5	15	4.32	**2(7HA10) =2(5.50)**
3.4	Y	119.16	0.14	5	15	4.32	**2(7HA10) =2(5.50)**
3.4	Y	107.33	0.12	5	15	4.32	**2(7HA10) =2(5.50)**
3.4	Y	108.75	0.12	5	15	4.32	**2(7HA10) =2(5.50)**
3.4	Y	751.87	0.85	5	15	4.32	**2(7HA10) =2(5.50)**

Tableau V.63: donne les armatures horizontales des trumeaux et le choix des aciers site 1

L (m)	sens	T (kN)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_b}$ CBA (Mpa)	S_h(cm^2)	A_h (cm^2)	$A_{h\ choisis}$ (cm^2)
2.9	X	437.14	0.58	5	15	3.92	**2(7HA10) =2(5.50)**
3.4	Y	561.15	0.64	5	15	4.32	**2(7HA10) =2(5.50)**
3.4	Y	128.30	0.15	5	15	4.32	**2(7HA10) =2(5.50)**
3.4	Y	115.21	0.13	5	15	4.32	**2(7HA10) =2(5.50)**
3.4	Y	128.81	0.15	5	15	4.32	**2(7HA10) =2(5.50)**
3.4	Y	892.71	1.01	5	15	4.32	**2(7HA10) =2(5.50)**

Tableau V.64 donne les armatures horizontales des trumeaux et le choix des aciers site 3

V.5. Voile périphérique

Notre voile périphérique joue le rôle d'un encastrement de la structure à la base.

D'après RPA 99 version 2003 Art [10.1.2], le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontal et vertical ;
- Un recouvrement de 40 f pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 16 cm pour le site 1

On adopte une épaisseur e = 20 cm pour le site 3

La hauteur du voile périphérique égale à 3.06 m

Méthode de calcul

Le voile périphérique est considéré comme une dalle pleine encastrée sur les quatre cotés. Il est sollicité par une charge uniformément répartie, représentant la poussée horizontale des terres (P),

Tel que : P = $\frac{1}{2}\ K\ \gamma\ H^2$

γ : poids volumique des terres.

H : hauteur du voile.

K : coefficient de poussée K= $tg^2\ (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

φ : angle de frottement interne.

D'après le rapport de sol, on a :

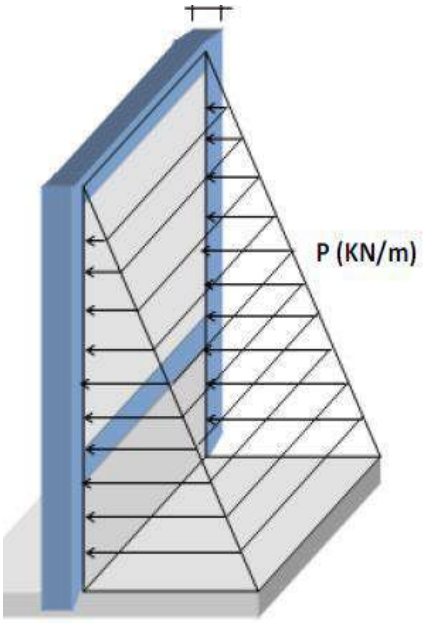


Figure V.18: les poussés de terres dans le voile périphérique

Site	Lx	Ly	$\varphi°$	γ_d
1	5.65	3.06	24	19.1
3	5.65	3.06	18	14.3

Tableau V.65 : les paramètres des deux sites

Pré -dimensionnement

On adopte **e**=20 cm

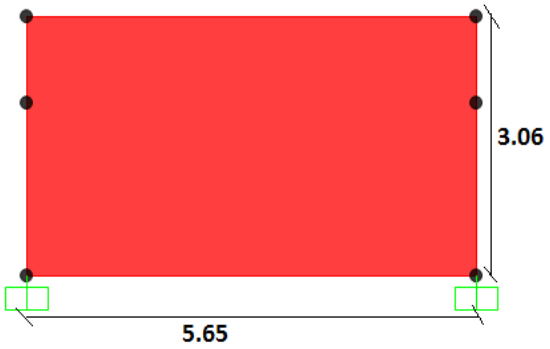


Figure V.19: dimension de voile

Calcul des actions

Les résultats de calcul sont :

SITE		P	Mu (KN.m)	N (KN)	A (cm²)	A' (cm²)	A choisi (cm²)	S_t (cm)
1	**E.L.U**	37.15	47.02	1208.63	23.4	23.4	30HA10 =23.56	20
3	**E.L.U**	34.78	33.97	1224.15	23.4	23.4	30HA10 =23.56	20

Tableau V.66 : Calcul de ferraillage dans le voile périphérique

- **Armatures de répartition**

- **A rep**$> \frac{A}{4}$
- $\emptyset_{rep} \leq \emptyset$
- $S_t \leq$ Min [4h et 45 cm] dans le cas des charges uniformément réparties

Site	A rep (cm²)	A min (cm²)	A choisis(cm²)	$\emptyset_{rep}$(mm-	S_t (cm)
1	**5.89**	**5.65**	13HA10= 10.21	10	25
3	**5.89**	**5.65**	13HA10= 10.21	10	25

Tableau V.67 : calcul de ferraillage de voile périphique

- **Vérification à l'E.L. S**

  La fissuration est peu nuisible :

Mser(KN.m)	N ser (KN)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)	σb (Mpa)	Vérification
34.57	883.06	0.68	0	10.20	C.V
25.04	894.48	0.68	0	10.24	C.V

Tableau V .68 : vérification des contraintes à l'E.L. S

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \frac{f_{c28}}{1.5} = 1.16\ Mpa$$

V_u	b (cm)	d	τ_u	$\bar{\tau}$	Vérification $\tau_u \leq \bar{\tau}$
295.96	20	2.75	0.53	1.66	Oui
276.97	20	2.75	0.50		

Tableau V.69 : vérification des contraintes de cisaillement.

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire). Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ❖ Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- ❖ Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. Type de la fondation

Pour les fondations On distingue :

- ✓ Les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc.)
- ✓ Les fondations peu profondes (puits),
- ✓ Les fondations profondes (pieux).

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre les quelles on devra choisir en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations, dont la solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction : d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

VI.3. Connaissance du lieu & du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Nos investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question,

a. Site 1

Une couche de fondation de nature marno-calcaire brunâtre à grisâtre rocheuse.

- ✓ Le sol est de faible humidité,
- ✓ De forte compacité,
- ✓ De bonne cohésion,
- ✓ Non compressible et non gonflant.

- ❖ Le PH est proche de la neutralité.
- ❖ Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- ❖ Le taux de carbonates est moyen.

b. Site3

Une couche de fondation de nature argilo marneuse brunâtre à grisâtre à argilo marneuse légèrement sableuse à argilo sableuse dans certain en droit.

- ✓ Le sol est de faible à moyenne humidité,
- ✓ De faible à moyenne compacité,
- ✓ De moyenne cohésion,
- ✓ Moyennement compressible et peu gonflant.

