République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Universitaire Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil

Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option: Structure

Thème :

Conception et étude d'un bâtiment (Sous-sol+RDC+6 Etages) à usage d'habitation

Présenté par :

- TOUATI RAMZI RAOUF
- BELLATRECHE ABDERRAHMAN

Encadré par :

Mr : TOUZZOUT

Promotion Juin 2020.

Dédicaces

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

- A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

- A Ma fiancée que je la souhaite une bonne vie.

***- A Mon frère** YOUSEF.*

- A toute la famille « TOUATI et ezzeliare » sans exception.

Je remercie mes amis et binômes** ABDO ET OUSSAMA **qui ont contribués à la réalisation de ce modeste travail.

- A Tous mes collègues de la 2ème Année Master.

TOUATI RAMZI RAOUF

Dédicaces

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

- A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve

Pour leur patience et leur soutien tout au long de parcours scolaire.

- A toute la famille « bellatreche et boukaras» sans exception.

Je remercie mon amie oussama et mon binômes RAOUF qui ont contribués à la réalisation de ce modeste travail.

- Mes amies intimes abdellkader acherf hamza souhil

- A Tous mes collègues de la 2ème Année Master.

Bellatreche abderrahmane.

Remerciement

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « DIEU » qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.

Nous tenons à remercier et à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice ***MR : TOUZZOUT*** *de nous avoir guidé et orienté durant les différentes étapes de ce projet.*

Nos s'incères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous offre tout se savoir.

Nos gratitudes à tous les membres de jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin pour l'élaboration de ce projet surtout Mr : ***OULD TURKI Benaissa***

Que tous ceux qui, de près ou de loin ont contribué, par leurs conseils, leurs encouragements ou leur amitié à l'aboutissement de ce travail, trouvent ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى هيكلة ودراسة عمارة تتألف من (طابق أرضي + ستة طوابق + طابق تحت الأرض) .

والمقرر بناؤها بولاية المدية مدينة (المدية) والمصنفة ضمن المنطقة الزلزالية المتوسطة (IIb)

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية محققة بواسطة نظام العارضات والأعمدة+ الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل.(RPA99 version2003)
- قواعد الخرسانة المسلحة(CBA93) .

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج.(SAP2000 Version 20)

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

Le but de ce travail est la conception d'un bâtiment en (RDC+6+ Sous-Sol) qui sera implanté dans la wilaya De MEDEA, (Médéa), cette région est classée dans la zone de moyen sismicité (IIb).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « SAP2000 version 20 ».

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract

The aim of this project is the conception and study of a building (F+6+1UG), will be implanted in MEDEA (Medea), and this region is classified in the zone of medium seismicity (IIb).

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.

The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « SAP2000 version 20».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

SOMMAIRE

INTRODUCTON GENERAL…… 1

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE…… 2
I.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT…….. 2
I.2.1 Dimensionnés élévation…… …….. 2
I.2.2 Dimensions en plan…… ……. 2
I.3 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE……. 3
I.3.1 Classification des zones sismiques [Art 3.1 RPA99 v2003] : 3
I.3.2 Classifications des ouvrages selon leur importance [Art 3.2 RPA99 v2003] :.....3
I.3.3 Classification des sols [Art 3.3 RPA99 v2003] : 3
I.3.4 Classification des systèmes de contreventement [Art 3.4 RPA99 v2003] : 4
I.4 HYPOTHESES DE CALCUL.....4
I.4.1 Béton……..4
I.4.2 Acier……...4

Chapitre II: PREDIMENSIONNEMENT

II.1 INTRODUCTION 5
II.2 LES PLANCHERS 5
II.2.1 PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS 5
II.2.1.1 Plancher à corps creux.....5
II.2.1.2 Plancher a dalle pleine.....7
II.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES 8
II.3.1 Plancher terrasse inaccessible 8
II.3.1.1 Planche à corps creux 8
II.3.1.2 Planche dalle pleine (balcon) 8
II.3.2 Plancher étage courant 9
II.3.2.1 Plancher à corps creux.....9

II.3.2.2 Plancher dalle pleine (balcon) 9
II.3.3 Maçonnerie 10
II.3.3.1 Murs extérieur (Double cloison) 10
II.3.3.2 Murs intérieurs (simples cloisons) 10
II.3.4 Charges d'exploitation 10
II.4 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES 11
II.5 LES POTEAUX 12
II.5.1 Décente des charges 12
II.5.2 Choix du poteau le plus sollicité 13
II.5.3 Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux 14
II.5.3.1 Détermination des charges permanente 14
II.5.4 Surcharge d'exploitation : [**ART.6.3 DTR BC.2.2]** 15
II.5.5 Détermination de l'effort normal ultime 15
II.5.6 Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1. RPA99V2003] 16
II.6 Vérification aux zones nodales [Art7.5.1. RPA99V2003] 17
II.7 Les voiles 17

Chapitre III : CALCULE DES ELELMENT SECONDAIRE

III.1 Acrotère 18
III.1.1 Introduction 18
III.1.2 Evaluation des charges et surcharges d'exploitation 18
III.1.3 Calcul du ferraillage à L'ELU 18
III.1.4 La vérification des contraintes 19
III.2 Escaliers 20
III.2.1 Introduction 20
III.2.2 Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire 20
III.2.2.1 DIMENSIONEMENT 20
III.2.2.2 Détermination des charges et surcharges de l'escalier 21
III.2.2.3 Détermination des efforts 21

III.2.2.4Calcul des sollicitations 22
III.2.2.5Conclusion 23
III.2.2.6Calcul de ferraillage 23
III.2.2.7Vérification de la flèche : 25
III.2.3 Calcul de la poutre palière 26
III.2.3.1Evaluation des charges 26
III.2.3.2Calcul des efforts 26
III.2.3.2.1 A l'E.L. U 26
III.2.3.2.2 A l'E.L. S 26
III.2.3.3Ferraillage de la poutre palière 26
III.2.3.3.1 E.L.U……27
III.2.3.3.2 E.L.S……27
III.2.3.3.3 Vérification des contraintes de cisaillement : 27
III.2.3.4Vérification de la Flèche 27
III.3CALCUL DES POUTRELLES……...29
III.3.1 Introduction 29
III.3.2 Plancher à corps creux 29
III.3.3 Dimensionnement des poutrelles 29
III.3.4 Type des poutrelles 30
III.3.5 Première étape : Avant le coulage de la table de compression 30
III.3.6 Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression 31
III.3.6.1 Méthodes de calcul 31
III.3.7 Ferraillage des poutrelles 33
III.3.8 Ferraillage de la table de compression Art [B.6.8.4.2.3 CBA93] 35
III.4 LES DALLES PLEINES 36
III.4.1 Introduction :..... 36
III.4.2 Méthode de calcul : 36
III.4.3 Calcul des dalles 36
III.4.3.1 Calcul du ferraillage à l'ELU 36
III.4.3.2 E.L.S……37
III.4.3.3 Vérification de l'effort tranchant 37
III.4.3.4 Vérification de la flèche [selon le CBA9 B.6.2.13]……...37

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 INTRODUCTION 38
IV.2 CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE 39
IV.2.1. Centre de masse : 39
IV.2.2. Centre de torsion: 39
IV.2.3. Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 [Art 3.5.1-a2]: 41
IV.3 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL 41
IV.3.1. Méthodes utilisables [Art 4.1.1 RPA99v2003] 41
IV.4 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE 42
IV.4.1. PRINCIPE 42
IV.4.2. MODELISATION 42
IV.4.3. Spectre de réponse de calcul [ART 4.3.3 RPA99V2003] 42
IV.4.4. Coefficient d'accélération A [TAB.4.1 RPA99V2003] 43
IV.4.5. Périodes caractéristiques associées à la catégorie de sit T1,T2 [Tab 4.7 RPA99v2003] 43
IV.4.6. Facteur de correction d'amortissement η 43
IV.4.7. Coefficient de comportement R [Art 3.4 RPA99 v2003] 43
IV.4.8. Justification du coefficient de comportement R 44
IV.4.9. Facteur de qualité Q [Tab.4.4 RPA99V2003] 46
IV.5 Résultats et vérifications de l'analyse dynamique 46
IV.5.1. Vérification de comportement modal 47
IV.5.2. Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003] 47
IV.5.3. Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003] 48
IV.5.4. Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003] : 50
IV.5.4.1 Le moment stabilisant 51
IV.5.5. Vérification des déplacements en tête [Art 4.4.1 RPA99v2003] 51
IV.5.6. Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003] 52
IV.5.7. Vérification de cisaillement des éléments 53
IV.5.7.1 Les poutres [Art A.5.1 CBA93] 53

IV.5.7.2 Les poteaux [Art3.4.b RPA99v2003] 54
IV.5.8. Les voiles 54
IV.5.9. Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003] 55
IV.5.10. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003] 56

Chapitre V : CALCULE DES ELEMENT RESISTANT

V.1 IINTRODUCTION 58
V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES 58
V.2.1 Introduction 58
V.2.2 Recommandation des règlements 58
V.2.2.1 Recommandations du R.P. A99v2003 58
V.2.2.2 Recommandations du CBA93 59
V.2.3 Ferraillage longitudinal de poutre principale 59
V.2.3.1 Armature calculé en travée et en appuis 59
V.2.3.2 Armatures choisis en travées et en appui 59
V.2.3.3 Vérification des contraintes à l'état limite de service – CBA93 Art.A.4.5.3 60
V.2.3.4 Vérification des contraintes de cisaillement – [CBA Art A.5.1.2.1.1] 60
V.2.3.5 Vérification de la flèche a L'ELS – [CBA Art B.6 .5.3] 61
V.2.4 Ferraillage longitudinal des poutres Secondaires 62
V.2.4.1 Armature calculé en travée et en appuis 62
V.2.4.2 Armatures choisis en travées et en appui 62
V.2.4.3 Vérification des contraintes à l'état limite de service – [CBA93 Art.A.4.5.3] 62
V.2.4.4 Vérification des contraintes de cisaillement – [CBA Art A.5.1.2.1.1] 63
V.2.4.5 Vérification de la flèche a l'ELS– [CBA Art.B.6.5.3] 63
V.3 Ferraillages des poteaux 64
V.3.1 Recommandation du règlement RPA99v2003 64
V.3.2 Ferraillages des poteaux carrés 65
V.3.2.1 A l'ELU 65
V.3.2.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service 65
V.3.2.3 Déterminations des armatures transversales 66

V.4 Ferraillages des voiles 67
V.4.1 Ferraillage Les voiles pleins 67
V.4.1.1 Armatures verticales : 69
V.4.1.1.1 Vérification des armatures à ELS 69
V.4.1.2 Calcul des armateurs horizontaux 70
V.4.2 Ferraillage des voiles avec ouverture 70
V.4.2.1 Ferraillage Les trumeaux 70
V.4.2.1.1 Armatures verticales 70
V.4.2.1.2 Vérification des armatures à ELS 71
V.4.2.2 Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux 71
V.4.2.3 Les linteaux 72
V.4.2.4 Recommandation du RPA99v2003 72
V.4.2.4.1 Ferraillage des linteaux 72

Chapitre VI : CALCULE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 INTRODUCTION 75
VI.2 Connaissance du site et du sol 75
VI.3 Etude préliminaire du choix de type de semelle 76
VI.4 Les efforts normaux à base de la structure 76
VI.5 Calcul des semelles isolées 76
VI.5.1 Dimensionnement des semelles isolées 76
VI.5.2 Vérification de l'interférence entre deux semelles 77
VI.6 Calcul des semelles filantes 78
VI.6.1 Dimensionnement des semelles filantes 78
VI.6.2 Vérification de Poinçonnement de la semelle CBA 91 Art A.5.2.4.2 79
VI.6.3 Pré dimensionnement de la poutre de libage 79
VI.6.4 Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage CBA 91 Art A.5.2.4.2 80
VI.6.5 Ferraillage Poutre de libage 80
VI.6.5.1 Vérification des contraintes de cisaillement – CBA Art A.5.1.2.1.1 81
VI.6.5.2 Armature calculée en travée et en appuis 81
VI.6.5.3 Armatures choisis en travées et en appui 81

VI.6.5.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service – CBA93 Art.A.4.5.3 82
VI.6.5.5 Vérification des contraintes de cisaillement – CBA Art A.5.1.2.1.1 82
VI.6.5.6 Vérification de la flèche a L'ELS – CBA Art B.6 .5.3 82
VI.6.5.7 Armatures de peau -CBA Art A.7.3 83
VI.7 Ferraillage des semelles filantes 83
VI.7.1 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux 83
VI.7.2 Semelle filante (continue) sous un voile 85
VI.7.2.1 Vérification de Poinçonnement de Semelle filante (continue) sous un voile 85
VI.7.2.2 Calcul de ferraillage 85
VI.8 FERRAILLAGE DES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003] 87
VI.8.1 Calcul de Ferraillage a L'ELU ou L'ACC-RPA [Art.10.1.1. B] 87
VI.8.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service – [CBA Art4.5.3] 87
VI.8.3 Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement- [CBA93 Art.A.5.1.2.1.1] 88
VI.9 FERRAILLAGE DES VOILES PERIPHERIQUES DU SOUS-SOL 89
VI.9.1 Calcul de la poussée des terres 89
VI.9.2 Vérification des contraintes de cisaillement 91

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II:PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.4.1 : hypothèses de calcul béton 4
Tableau I.4.2 : hypothèses de calcul acier 4

Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT

Tableau II.3.1 : Charge de la terrasse pour un plancher à corps creux. 8
Tableau II.3.2 : Charge de la terrasse pour un plancher à dalle pleine. 8
Tableau II.3.3 : Charge de l'étage courant pour un plancher à corps creux. 9
Tableau II.3.4 : Charge de l'étage courant pour un planchers dalle plein 9
Tableau II.3.5 : Charges du mur double cloison 10
Tableau II.3.6 : Charges du mur simple cloison 10
Tableau II.3.7 : Surcharges d'exploitation 10
Tableau II.4.1 : prédimensionnement des poutres 11
Tableau II.5.1 : calcul de l'effort N 12
Tableau II.5.2 : Détermination des charges permanentes 14
Tableau II.5.3 : Détermination des charges d'exploitation 15
Tableau II.5.4 : Détermination de l'effort normal ultime 16
Tableau II.5.5 : Vérification conditions RPA99v2003 17
Tableau II.6.1 : Vérification aux zones nodales 17

Chapitre II : CALCULES DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1 : Les efforts à l'ELU et l'ELS 18
Tableau III.2 : La section d'armatures 19
Tableau III.3 : Vérification des contraintes 19
Tableau III.2.1 : Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier 21
Tableau III.2.2 : Charges et surcharge du palier de l'escalier 21
Tableau III.2.3 : Combinaisons des charges de l'escalier 21
Tableau III.2.4 : Effort tranchant et moment fléchissant 22
Tableau III.2.5 : Effort tranchant et moment fléchissant 23
Tableau III.2.6 : Les résultats 23
Tableau III.2.7 : Paramètre de calcul 24
Tableau III.2.8 : les résultats de la flexion simple 24
Tableau III.2.9 :Vérification de l'espacement 24
Tableau III.2.10 :Vérification des contraintes a L'E.L.S 25
Tableau III.2.11 :Vérification de l'effort tranchant 25
Tableau III.2.12: Vérification de la flèche 25
Tableau III.2.13 : Les résultats 26
Tableau III.2.14 : Paramètre de calcul 26

Tableau III.2.15 : Les résultats de la flexion simple. 27
Tableau III.2.16 : Vérification des contraintes à L'E.L.S. 27
Tableau III.2.17 : Vérification de l'effort tranchant. 27
Tableau III.2.18 : vérification de la flèche. 27
Tableau III.3.1 : détermination le nombre d'étaiement 31
Tableau III.3.2 : Calcul des sollicitations 32
Tableau III.3.3 : Les résultats. 33
Tableau III.3.4: Ferraillage de poutrelle A'ELU. 33
Tableau III.3.5: Vérification des contraintes AELS. 34
Tableau III.3.6 : Vérification de l'effort tranchant. 34
Tableau III.3.7: Vérification de la flèche. 34
Tableau III.4.1 : les résultats du ferraillage à l'ELU 36
Tableau III.4.2 :Vérification des contraintes a L'E.L.S 37
Tableau III.4.3 :Vérification de l'effort tranchant 37
Tableau III.4.4 : Condition de la flèche 37

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IV.2.1 : Calcul centre de mass et centre de torsion 40
Tableau IV.2.2 : Excentricité 41
Tableau IV.4.1 : Justification du coefficient de comportement R suivant X 44
Tableau IV.4.2 : Justification du coefficient de comportement R suivant X (%) 44
Tableau IV.4.3 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y. 45
Tableau IV.4.4 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y (%). 45
Tableau IV.4.5 : Valeurs des pénalités Pq 46
Tableau IV.5.1 : Vérification de comportement Modal des trois premiers modes 47
Tableau IV.5.2 : vérification de participation massique 47
Tableau IV.5.3 : Les Coefficients de la force sismique. 49
Tableau IV.5.4 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 49
Tableau IV.5.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques calcul. 49
Tableau IV.5.6 : calcul du moment de renversement 50
Tableau IV.5.7 : calcul du moment stabilisant 51
Tableau IV.5.8 : Vérification de stabilisation 51
Tableau IV.5.9 : Vérification des déplacements en tête. 52
Tableau IV.5.10: Vérification des déplacements inter-étage suivant X 52
Tableau IV.5.11 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y 53
Tableau IV.5.12 : Vérification de cisaillement des poutres 53
Tableau IV.5.13 : Vérification de cisaillement des poteaux. 54
Tableau IV.5.14 : Vérification de cisaillement des voiles suivant X. 54
Tableau IV.5.15 : Vérification de cisaillement des voiles suivant Y. 55
Tableau IV.5.16 : Vérification de l'effort normal réduit. 55
Tableau IV.5.16 : Vérification l'effet P-Δ suivant X. 56
Tableau IV.5.17 : Vérification l'effet P-Δ suivant Y. 56
Tableau IV : Les section finales. 57