- ❖ Le pH est proche de la neutralité.
- ❖ Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- ❖ Le taux de carbonates est moyen.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à σsol = 2.5bars (site1) & σsol = 1 bars (site3) avec un ancrage de (0.8 m /site 1) & (2 m /site 3)

VI.4. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- ➢ Type d'ouvrage à construire.
- ➢ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ➢ La capacité portante du terrain de fondation.
- ➢ La raison économique.
- ➢ La facilité de réalisation.
- ➢ La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de trois natures :

- Semelles filantes sous voiles.
- Semelles isolées sous poteaux.
- Radiers partiels/général.

VI.4. a. Calcul des fondations (site 1)

➢ Calcul des semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport d'A sur B est égal au rapport a sur b :

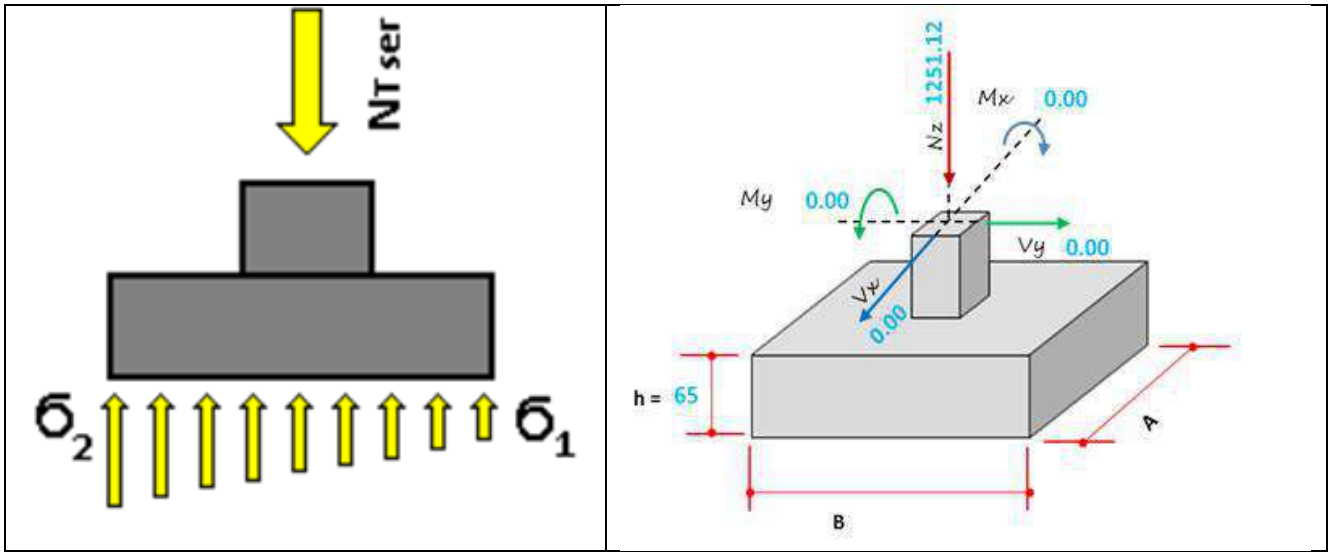
$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : a=b donc A=B $\Longrightarrow$ $S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N_{Ser}}{\sigma_{Sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N_{Ser}}{\sigma_{Sol}}\right]$

Avec :

$A = \sqrt{S}$; σ_{Sol} = 2.5 bars



FigureVI.1 : représentation des semelles isolées sous poteaux

- Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\varphi + 6$
- Hauteur utile : $d \geq \text{Max}\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right)$

- **Calculs des surfaces nécessaires des semelles**

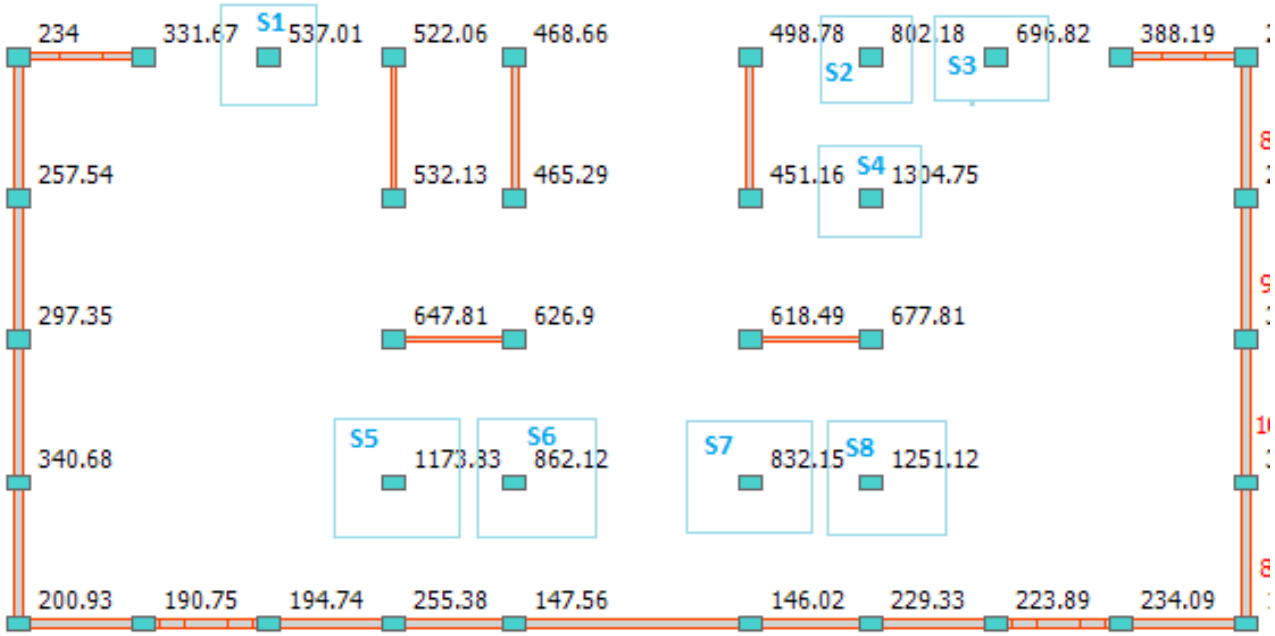


Figure VI-2 : disposition des semelles

Les résultats du dimensionnement des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

	Section de pot (cm)	X (m)	Y (m)	N_{ser} (KN)	A (m)	B (m)	h (cm)
S1	40X55	6	13.6	537.01	1.8	1.3	40
S2		20.45	13.6	802.18	2.2	1.6	50
S3		23.45	13.6	696.82	2.1	1.5	50
S4		20.45	10.2	1304.75	2.8	2	65
S5		9	3.4	1173.83	2.6	2	60
S6		11.9	3.4	862.12	2.3	1.8	55
S7		17.55	3.4	832.15	2.2	1.8	50
S8		20.45	3.4	1251.12	2.7	2	65