Chapitre V : CALCULE DES ELEMENT RESISTANT

Tableau V.2.1 : Les données de calcul ……...58
Tableau V.2.2 : Ferraillage longitudinal de poutre principale ……..……..59
Tableau V.2.3 : Ferraillage longitudinal de poutre principale choisis...……..59
Tableau V.2.4 : Vérification des contraintes à l'état limite de service …….……..60
Tableau V.2.5 : Vérification des contraintes de cisaillement ……...……..60
Tableau V.2.6 : Vérification de la flèche ……...……....61
Tableau V.2.7 : Ferraillage longitudinal de poutre secondaire ……..……...……..62
Tableau V.2.8 : Ferraillage longitudinal de poutre secondaire choisis …….……..62
Tableau V.2.9: Vérification des contraintes à l'état limite de service ……....62
Tableau V.2.10 : Vérification des contraintes de cisaillement ……...63
Tableau V.2.11 : Vérification de la flèche ……...…...63
Tableau V.3.1 : Ferraillage longitudinal des poteaux carrés……...65
Tableau V.3.2 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S ……..65
Tableau V.3.3 : Déterminations des armatures transversales……..66
Tableau V.4.1 : Les armatures verticales des voiles pleines calculé ……..……....69
Tableau V.4.2 : Les armatures verticales des voiles pleines choisi ……..…..69
Tableau V.4.3 : Vérification des armatures à ELS des voiles pleins……. ……....69
Tableau V.4.4: calcul de l'armature horizontale des voiles pleins ...……..70
Tableau V.4.5 : Les armatures verticales des trumeaux calculé …..……...70
Tableau V.4.6 : Les armatures verticales des trumeaux choisi ……...70
Tableau V.4.7 : Vérification des armatures à ELS des trumeaux ….……..71
Tableau V.4.8 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux ……...71
Tableau V.4.9 : Détermination de la sollicitation de calcul de linteaux (Y3) …….……....72
Tableau V.4.10 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales de linteaux (Y3) ….....72
Tableau V.4.11: Détermination de la sollicitation de calcul de linteaux (X4) …….…….....73
Tableau V.4.12 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales de linteaux (X4) ….....73
Tableau V.4.13 : Détermination de la sollicitation de calcul de linteaux (X3)…….…….....73
Tableau V.4.14 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales de linteaux (X3) ……..73

Chapitre VI : CALCULE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.5.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS 77
Tableau VI.6.1 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS. 78
Tableau VI.6.2 : Vérification de Poinçonnement de la semelle. 79
Tableau VI.6.3 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage. 79
Tableau VI.6.4 : Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage. 80
Tableau VI.6.5 : Détermination des valeurs de (F) de la poutre de libage. 80
Tableau VI.6.6 : Vérification des contraintes de cisaillement. 81
Tableau VI.6.7 : Ferraillage longitudinal de poutre libage. 81
Tableau VI.6.8 : Ferraillage longitudinal de poutre libage choisis. 81
Tableau VI.6.9 : Vérification des contraintes à l'état limite de service 82

Tableau VI.6.10 : Vérification des contraintes de cisaillement 82
Tableau VI.6.11 : Vérification de la flèche 82
Tableau VI.7.1 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous plusieurs poteaux 84
TableauVI.7.2: Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales). 84
Tableau VI.7.3 : Vérification de Poinçonnement 85
Tableau VI.7.4 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles. 85
Tableau VI.7.5 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile 86
Tableau VI.8.1 : Coefficient α. 87
Tableau VI.8.2: Vérification des contraint normal 88
Tableau VI.8.3 : Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement. 88
Tableau VI.9.1 : tableau des donnes 89
Tableau VI.9.2 : les armatures longitudinales a l'ELU 90
Tableau VI.9.3 : Vérification des contraintes à l'ELS 91

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1 : Dimension en plan ……..2
Figure I.2 : Vue en 3D ……..3

Chapitre II: PREDIMENSIONNEMENT

Figure II.1 : Plancher a corps creux.……..6
Figure II.2 : Dimensions du corps creux.……...6
Figure II.5.1 : surface de plancher supportée par……....13

Chapitre III : CALCULE DES ELELMENT SECONDAIRE

Figure III.1 : ferraillage de l'acrotère …….....19
Figure III.2.1: Dimensions de l'escalier.……...20
Figure III.2-2 : Distribution des charges à l'ELU……....22
Figure III.2-3: Diagramme des moments retenus……22
Figure III.2.4 : Section de calcul.…….....23
Figure III.2.5 : Section d'armatures ……....28
Figure III.3.1 : Dimensionnement de la poutrelle.……...29
Figure III.3.2 : Poutrelle avant coulage.……30
Figure III.3.3 : Diagrammes du moment fléchissant en travée max à l'E.L.U. ……...32
Figure III.3.4 : Diagrammes du moment fléchissant en appuis max à l'E.L.U ……32
Figure III.3.5 : Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L. U ……..…....32
Figure III.3.6 : Diagrammes du moment fléchissant en travée max à l'E.L. S…….……...33
Figure III.3.7 : Diagrammes du moment fléchissant en appuis max à l'E.L. S ……..……33
Figure III.3.8 : ferraillage de poutrelle ……....34
Figure III.4.1 : types de dalle pleine ……....36

Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

Figure IV.1.1 : Déposition des voiles.……38
Figure IV.2.1 : centre de mass et centre de torsion……..…40
Figure IV.4.1 : Le spectre de réponse suivant x, y……42

Chapitre V : CALCULE DES ELEMENT RESISTANT

Figure V.2.1 : Ferraillage des poutres principales ……..61
Figure V.2.2: Ferraillage des poutres secondaire.... ……..……..63
Figure V.3.1 : Ferraillage des poteaux carrés.……..…66
Figure V.4.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles …..……67
Figure V.4.2: Disposition des voiles 68
Figure V.4.3: Ferraillage des voiles.……74

Chapitre VI : CALCULE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.4.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS……..…..76
FigureVI.5.1 : Les bulbes de pression sous la semelle.……...77
Figure VI.6.1 : Le choix finale des semelles filantes ..…….…….……...79
Figure VI.6.2 : ferraillage de poutre de libage……. ..…….…….……...83
Figure VI.7.1 : ferraillage de semelle filante sous plusieurs poteaux ……. ..…….....85
Figure VI.7.2 : ferraillage de semelle filante sous voile ……. ..…….……...86
Figure VI.8.1 : Ferraillage des longrines…….…….……...88
Figure VI.8.2 : L'infrastructure …….…….…….……...89

NOTATION

Majuscules romaines

A : Section d'acier tendu .

A' : Section d'acier comprimé .

$\mathbf{A}_{max}$, $\mathbf{A}_{min}$: Section d'acier maximale et minimale .

***At* :** Section d'acier transversale .

B : Aire du béton .

Br : Section réduite du béton d'un poteau .

Bt : Section de la partie tendue .

Lt : Largeur de la section tendue .

E.L.S : Etat Limite de Service .

E.L.U : Etat Limite Ultime .

$\mathbf{E}_{vj}$: Module de déformation longitudinale différée du béton .

$\mathbf{E}_{ij}$: Module de déformation longitudinale instantanée du béton .

G : module d'élasticité transversale .

Es: Module de déformation longitudinale de l'acier .

I : Moment d'inertie .

Ie : Moment d'inertie équivalent .

M : Moment fléchissant .

Mo : moment isostatique .

Mt: Moment fléchissant en travée d'une poutre .

Ma: Moment fléchissant en appui d'une poutre .

Mu: Moment fléchissant à l'E.L.U.

Ms: Moment fléchissant à l'E.L.S .

N: Effort normal .

Ns: Effort normal à l'E.L.S .

Nu : Effort normal ultime .

Tu : Effort tranchant ultime .

Tw : Effort tranchant à gauche .

Te : Effort tranchant à droite .

Ts: Effort tranchant à l'E.L.S .

F : effort de traction .

Ra: Réaction à gauche .

Rb: Réaction à droite .

St : Espacement d'armature transversale .

Sr : Espacement de répartition .

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 .

$\mathbf{b_0}$: Largeur de la nervure du béton (section en Té) .

$\mathbf{C_1}$, $\mathbf{C_2}$ **,C, C'** : Enrobage supérieur et inférieur .

d : Hauteur utile d'une section .

f : Flèche .

ep: Épaisseur .

a : épaisseur du voile .

$\mathbf{f_c}$: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours .

$\mathbf{f_{c28}}$ **:** Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours .

$\mathbf{f_e}$ **:** Limite d'élasticité de l'acier .

$\mathbf{f_{tj}}$: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours .

$\mathbf{f_{t28}}$: Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

i : Rayon de giration .

$\mathbf{l_f}$ **:** Longueur de flambement .

Majuscules grecques

Δ : Variation .

Σ : sommation .

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

W : poids .

- **Minuscules grecques :**

α: Coefficient fonction de l'élancement du poteau .

γ : Coefficient de sécurité .

ε: Déformation relative .

η: Coefficient de fissuration .

λ: Élancement mécanique .

μ: Coefficient de frottement .

ν: Coefficient de POISSON .

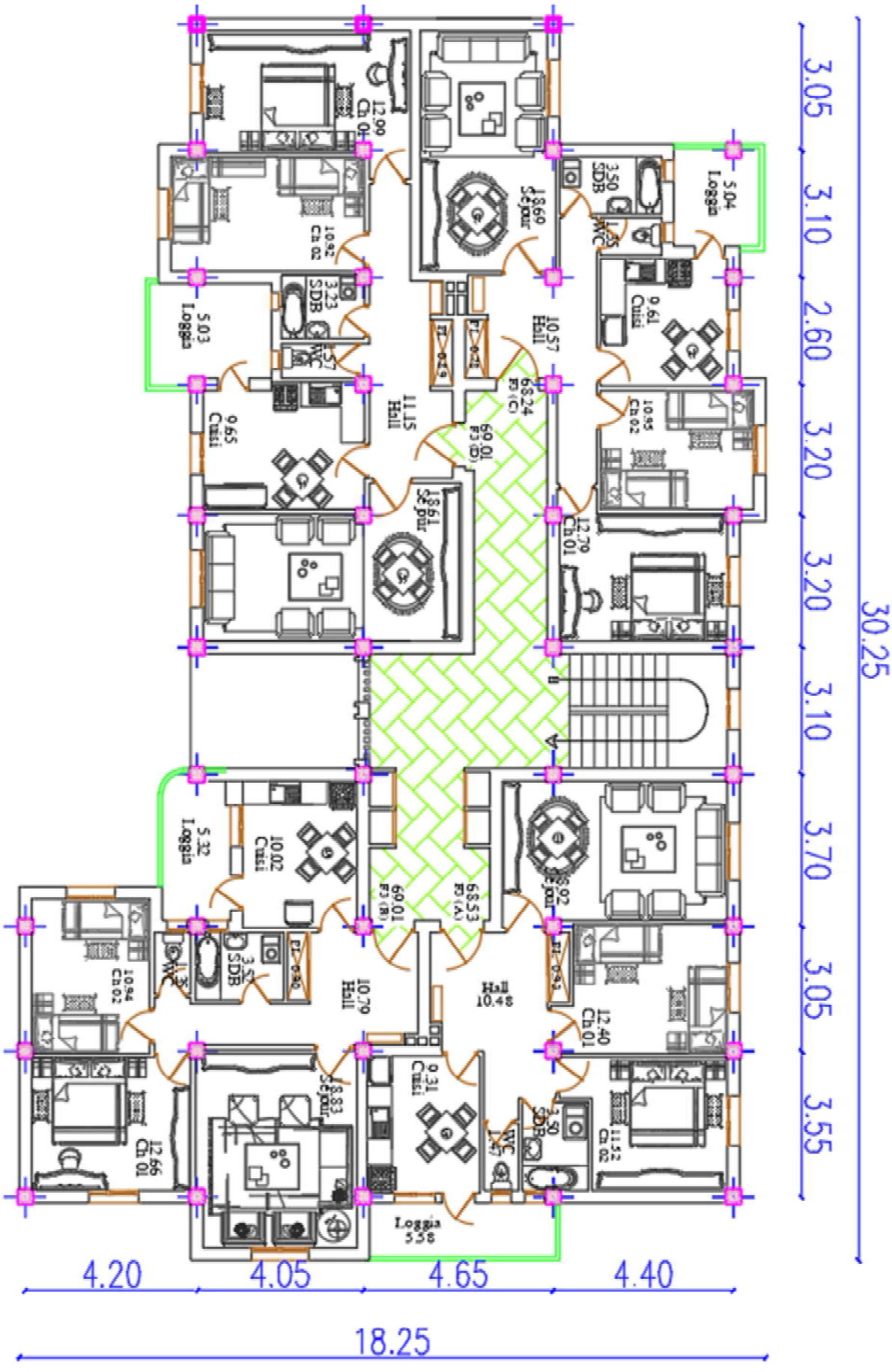
ρ : Rapport de deux dimensions .

σ : Contrainte normale .

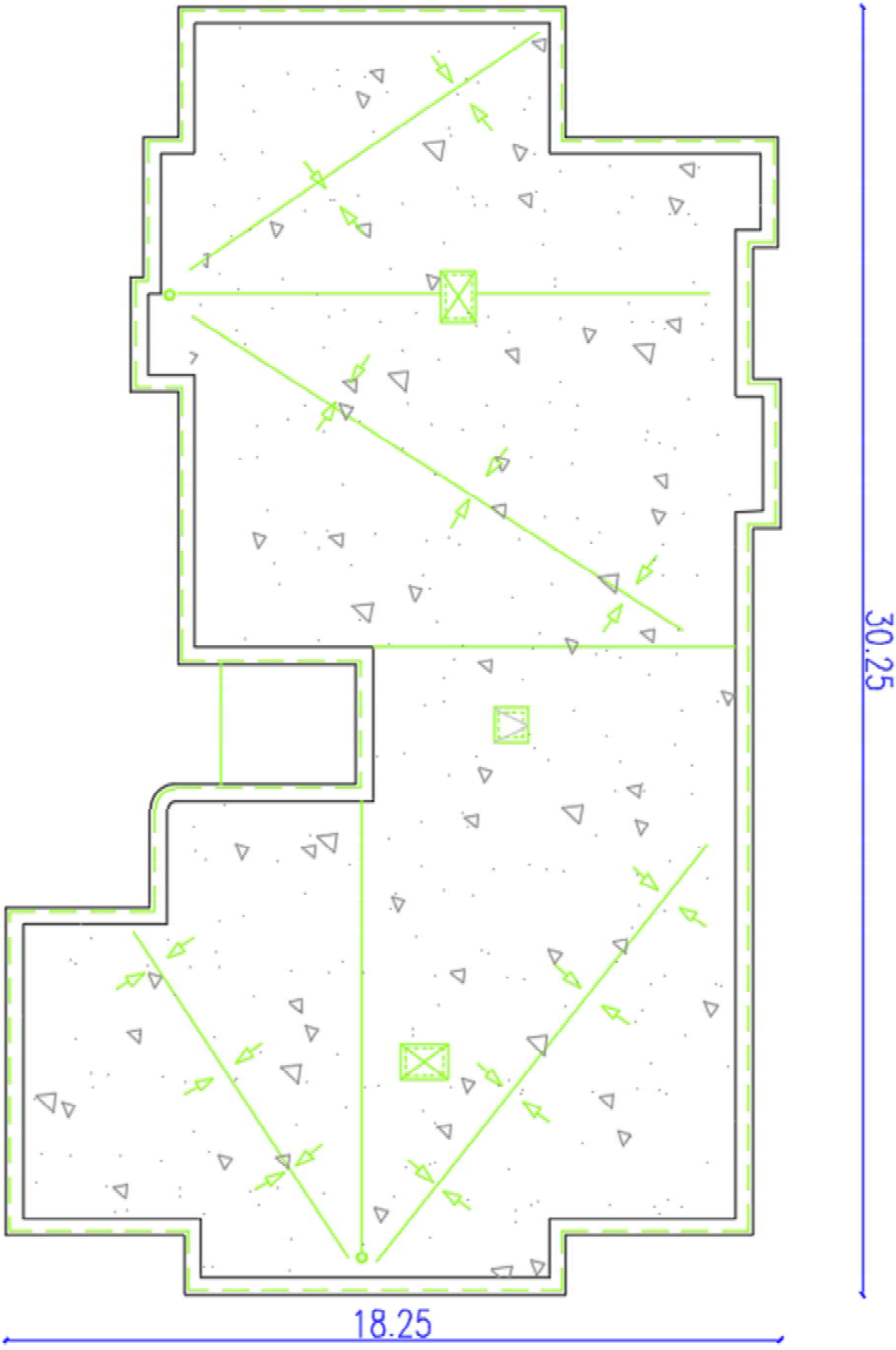
τ : Contrainte tangentielle .

δ: Déplacement d'un niveau .