Tableau VI-1: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS

❖ **Vérification de chevauchement des semelles**

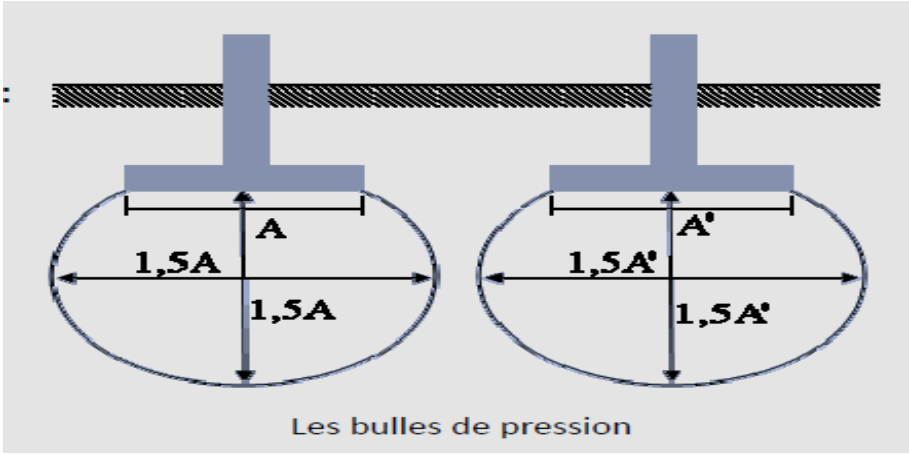


Figure VI. 3: vérification de chevauchement

	A	A'	1.5/2 (A+A')	L	Vérification 1.5/2 (A+A')≤ L
S2 & S3	2.2	2.1	3.22	2.9	Non
S2 & S4	1.6	2	2.7	3.4	Oui
S5 & S6	2.6	2.3	3.67	2.9	Non
S7 & S8	2.2	2.7	3.67	2.9	Non

Tableau VI.2 : vérification de chevauchement entre les semelles

Remarque :
D'après ce tableau, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles (bulles de pression), et on passe donc à l'étude des semelles filantes.

➢ **Calcul des semelles filantes**

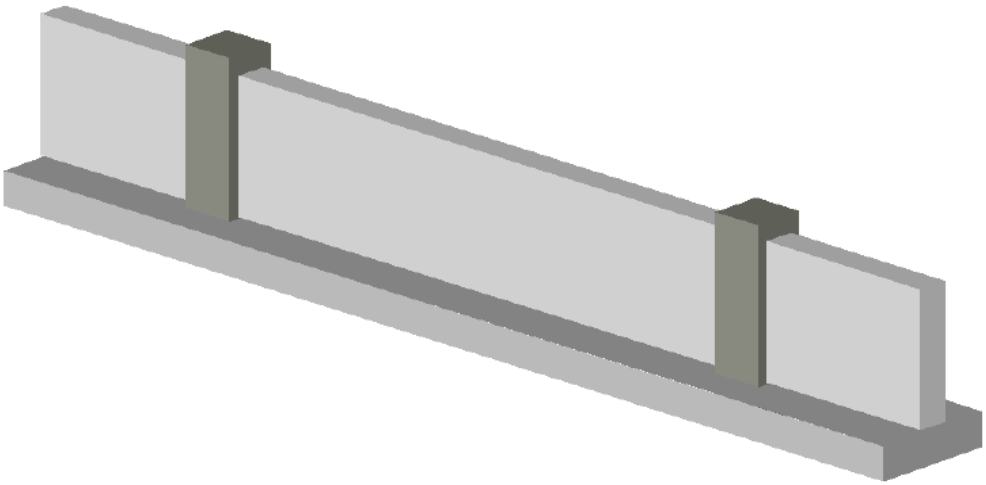


Figure VI.4: Schéma d'une semelle filante sous voile

➢ **Semelles filantes sous voile :**

- **Dimensionnement**

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ ∑N :est la somme des efforts normaux.
- ✓ L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \cdot \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\emptyset}{2}$$