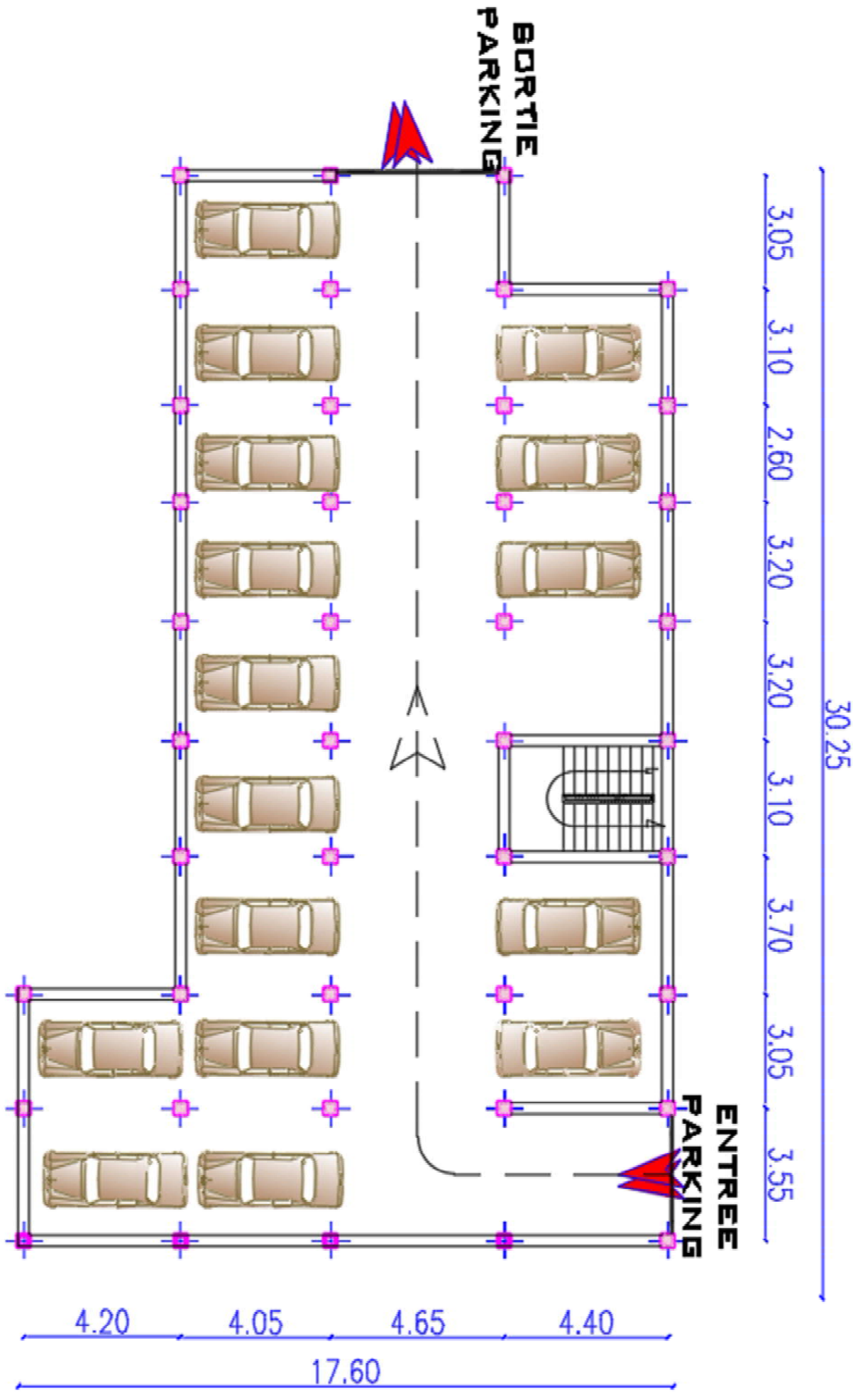
Plan étage courant



Plan Terrasse



Plan sous-sol



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le présent travail est une étude technique complète de conception, dimensionnement et vérification d'un bâtiment en S-Sol+R.D.C +6étages à usage d'habitation, implanté en zone de moyenne sismicité (zone IIb), le bloc est constitué par des portiques (poteaux-poutres) contrevent par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

1. La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
2. La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la structure et Prédimensionnement des éléments structuraux.
3. La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, dalles pleines, les poutrelles).
4. La quatrième étape consiste au calcul dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
5. La cinquième étape sera le calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres ; poteaux ; voiles).
6. La dernière étape sera le calcul des fondations (Dimensionnement et ferraillages).

Chapitre I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage étudié est un bâtiment en S-Sol+R.D.C + 6 étages à usage d'habitation, composé d'un sous-sol à usage parking, et les autres étages à usage d'habitation. Le bâtiment sera implanté à MEDEA.

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Règle de conception et de calcul de structures [CBA93]
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations [DTR.B.2.2]
- Le règlement parasismique [RPA99 version 2003]

I.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT

I.2.1 Dimensionnés élévation

- Hauteur totale du bâtiment :……..Ht=24.48 m.
- Hauteur d'étage courant :…...…..……....H=3.06m.
- Hauteur du RDC :……..…… ..H=3.06m.
- Hauteur du sous-sol :……...…….. H=3.06m.

I.2.2 Dimensions en plan

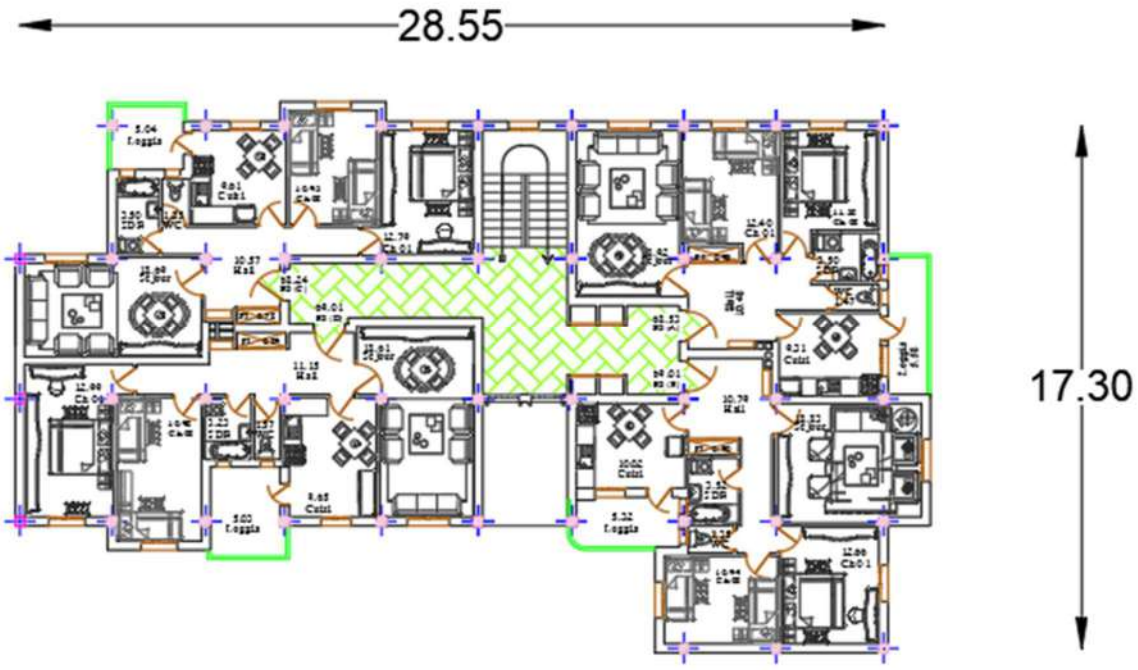


Figure I.1 : Dimensions en plan.

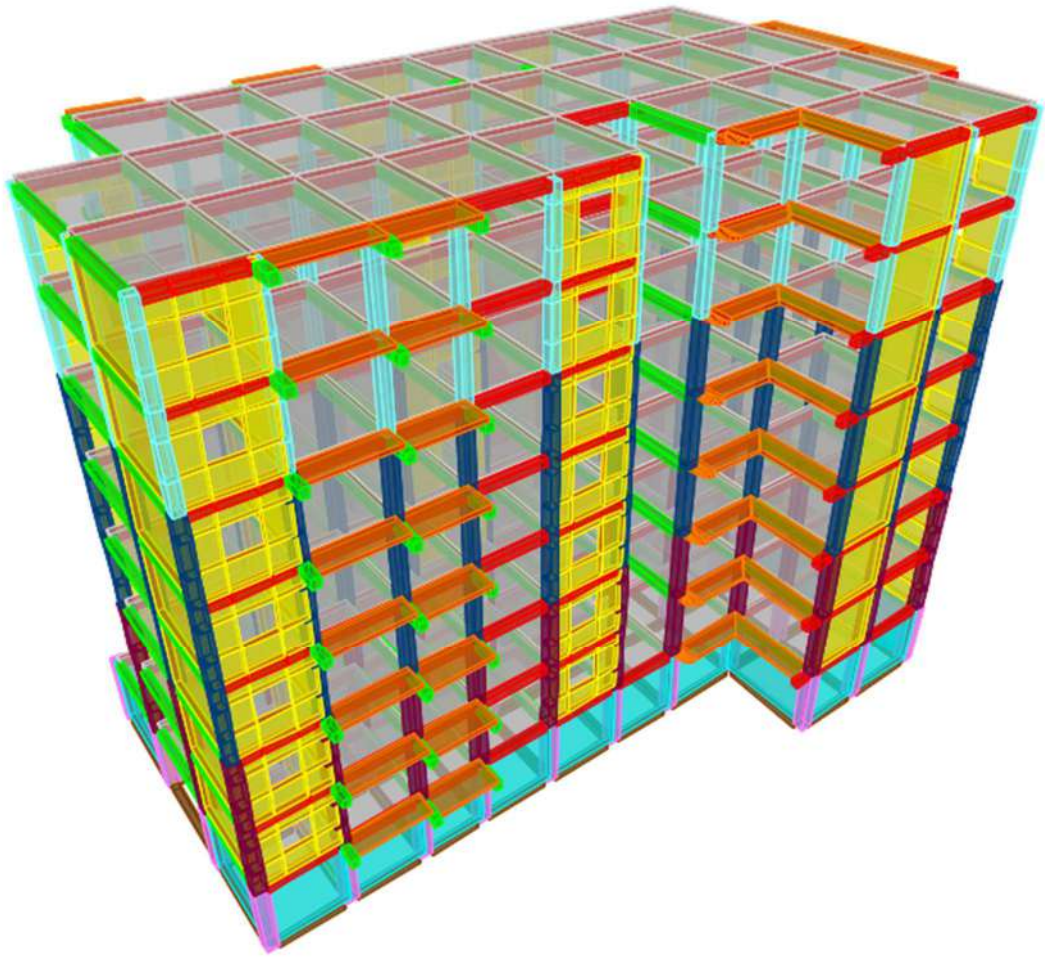


Figure I.2 : Vue en 3D.

I.3 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE

I.3.1 Classification des zones sismiques [Art 3.1 RPA99 v2003] :

Le bâtiment sera implanté à MEDEA zone classée par le règlement parasismique Algérien [RPA99V2003] comme une zone de moyenne sismicité « **Zone IIb** ».

I.3.2 Classifications des ouvrages selon leur importance [Art 3.2 RPA99 v2003] :

L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2** bâtiment à usage d'Habitation (Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.).

I.3.3 Classification des sols [Art 3.3 RPA99 v2003] :

D'après le rapport de sol on a considéré le site comme **meuble (S3).**

I.3.4 Classification des systèmes de contreventement [Art 3.4 RPA99 v2003] :

Notre bâtiment dépasse 3 niveaux (11 mètres) et est situé en zone IIb. Le contreventement par portique est donc écarté **[Art. 3.4.1-b RPA99 v2003]** et le choix va se porter sur :

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé **[Art. 3.4. A.2 RPA99 v2003] .**

I.4 HYPOTHESES DE CALCUL

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

I.4.1 Béton

Tableau I.4.1 : hypothèses de calcul béton.

La masse volumique de béton armé	$\rho = 2.5$ KN/m3	[ART A.3.1.2.1 CBA93]
La résistance du béton à la compression à 28 jours	fc28 = 25 MPa	[ART A.3.1.2.1 CBA93]
La résistance du béton à la traction	ft28 = 2.1 MPa	[ART A.2.1.1.2 CBA93]
Le module d'élasticité (instantané) :	-Eij = 32164.2 MPa	[ART A.2.1.2 CBA93]
Coefficient de poisson - pour le calcul des sollicitations -pour le calcul des déformations	- $\upsilon = 0$ - $\upsilon = 0.2$	[ART A.2.1.2 CBA93]
coefficient de dilatation	$\theta = 1x10^{-5}$	[ART A.3.1.3.3. CBA93]
Module de déformation transversal (module de cisaillement)	$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} = \begin{cases} 13401.74\ Mpa \\ 16082.09\ Mpa \end{cases}$	[ART A.2.1.2 CBA93]

I.4.2 Acier

Tableau I.4.2 : hypothèses de calcul acier.

La masse volumique de l'acier	$\rho = 7.85$ KN/m3	[DTR.B.C.2.2.Anex .B-poids volumiques]
La limite élastique de l'acier à Haute adhérence	fe = 400 MPa	[ART A.2.2.1 CBA93]
le module d'élasticité longitudinale de l'acier	Es=200000 MPa	[ART A.2.2.1 CBA93]

Chapitre II :

PREDIMENSIONNEMENT

II.1 INTRODUCTION

Le Prédimensionnement est un calcul préliminaire qui permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts. Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant les règles : **RPA99v2003**, **DTR.B.C.2.2**, **C.B.A 93.** Ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II.2 LES PLANCHERS

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- La séparation des différents niveaux.
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Dalle pleine.

II.2.1 PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

II.2.1.1 Plancher à corps creux

Les plancher à corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux), le tout surmonté d'une dalle de compression est dimenssionnés d'après la condition suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Longrightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec L : la portée maximale dans le sens des poutrelles

ht : hauteur totale du plancher

L = 370 cm d'où alors $\frac{370}{25} \leq h \leq \frac{370}{20}$

$$14.8 \leq ht \leq 18.5$$

Avec $h_t \geq = \frac{370}{22.5} = 16.44$ cm

On prend alors l'épaisseur $\mathbf{h_t = 20 = (16+4)}$ tel que :

d = 16 (épaisseur du corps creux (poutrelles Hourdis))

e = 4 (épaisseur de la table de compression)

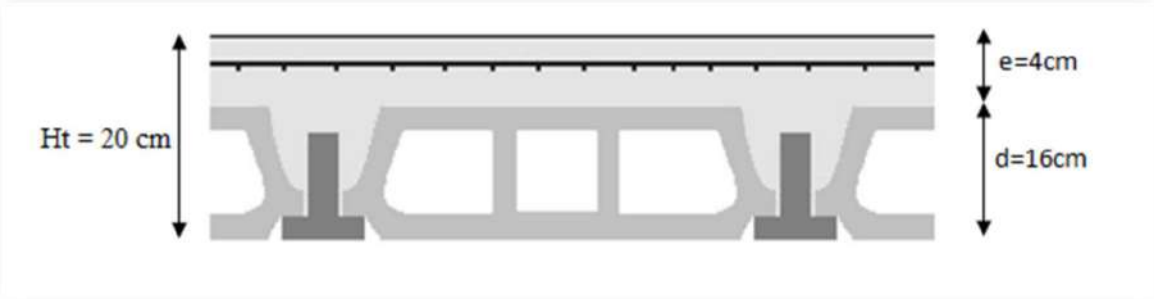


Figure II.1 : Plancher a corps creux .

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

- ✓ ht ≥ 16 cm

D'où on a : 20 cm > 16 cm (condition vérifiée).

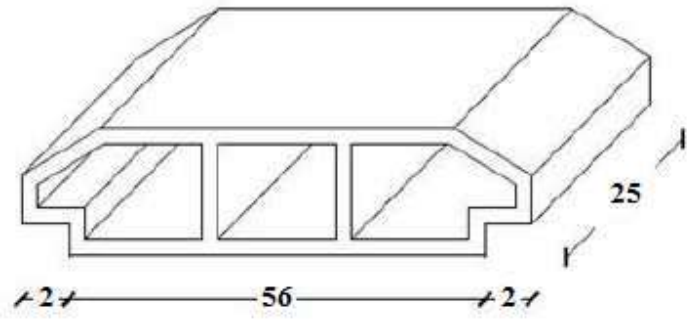


Figure II.2 : Dimensions du corps creux .

II.2.1.2 Plancher a dalle pleine

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur le2 , 3 ou 4 appuis et qui travaillent essentiellement en flexion.L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Critère de résistance à la flexion

- dalle reposant sur deux appuis :……. $\frac{LX}{35} \leq ep \leq \frac{LX}{30}$.
- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :……. $\frac{LX}{45} \leq ep \leq \frac{LX}{40}$.

Avec : ep : épaisseur de la dalle .

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

- sécurité conre l'incendie :
  - ✓ ep = 7cm :peut assurer un coupe-feu d'une heure.
  - ✓ ep = 11cm :peut assurer un coupe-feu de deux heure.
- condition d'isolation acoustique :
  - ✓ ep ≥ 20 cm
- Prédimontion de dalle pleine :

Dalle repose sur 3 appuis (balcon) avec Lx=1.40m

140/45 ≤ ep ≤ 140/40 → 3.11 cm ≤ ep ≤ 3.5 cm

Donc l'episur choisi Pour la dalle plaine : $\mathbf{e_p = 15\ cm}$

II.3 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible

II.3.1.1 Planche à corps creux

Tableau II.3.1 : Charge de la terrasse pour un plancher à corps creux .

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Reference
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80	DTR.B.C.2.2.AnexC.5 Toitures
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12	DTR.B.C.2.2.Anex C.5Toitures
3	Papier kraft	-	-	0.05	DTR.B.C.2.2.Anex C.5Toitures
4	Forme de pente	0.1	22	2.20	DTR.B.C.2.2.Anex C.5Toitures
5	Film polyane	-	-	0.01	DTR.B.C.2.2.Anex C.5Toitures
6	Plaque de liège	0.04	-	0.16	DTR.B.C.2.2.Anex .B-poids volumiques
7	Par vapeur	0.01	6	0.06	DTR.B.C.2.2.Anex C.5Toitures
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80	DTR.B.C.2.2.Anex C.3Plancher
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20	DTR.B.C.2.2.Anex C.2-Enduits
G (charges permanentes)				6.40	

II.3.1.2 Planche dalle pleine (balcon)

Tableau II.3.2 : Charge de la terrasse pour un plancher à dalle pleine (balcon) .