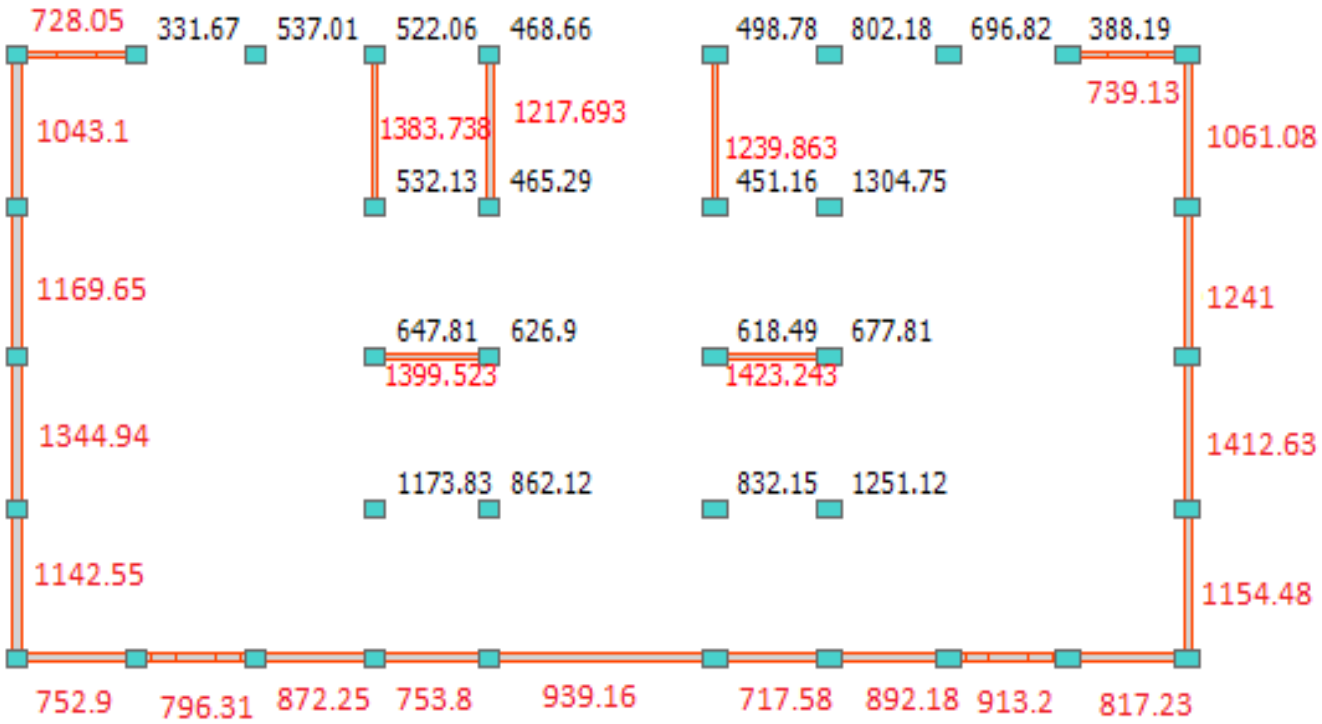


Figure VI-5 : les efforts normaux dans les poteaux & voiles

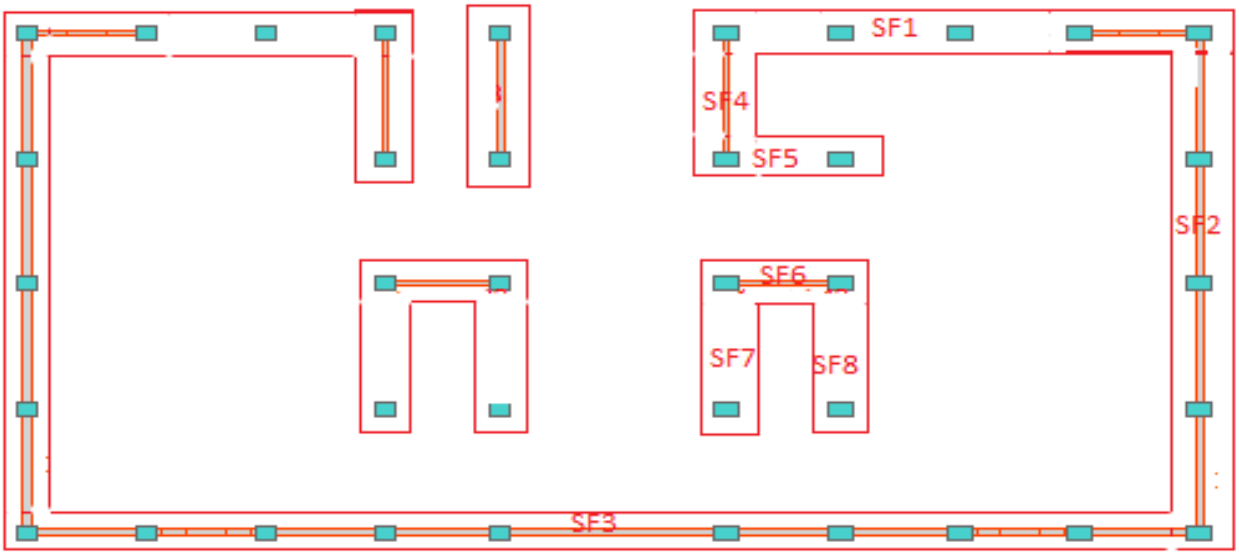


Figure VI-6 : disposition des semelles filantes

Les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

	L (m)	D (m)	B (m)	H (cm)	$N_{i\ ser}$ (KN)	S (m^2)
SF1	11.9	1.8	1	30	2681.62	11.9
SF2	13.6	1.8	1.6	45	5063.29	21.76
SF3	29.45	1.8	1.10	35	7454.61	32.39
SF4	3.4	1.8	2.2	60	1714.77	7.48
SF6	2.9	2.7	3.2	80	2071.39	9.28

Tableau VI.3: dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux à l'ELS

- **Vérification des contraintes sous semelles à L'ELS :**

$$\sigma = \frac{\sum Ni_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + \rho_{remblai}}{B_{choisi} \times L_{ch}} \leq \sigma_{sol}$$

$P_{semelles} = B \times L \times h \times \rho_{béton}$

$P_{amorce\ pot} = (a \times b) \times D \times N_{ser} \times \rho_{béton} = 0$

$P_{remblai} = B \times L \times D \times \rho_{sol} = 0$

Semelle	$\sum \mathbf{Ni_{ser}}$	$\mathbf{P_{semelle}}$	$\boldsymbol{\sigma}$	$\boldsymbol{\sigma_{sol}}$	Vérification
SF1	2681.62	89.25	2.33	2.5	Oui
SF2	5063.29	244.80	2.44		Oui
SF3	7454.61	283.46	2.39		Oui
SF4	1714.77	112.20	2.44		Oui
SF6	2071.39	185.60	2.43		Oui

Tableau VI.4: vérification des contraintes à l'E.L. S

- **Ferraillage :**

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suit le maximum des deux résultats. Les armatures principales-transversales- et les armatures de répartitions Avec ses espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

❖ **Armatures principales :**

$$A=\frac{N\,(B-b)}{8\,.d\,.\sigma_s} \qquad \& \qquad Esp=\frac{100}{n}$$

Avec :

- ✓ n: étant le nombre de barres

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_{rép}=\frac{A\,(cm^2)\,B\;(m)}{4} \qquad ; \qquad Esp=\frac{B-2e-\phi}{(n-1)}$$

Avec :

- ✓ $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- ✓ $[\sigma_s]$=202 Mpa à l'ELS

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Semelle	N_u (kN/mℓ)	N_{ser} (kN/mℓ)	D (cm)	A_u (cm²)	A_{ser} (cm²)	A_{finale} (cm²)	Esp (cm)
SF1	1007.98	739.13	30	5.43	6.86	7HA12 =7.92	15
SF2	1474.97	1412.63	45	12.36	20.40	11HA16 =22.12	10
SF3	911.34	913.2	35	5.14	8.88	8HA12 =9.05	15
SF4	1697.76	1298.36	60	16.77	22.09	11HA16 =22.12	10
SF6	1958.61	1423.24	80	23.30	29.17	10HA20 =31.42	12

Tableau VI.5: armatures principales des semelles filantes

Semelle	$A_p/4$	$A_{rep\ choisis}$ (cm²)	Esp (cm)
SF1	1.98	6HA12=6.79	20
SF2	5.53	6HA12=6.79	20
SF3	5.54	6HA12=6.79	20
SF4	5.53	6HA12=6.79	20
SF6	7.85	7HA12=7.92	18

Tableau VI.6: armatures de répartition des semelles filantes

- **Vérification des longueurs de scellement :**

La contrainte admissible d'adhérence τ_s= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.8} = 42.85$$

$$l_s = 42.85 \geq \frac{B}{4}$$

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

➢ **Semelle filante sous poteaux**

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, en destines : la semelle et la poutre de libage :

✓ La semelle travaille transversalement, et support l'effort normale et le moment transversale trouvant du poteau.

✓ La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

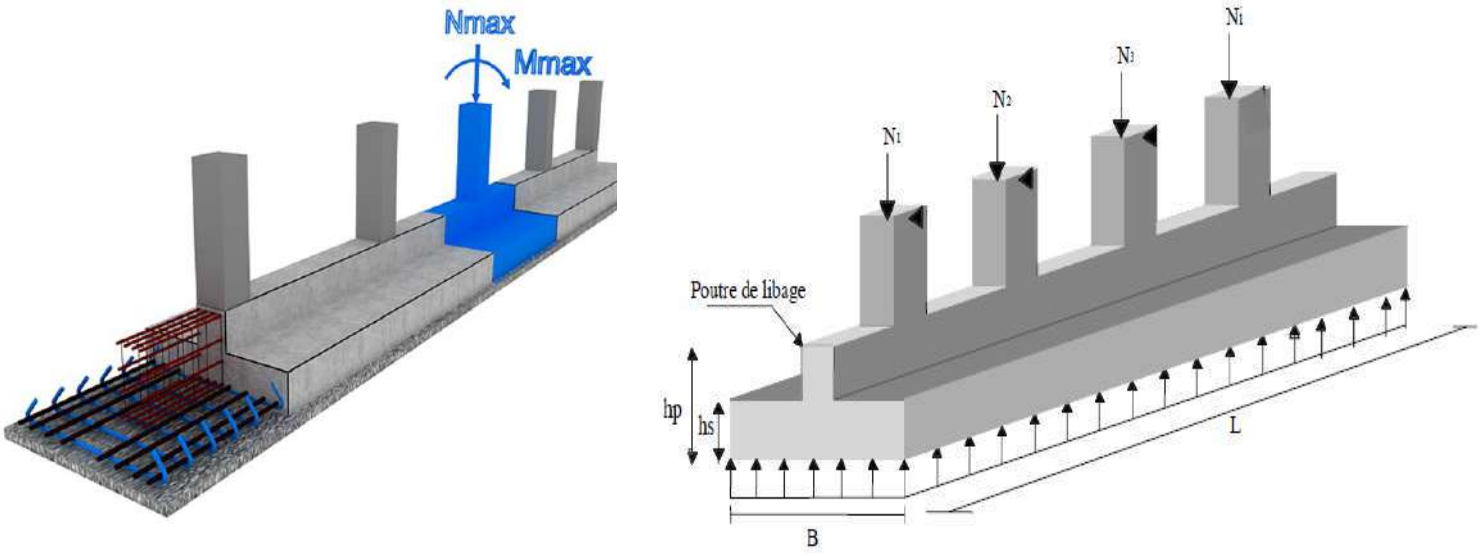


Figure VI-7: schémas d'une semelle filante sous poteaux

	L (m)	**B (m)**	**H (cm)**	**$N_{i\ ser}$ (KN)**	**S (m^2)**
SF1	11.9	1	30	2681.62	11.9
SF5	2.90	2.3	60	1530.33	6.67
SF7	3.40	1.5	45	1141.61	5.1
SF8	3.40	2	55	1590.03	6.8

Tableau VI.7: dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux à l'ELS

- **Vérification des contraintes sous semelles à L'ELS:**

Semelle	$\sum \mathbf{Ni_{ser}}$	$\mathbf{P_{semelle}}$	$\boldsymbol{\sigma}$	$\boldsymbol{\sigma_{sol}}$	Vérification
SF1	2681.62	89.25	2.33	2.5	Oui
SF5	1530.33	100.05	2.44		Oui
SF7	1141.61	57.38	2.35		Oui
SF8	1590.03	93.50	2.48		Oui

Tableau VI.8: vérification des contraintes à l'E.LS

- **Ferraillage transversale :**

❖ Le calcul de ferraillage est fait pour une semelle isolé A x B par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suit le max des deux résultats. Les armatures principales (transversales) Ab et les armatures de répartitions (longitudinales) $A_{rép}$ Avec ces espacements sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

❖ **Armatures transversale :**

$$A=\frac{N\,(B-b)}{8\,.d\,.\sigma_s} \qquad \& \qquad Esp=\frac{A-2e-\acute{\emptyset}}{(n-1)}$$

Avec :

✓ n: étant le nombre de barres

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_{rép}=\frac{A_b\,(cm^2)\,B\;(m)}{4} \qquad \& \qquad Esp=\frac{B-2e-\phi}{(n-1)}$$

Avec :

✓ $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.

✓ $[\sigma_s]$=202 Mpa à l'ELS

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Semelle	N_u (kN/mℓ)	N_{ser} (kN/mℓ)	D (cm)	A_u (cm²)	A_{ser} (cm²)	A_{finale} (cm²)	Esp (cm)
SF1	1099.57	802.18	30	5.92	7.45	7HA12=7.92	18
SF5	1799.25	1304.75	60	18.85	23.55	12HA16=24.13	10
SF7	1146.12	832.15	40	9.78	12.23	8HA14=12.32	15
SF8	1725.43	1251.12	55	16.34	20.41	11HA16=22.12	10

Tableau VI.9: armatures principales des semelles filantes

Semelle	$A_p/4$	$A_{rep\ choisis}$ (cm²)	Esp (cm)
SF1	1.86	6HA12=6.79	20
SF5	5.88	6HA12=6.79	20
SF7	3.05	6HA12=6.79	20
SF8	5.10	6HA12=6.79	20

Tableau VI.10: armatures de répartition des semelles filantes

- **Vérification des longueurs de scellement :**

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.8} = 42.85$$

$$l_s = 42.85 \geq \frac{B}{4}$$

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

- **Ferraillage Longitudinalement : « La poutre de libage »**

- **Dimensionnement :**

La poutre de libage va reprendre tous les charges verticales et les moments de flexions. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assurai une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Semelle	L_{max} (m)	K	F_{c28}	E	H_p (cm)	b_{ch} (cm)
SF1	3	12	25	32164.20	65	55
SF5	2.9				60	55
SF7	3.4				65	55
SF8	3.4				65	55

Tableau VI.11: dimensionnement des poutres de libages

- **Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage CBA 91 Art A.5.2.4.2 :**

F (ELU) = 0.045. h. uc . fcj / ɣb

Semelle	a (cm)	b (cm)	U(m)	H(m)	Fc28 (Mpa)	γ_b	F limite (KN)	$N_{u\ max}$ (KN)	Vérification $F_{limite} \geq N_{u\ max}$
SF1	40	55	4.50	0.65	25	1.5	2193.75	1099.57	Oui
SF5	40	55	4.50	0.60			1935.00	1799.25	Oui
SF7	40	55	4.70	0.65			2193.75	1146.12	Oui
SF8	40	55	4.50	0.65			2193.75	1725.43	Oui

Tableau VI.12: vérification de poinçonnement des poutres de libage

❖ Ferraillage des poutres :

1. Ferraillage :

a. Ferraillage des armatures longitudinales :

Semelle	Position	M (KN.m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisis}$ (cm^2)	A_{peau} (cm^2)
SF1	**Appuis**	-212.36	10.22	**10HA12**=11.31	**2HA12=2.26**
	Travée	165.86	7.91	**7HA12**=7.92	
SF5	**Appuis**	-363.0	19.58	**13HA14**=20.01	**2HA12=2.26**
	Travée	26.39	3.37	**5HA12**=5.65	
SF7	**Appuis**	-23.4	3.64	**5HA12**=5.65	**2HA12=2.26**
	Travée	548.63	28.33	**15HA16**=30.16	
SF8	**Appuis**	-21.1	3.64	**5HA12**=5.65	**2HA12=2.26**
	Travée	487.43	24.82	**13HA16**=26.14	

Tableau VI.13: Ferraillage des poutres de libages

- **Vérification des contraintes à L'ELS :**

Semelle	M ser (KN.m)	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	Vérification $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ & $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
SF1	**Appuis**	11.57	15	201.63	201.63	Oui
	Travée	8.40				
SF5	**Appuis**	13.07	15	201.63	201.63	Oui
	Travée	0.7				
SF7	**Appuis**	14.91	15	201.63	201.63	Oui
	Travée	0.47				
SF8	**Appuis**	0.17	15	201.63	201.63	Oui
	Travée	14.39				

Tableau VI.14: vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

b. Ferraillage transversale :

Vérification de cisaillement :

Semelle	ΣN_i	P semelle	F ELU	F ELS	T max ELU	τ	τ adm	Vérification $\tau \leq \tau$ adm
SF1	2681.62	417.69	227.89	325.98	425.77	1.25	2.5	Oui
SF5	1799.75	265.48	362.32	473.23	697.91	2.23		Oui
SF7	1176.12	111.88	378.82	360.08	658.89	1.93		Oui
SF8	1725.43	171.99	335.59	346.61	709.15	2.08		Oui

Tableau VI.15: vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

En appliquant même formules qu'on a vu dans le chapitre précédant, pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont :

Semelle	L (m)	A $_{t\ nodal}$ (cm²)	A $_{t\ courante}$ (cm²)
SF1	3.4	4HA10	4HA10
SF5	5.7	4HA10	4HA10
SF7	3.4	4HA10	4HA10
SF8	3.4	4HA10	4HA10

Tableau VI.16: calcul des armatures transversales des poutres

VI.4. b. Calcul des fondations (site 3)

➢ Calcul des semelles isolées

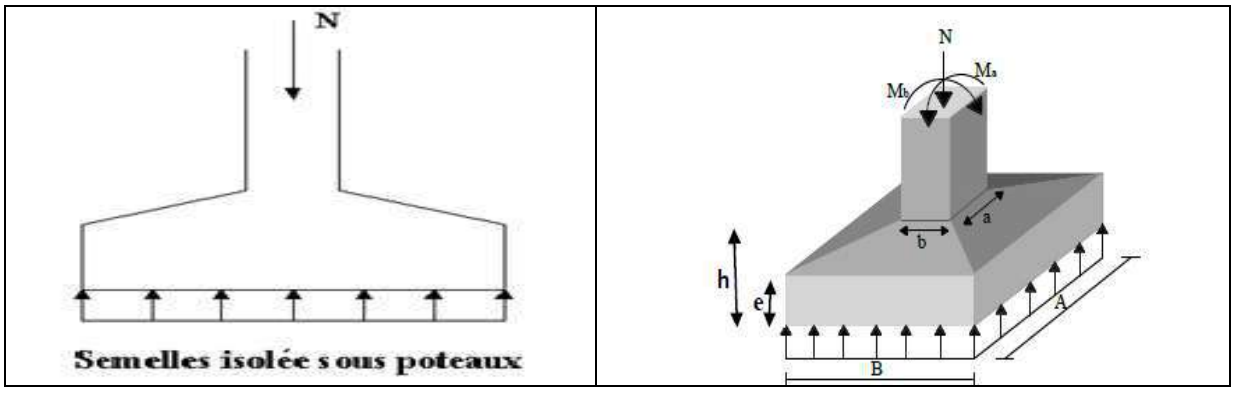
On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport d'A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : a=b donc A=B $\Longrightarrow$ S=A^2

A est déterminé par : $S \geq \frac{N_{Ser}}{\sigma_{Sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N_{Ser}}{\sigma_{Sol}}\right]$

Avec :

A = $\sqrt{S}$; σ_{Sol} = 0.8 bars



FigureVI.8 : représentation des semelles isolées sous poteaux

- Hauteur du patin : $\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{2}$ et $e \geq 6\varphi + 6$
- Hauteur utile : d ≥ Max $\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right)$

✓ Calcul des surfaces nécessaires des semelles

Les résultats du dimensionnement des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

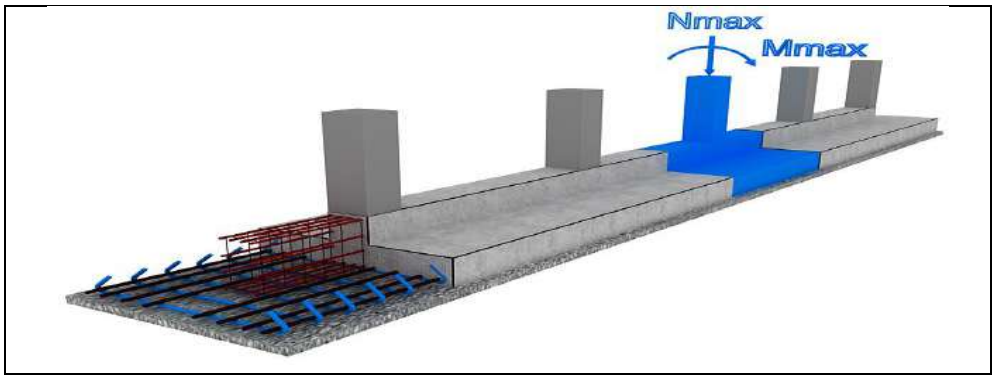
	Section de pot (cm)	X (m)	Y (m)	Nser (KN)	A (m)	B (m)	h (cm)
S1	40X55	6	13.6	518.98	3	2.2	70
S2		20.45	13.6	796.44	3.7	2.7	90
S3		23.45	13.6	697.26	3.5	2.5	85
S4		20.45	10.20	1300.02	4.7	3.4	115
S5		9	3.4	1148.34	4.4	3.2	105
S6		11.90	3.4	867.38	3.9	2.8	95
S7		17.55	3.4	834.24	3.8	2.8	90
S8		20.45	3.4	1240.82	4.6	3.4	110

Tableau VI.17: Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS

Remarque :

D'après ce tableau, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles (bulles de pression), et on passe donc à l'étude des semelles filantes.

➢ Calcul des semelles filantes



FigureVI.9 : Schéma d'une semelle filante

✓ **Dimensionnement**

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{Nmax}{(L_i + L_{i+1})/2}$$

Avec :

- ∑N :est la somme des efforts normaux.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \cdot \sigma_{sol}}$$

Les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

	L (m)	B (m)	H (cm)	∑Ni ser (KN)	S (m²)
SF1	13.6	3.85	90	4170.31	52.36
SF2	13.6	2.22	60	2410.35	30.19
SF3	13.6	2.23	60	2431.03	30.33
SF4	13.6	2.71	70	2950.51	36.86
SF5	13.6	1.26	40	1371.86	17.14
SF6	29.45	0.77	30	1816.40	22.68
SF7	29.45	1.9	50	4486.06	55.95

Tableau VI.18: dimensionnement des semelles filantes sous voiles et poteaux à l'ELS

✓ **Vérification des contraintes sous semelles à L'ELS:**

$$\sigma = \frac{\sum Ni_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + \rho_{remblai}}{B_{choisi} \times L_{ch}} \leq \sigma_{sol}$$

$P_{semelles} = B \times L \times h \times \rho_{béton}$

$P_{amorce\ pot} = (a \times b) \times D \times N_{ser} \times \rho_{béton}$

$P_{remblai} = B \times L \times D \times \rho_{sol}$

SF1 ⟹ $\sigma = 1.17 > \sigma_{sol} = 1$ bars

SF2 ⟹ σ = 1.06 > σ_{sol} = 1 bars

Vérification de la condition de surface de semelle :

$S_{semelle}$ = 245.51 m².
$S_{Batiment}$ = 400.52 m².
$S_{semelle}$ / $S_{Batiment}$ = / = 61.3% > 50%.

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise de bâtiment, et ce qui nous mène à envisager un radier général comme fondation, ce type de fondation, pressente plusieurs avantages qui sont :

- l'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure sur le sol d'assise.

- Empêche les tassements différentiels.

- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.

- La facilité d'exécution.

plus un débord de 1 m choisi de façon à approcher le centre de masses du radier du centre de masses du bâtiment (point d'application de l'effort normal) pour éviter les tassements différentiels.

➢ Radier général

✓ Introduction

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

✓ Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut satisfaire la condition : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Longrightarrow S_{radier} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour : $\begin{cases} N = G + Q = 50304.618\ KN \\ \sigma_{sol} = 1\ bar \end{cases}$

On trouve S ≥ 414.376 m²

La surface du projet S_P = 415.71 m²

La surface du radier avec le débord $S_{radier+d}$ = 507.21 m² avec ; d=1m

✓ Prédimensionnement de radier

1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

- **Condition forfaitaire :**

$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$ avec ; Lmax: La longueur maximale entre les axes des poteaux. Et ; Lmax = 5,65 m

$h_r \geq$ 28.25 cm, donc on prend h_r = 50 cm

- **Condition des contraintes :**

$\sigma = \frac{N_{t\,ser}}{S_r} \leq \sigma_{sol}$ = 1 bar

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{V_u}{(e-c)} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07\ x\ f_{c28}}{1.5}$

Avec ; V_u = (Pu X Lx X Ly) / ((2 Ly) + Lx)

✓ **Prédimensionnement des nervures :**

Lmax = 5.65 m ; hn = $\frac{100\ X\ Lmax}{10}$ = 56.5 cm

- **Vérification du non Poinçonnement :**

Selon **CBA93 [art A.5.2.4]** Sous l'action de forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par effort tranchant. Cette vérification s'effectue comme suit :

- Q(ELU) < 0.045. h. uc . fcj / gamma b …… (1)

Q (ELU) = 1792.82 KN

Q_{limite}= 1935.00 KN donc Q (ELU) $<$ Q_{limite} …….. (C.V)

Avec ; Q(ELU): la charge de calcul vis a vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité.

-Uc : Périmètre du contour au niveau du feuiller moyen avec : Uc = 2 $[(a+b)+2h]$

Avec; a,b : les dimensions du poteau (40 X 55).

D'après l'équation (1) on a : hn_1= 60 cm

=> Pas de poinçonnement du fût sur la Nervure

- **Vérication du cisaillement des nervures :**

On: b= 55 cm ; hn_1 = 75 cm ; c = 3 cm

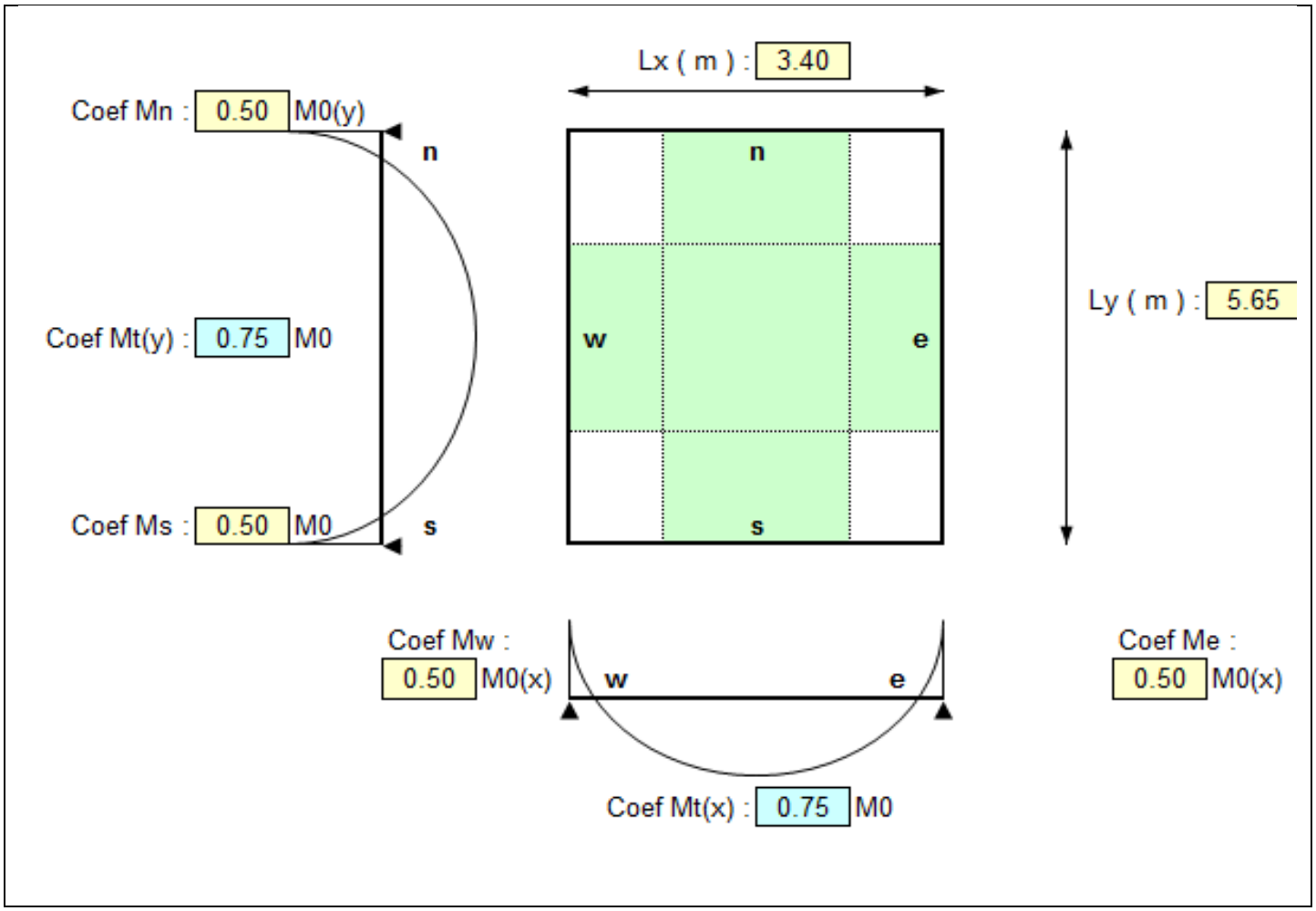
$\tau_u = \frac{T_u}{b\ X\ (h-c)} \leq \bar{\tau}_u$ = min $\left(\frac{0.15\ X\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right)$ ……fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

✓ Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher. La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferraillage de la dalle du radier :

Pour le calcul, les panneaux sont encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.



FigureVI.10: schéma du panneau le plus sollicité

✓ **Moment en travée et en appuis à l'ELU :**

	Calcul des moments		Calcul des sections d'armature		Choix de ferraillage
En appui	Mw (KN.m)	61.48	Ax (w,e)	6.75 cm²	7 HA 12 = 7.92 cm²
	Me (KN.m)	61.48			
	Mn (KN.m)	18.20	Ay (n,s)	1.96 cm²	5HA12 = 5.65 cm² **(Comme des armatures de répartition)**
	Ms (KN.m)	18.20			
En travée	Mt (x) (KN.m)	92.22	Ax	10.30 cm²	7HA 14= 10.78 cm²
	Mt (y) (KN.m)	27.30	Ay	2.95 cm²	5HA12 = 5.65 cm² (**Comme des armatures de répartitions)**

Tableau VI.19: ferraillage de panneau du radier

✓ **Espacement :**

En appui	Ax	100/7 ≈ 15 cm	≤ Min (3h , 33cm) = 33cm	**Vérifier**
	Ay	e= 20 cm		
En travée	Ax	e=15 cm	≤ Min (3h , 33cm) = 33cm	
	Ay	e= 20 cm		

Tableau VI.20: espacement entre les armatures dans les deux sens

✓ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

	M_s (KN)	**A_s (cm²)**	**σ_{bc}(MPa)**	**$\overline{\sigma}_{bc}$(MPa)**	**σ_s(MPa)**	**$\overline{\sigma}_s$(MPa)**	**Vérification**
En travée	92.22	10.78	3.9	15	197.1	201.63	**OUI**
En appui	61.48	7.92	3		177.5		

Tableau VI.21: Vérification des contraintes du radier

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{(e-c)} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07\ x\ f_{c28}}{1.5}$

Vu.max (KN)	**τ_u(MPa)**	**$\bar{\tau}_u$(MPa)**	**Vérification**
169.35	0.627	1.167	**OUI**

Tableau VI.22: vérification de la contrainte de cisaillement

- ✓ **Ferraillage des nervures**
- **Calcul des efforts**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire **"BAEL91 modifié 99"**

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$;

En travée : $Mt=0,85M_0$

En appuis : $Mt=0,50M_0$

- **Calcul des armatures**

b = 55 cm ; h= 75 cm ; L = 5.65 m

	Mu (KN.m)	As (cm²)	Choix
En travée	891.72	40.8	14HA20 = 43.98 cm²
En appui	-1071.61	50.8	18HA20 = 56.55 cm²

Tableau VI.23: Ferraillage des nervures

- ***Vérifications nécessaires :***
- **Vérification des contraintes à l'ELS:**

	M_s(KN)	A_s(cm)	σ_{bc}(MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$(MPa)	σ_s(MPa)	$\bar{\sigma}_s$(MPa)	Vérification
En travée	678.25	43.98	11.6	15	179.1	201.63	OUI
En appui	-816.16	56.55	13.6		193.2		

Tableau VI.24: Vérification des contraintes des nervures

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ = min $\left(\frac{0.15\ X\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;4\ MPa\right)$ = 2.5 MPa

Nt (ELS) (KN)	Nt (ELU) (KN)	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	T (ELU) KN	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Verification

45241.643	61927.05	122.09	89.20	909.273	2.30	2.50	**oui**

Tableau VI.25 vérification du cisaillement des nervures

- **Armatures transversales**

➢ **BAEL 91 modifié 99**

$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_u . 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e}$ avec (K=1 pas de reprise bétonnage)

$s_t \leq$ Min (0.9d ; 40 cm) = 40 cm

$\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq$ Max ($\frac{\tau_u}{2}$; 0.4 MPa) = 1.15 MPa

➢ **RPA99 version 2003**

$A_t \geq 0.003\ b_0\ s_t$

$s_t \leq$ Min ($\frac{h}{4}$; 12 $\emptyset_l$)= 18.75 cm …… Zone nodale

$s_t \leq \frac{h}{2}$ = 35 cm …… Zone courante

Avec ; fe =400MPa ; τu=2.30 Mpa ; ft28=2,1Mpa ; b=55cm ; d=69cm

On trouve : St=10cm……Zone nodale.

St=30cm……Zone courante.

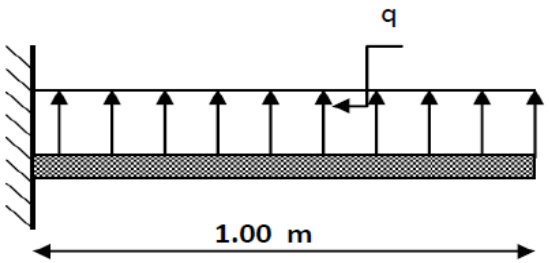
At ≥ 5.77cm2 on prend : 6T12=6,79cm2.

- **Armature de peau**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses .Pour les poutres de plus de 70 cm : on opte 4HA14 = 6.16 cm²

✓ Ferraillage du débord

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.



FigureVI.11: Schéma statique du débord

✓ **Ferraillage**

- **Armatures longitudinales**

	b(cm)	h(cm)	Mu(KN.m)	As(cm²)	choix
En travée	100	30	41.53	4.89	**On garde le même ferraillage du radier avec le même espacement**
En appui			-187.42	22.20	

Tableau VI.26: ferraillage de débord

- **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2}$$

On prend A_r = 4HA 12 = 4.52 cm²

✓ **Vérifications nécessaires :**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$ = 0.68 ≤ τ_{adm}= min (0,15/γ_b)f_{c28} ,4 MPa) =2.5 MPa …….. Condition Vérifier

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification des contraintes à l'ELS**

La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que :

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

	M_s(KN)	A_s(cm)	σ_{bc}(MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$(MPa)	σ_s(MPa)	$\overline{\sigma}_s$(MPa)	Vérification
En travée	31.69	10.78	3.31	15	120.59	201.63	**OUI**
En appui	-142.56	7.92	14.87		198.03		

Tableau VI.27: Vérification des contraintes de débord du radier

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Le présent travail comporte une analyse à l'aide d'une modélisation numérique de l'influence du type de sol sur les éléments de la superstructure et l'infrastructure d'un ouvrage qui sera implantée à Médéa, zone de moyenne sismicité (IIb)

L'objectif de ce travail est de comparer le plan d'architecture sur quatre sites différents et de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale, tous cela en assurant l'économie et surtout la sécurité des usagers.

Les résultats trouvés montrent clairement l'effet direct du type de sol sur le dimensionnement et le comportement des structures en béton armé. Plus le sol est médiocre, plus le dimensionnement des éléments structuraux de l'ouvrage augmentent et son comportement sismique varie réciproquement.

La conception architecturale et le type de sol ont un effet cumul sur le dimensionnement et le ferraillage des éléments structuraux de l'ouvrage. L'effet direct du type de sol est proportionnel à la complexité de la conception architecturale de l'ouvrage.

Enfin, ce mémoire nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquis durant notre cycle universitaire, de les améliorer surtout dans la conception et la mise en application des codes de calcul en vigueurs

Recommandations et Perspectives

RECOMMANDATION ET PERSPECTIVES

A travers les résultats trouvés, on recommande de poursuivre l'investigation sur :

1. Etude de l'effet du type de sol sur un autre cas d'ouvrage plus élancé

2. Etude de l'effet du type de sol sur les résultats en charpentes métalliques

3. Etude de l'effet du type de sol sur les ouvrages d'arts.

Références Bibliographiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé C.B.A.93.

[2] Règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99.

[3] Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

[4] Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

[5] SAP 2000 version 19.1.0

[6] Robot_Structural_Analysis_Professional_2011_Multilingual

[7] Auto-CAD 2016