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Reference
1	Gravillon roulé de protection	0.04	20	0.80	DTR.B.C.2.2.AnexC.5 Toitures
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12	DTR.B.C.2.2.AnexC.5 Toitures
3	Papier kraft	-	-	0.05	DTR.B.C.2.2.AnexC.5 Toitures
4	Forme de pente	0.1	22	2.20	DTR.B.C.2.2.AnexC.5 Toitures
5	Film polyane	-	-	0.01	DTR.B.C.2.2.AnexC.5 Toitures
6	Plaque de liège	0.04	-	0.16	DTR.B.C.2.2Anex .B-poids volumiques
7	Par vapeur	0.01	6	0.06	DTR.B.C.2.2.Anex C.5Toitures
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75	DTR.B.C.2.2Anex .B-poids volumiques
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20	DTR.B.C.2.2.Anex C.2-Enduits
G (charges permanentes)				7.35	

II.3.2 Plancher étage courant

II.3.2.1 Plancher à corps creux

Tableau II.3.3 : Charge de l'étage courant pour un planchers à corps creux .

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Reference
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR.B.C.2.2. C.4-Revetments du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR.B.C.2.2.Anexes VI-A
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR.B.C.2.2. C.4-Revetments du plancher
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.8	DTR.B.C.2.2. Anex C.3Plancher
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20	DTR.B.C.2.2. Anex C.2Enduits
6	Simple cloison	0.10		1.62	DTR.B.C.2.2 C.1 Maconnerie
G(charges permanentes)				5.96	

II.3.2.2 Plancher dalle pleine (balcon)

Tableau II.3.4 : Charge de l'étage courant pour un planchers dalle plein (balcon) .

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Reference
1	Carrelage	0.02	20	0.40	DTR.B.C.2.2. C.4-Revetments du plancher
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	DTR.B.C.2.2. Anexes VI-A
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	DTR.B.C.2.2. C.4-Revetments du plancher
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75	DTR.B.C.2.2. B-poids volumiques
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20	DTR.B.C.2.2. C.2Enduits
6	Les murs simple cloison	0.1	-	1.62	DTR.B.C.2.2 C.1 Maconnerie
G(charges permanentes)				6.91	

II.3.3 Maçonnerie

II.3.3.1 Murs extérieur (Double cloison)

Tableau II.3.5 : Charges du mur double cloison .

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Reference
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	DTR.B.C.2.2. AnexC.2Enduits
2	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	DTR.B.C.2.2. AnexC.2Enduits
3	Brique creuse	0.10	9	0.9x2	DTR.B.C.2.2 .AnexC.1 Maçonnerie
4	Lame d'aire	0.10	-	-	-
G(charges permanentes)				2.52	

II.3.3.2 Murs intérieurs (simples cloisons)

Tableau II.3.6 : Charges du mur simple cloison .

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)	Reference
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	DTR.B.C.2.2. AnexC.2Enduits
2	Enduit en ciment	0.02	18	0.36	
3	Brique creuse	0.10	9	0.9	DTR.B.C.2.2. AnexC.1 Maçonnerie
G(charges permanentes)				1.62	

II.3.4 Charges d'exploitation

Tableau II.3.7 : Surcharges d'exploitation

USAGE	Q (KN/m²)	Reference
Terrasse inaccessible	1	[Art7.1 DTR.7.2]
étage courant	1.5	
Balcon	3.5	

II.4 PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

Le pré-dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{16} \\ 0.27\,h < b < 0.36h \end{cases}$$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du [Art 7.4.1 RPA99v2003] :

$$\begin{cases} h \geq 30\ cm \\ b \geq 20\ cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II.4.1 : prédimensionnement des poutres .

Elément	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre palier
Longueur	L=465m	L=3.70m	L=3.10m
Prédimensionnement	$23.2 \leq h \leq 29.06$ h=35cm $9.45 \leq b \leq 12.6$ b=30cm	$18.5 \leq h \leq 23.2$ h=30cm $8.1 \leq b \leq 10.8$ b=30cm	$20.6 \leq h \leq 31$ h=35cm $9.45 \leq b \leq 12.6$ b=30cm
Section choisir	30cm x 35cm	30cm x 30cm	30cm x 35cm
Vérification RPA99v2003	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{35}{30} = 1.66 \leq 4$ condition vérifiée	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{30}{30} = 1.00 \leq 4$ condition vérifiée	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{35}{30} = 1.66 \leq 4$ Condition vérifiée
Sections choisiées	30cm x 35cm	30cm x 30cm	30cm x 35cm

Longrine :la section minimale en fonction :la zone sismique ,et du site RPA2003 [Art 10.1].

25cm X 30cm :sites de catégorie S2 et S3 , on prendre 30cm X 30cm.

II.5 LES POTEAUX

Les poteaux peuvent être de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, la forme carrée est la plus usuelle et la plus économique, car elle nécessite le minimum de coffrage et d'armatures transversales. Ils sont capables de résister aux différentes sollicitations.

Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par l'article **[7.4.1 RPA 99V2003].**

- Min (b, h) ≥ 30 cm (en zone IIb)
- Min (b, h) ≥ h_e / 20
- 1/4 ≤ b / h ≤ 4

Avec h_e : hauteur libre de l'étage.

D'après **l'article B.8.4.1 de CBA93** L'effort normal ultime agissant N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ultime} = \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0,9.\gamma_b} + A.\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

II.5.1 Décente des charges

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux.

Tableau II.5.1 : calcul de l'effort N .

Etage	Dimension	Br (cm²)	L0(m)	Lf (m)	i(m)	λ	α	A (cm²)	N(KN)
6eme étage	35	1089	3.06	2.142	0.101	21.200	0.792	1225	1600.354
5eme étage	35	1089	3.06	2.142	0.101	21.200	0.792	1225	1600.354
4eme étage	40	1444	3.06	2.142	0.115	18.550	0.805	1600	2156.536
3eme étage	40	1444	3.06	2.142	0.115	18.550	0.805	1600	2156.536
2eme étage	40	1444	3.06	2.142	0.115	18.550	0.805	1600	2156.536
1er étage	45	1849	3.06	2.142	0.130	16.489	0.814	2025	2792.490
RDC	45	1849	3.06	2.142	0.130	16.489	0.814	2025	2792.490
S/Sol	45	1849	3.06	2.142	0.130	16.489	0.814	2025	2792.490

II.5.2 Choix du poteau le plus sollicité

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est :

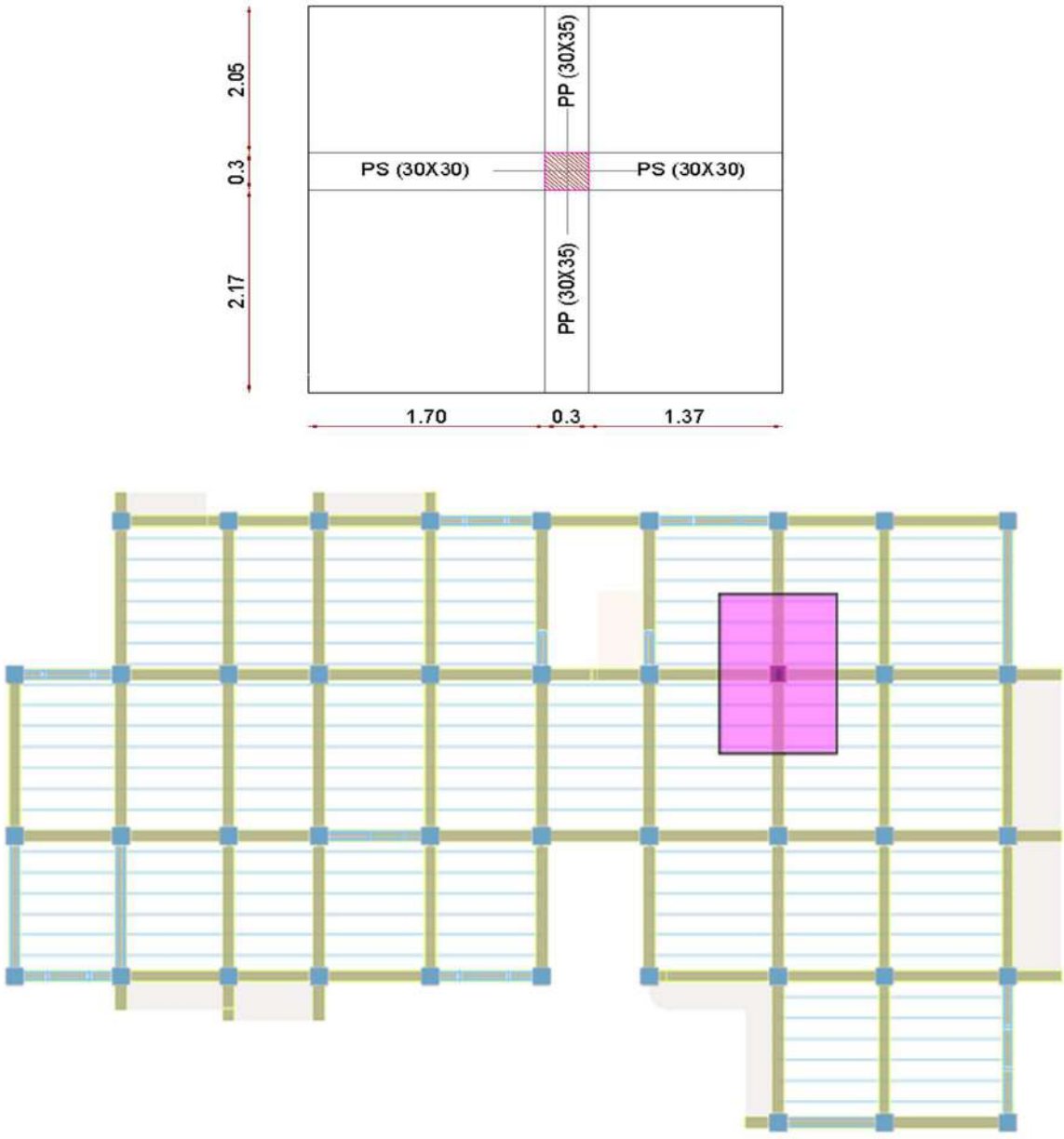


Figure II.5.1 : surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité .

On a :

- La surface complète reprise par le poteau le plus sollicité :

S_{t1}= 15.271m²

- La surface du plancher seulement reprise par le poteau le plus sollicité:

S_{P2} = 12.991 m²

II.5.3 Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux

II.5.3.1 Détermination des charges permanente

$G_{\text{plancher t ou c}}$ = poids de plancher terrasse x $S_{\text{plancher t ou c}}$

$G_{\text{(poutres principales ou secondaires)}}$ =b x h x L x poids volumique du béton armé

$G_{\text{(poteau)}}$= b x h x he x poids volumique du béton armé

Poids volumique du béton armé =25 KN/m^3

Tableau II.5.2 : Détermination des charges permanentes .

Etage	G plancher (KN)	G pp (KN)	G ps (KN)	G poteau (KN)	G étage (KN)	G cumulé (KN)
6eme étage	83.132	10.959	6.806	9.371	110.269	110.269
5eme étage	77.417	10.959	6.806	9.371	104.554	214.822
4eme étage	77.372	10.828	6.694	12.240	107.134	321.956
3eme étage	77.372	10.828	6.694	12.240	107.134	429.090
2eme étage	77.372	10.828	6.694	12.240	107.134	536.224
1er étage	77.297	10.697	6.581	15.491	110.067	646.291
RDC	77.297	10.697	6.581	15.491	110.067	756.358
S/Sol	77.297	10.697	6.581	15.491	110.067	866.425

II.5.4 Surcharge d'exploitation : [**ART.6.3 DTR BC.2.2**]

Cette équation est donnée par [**ART.6.3 DTR BC.2.2**]

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_n$$

Tableau II.5.3 : Détermination des charges d'exploitation .

Etage	Q plancher (KN)	QxSt	$\frac{3+n}{2n}$	Q étage (KN)	Q cumulé
6eme étage	1	15.271	-	15.272	15.272
5eme étage	1.5	22.907	1	22.908	38.180
4eme étage	1.5	22.907	0.95	22.908	58.797
3eme étage	1.5	22.907	0.9	22.908	77.123
2eme étage	1.5	22.907	0.85	22.908	93.158
1er étage	1.5	22.907	0.8	22.908	106.903
RDC	1.5	22.907	0.75	22.908	118.357
S/Sol	1.5	22.907	0.71	22.908	129.124

II.5.5 Détermination de l'effort normal ultime

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

N_{ultime}=1.35G+1.5Q

Nu= Nu+ 10% Nu =1.1N

Tableau II.5.4 : Détermination de l'effort normal ultime .

Etage	Elément	G_{elm} (KN)	G_{etg} (KN)	Gcum (KN)	Q_{etg} (KN)	Q_{cum} (KN)	Nu (KN)	1.1Nu (KN)	N_{adm} (KN)	1.1Nu<N
6eme étage	pp	10.959	110.269	110.269	15.272	15.272	171.771	188.948	1628.45	Vérifiée
	ps	6.806								
	Poteau35x35	9.371								
	Plancher	83.132								
5eme étage	pp	10.959	104.554	214.822	22.908	38.180	347.280	382.008	1628.45	Vérifiée
	ps	6.806								
	Poteau35x35	9.371								
	Plancher	77.417								
4eme étage	Pp	10.828	107.134	321.956	22.908	58.797	522.836	575.120	2194.46	Vérifiée
	ps	6.694								
	Poteau40x40	12.240								
	Plancher	77.372								
3eme étage	pp	10.828	107.134	429.000	22.908	77.123	694.956	764.452	2194.46	Vérifiée
	ps	6.694								
	Poteau40x40	12.240								
	Plancher	77.372								
2eme étage	pp	10.828	107.134	536.224	22.908	93.158	863.640	950.004	2194.46	Vérifiée
	ps	6.694								
	Poteau40x40	12.240								
	Plancher	77.372								
1er étage	Pp	10.697	110.067	646.291	22.908	106.903	1032.85	1136.132	2841.62	Vérifiée
	ps	6.581								
	Poteau45x45	15.491								
	Plancher	77.297								
RDC	pp	10.697	110.067	756.358	22.908	118.357	1032.62	1318.480	2841.62	Vérifiée
	ps	6.581								
	Poteau45x45	15.491								
	Plancher	77.297								
S/Sol	Pp	10.697	110.067	866.425	22.908	129.124	1363.36	1499.695	2841.62	Vérifiée
	ps	6.581								
	Poteau45x45	15.491								
	Plancher	77.297								

II.5.6 Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1. RPA99V2003]

L'article exige pour une structure située en zone IIb que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Tableau II.5.5 : Vérification conditions RPA99v2003 .

Dimension	Min (b_1,h_1) ≥30cm	Min (b_1,h_1) ≥$\frac{he}{20}$	1/4 < $\frac{b1}{h1}$ < 4	Vérification
35x35	Min (35,35) ≥30cm	Min (35,35) ≥13.55cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
40x40	Min (40,40) ≥30cm	Min (40,40) ≥13.55cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée
45x45	Min (45,45) ≥30cm	Min (45,45) ≥13.55cm	1/4 < 1 < 4	Vérifiée

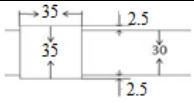
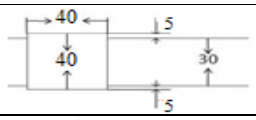
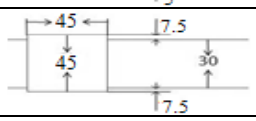
II.6 Vérification aux zones nodales [Art7.5.1. RPA99V2003]

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$b_{max} \leq 1{,}5h_1+b_1$

$d \leq \text{Max}\ (b_1/2;h_1/2)$

Tableau II.6.1 : Vérification aux zones nodales .

Etage	Shéma	b_{max} (cm)	h_1 (cm)	b_1 (cm)	d (cm)	Max (b1/2;h1/2)	Vérification
5^{eme},6^{eme}		30	35	35	2.5	17.5	Vérifiée
2^{eme} ,3^{eme} et 4^{eme}		30	40	40	5	20	Vérifiée
S/Sol ,RDC et 1^{er}		30	45	45	7.5	22.5	Vérifiée

II.7 Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé justifiés à l'article **[ART.7.7.1 RPA 99V2003]**

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

$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow$ e ≥ 11.04cm

$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow$ e ≥ 12.54cm ⟶ On prend : e = 15 cm

$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow$ e ≥ 13.8cm

le voile phéripherique est de L'épaisseur e = 20 cm

Chapitre III :

CALCULE DES ELELMENT SECONDAIRE

III.1 Acrotère

III.1.1 Introduction

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre
- Une surcharge due au vent estimé à 100Kg/ml
- Le calcul se fait pour une bande de 1m

III.1.2 Evaluation des charges et surcharges d'exploitation

Tableau III.1 : Les efforts à l'ELU et l'ELS.

G = **1.875**KN/ml	**ELU**	
	Effort normal	Nu =1.35xG=1.35x1.875=2.53 KN
	Moment	Mu =1.5xQxh=1.5x1x0.6=0.9 KN.m
	Effort tranchant	Vu =1.5xQ=1.5x1.00=1,5KN
Q = 1KN/ml	**ELS**	
	Effort normal	N_{ser} = G=1.875 KN
	Moment	M_{ser} = Qxh=1x0.6=0.6 KN.m
	Effort tranchant	V_{ser} =Q= 1 KN.m

III.1.3 Calcul du ferraillage à L'ELU

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100×10) cm² soumise à flexion composée avec une fissuration préjudiciable On a :

Tableau III.2 : La section d'armatures.

f_{c28}= 25Mpa	f_{tj}=2.1Mpa	Fe=400Mpa	σ_{badm}= 14.16 Mpa	σ_{adm}= 348 Mpa
$A_{calcule}$=4.4cm²	**$A_{choisie}$=7HA10 = 5.50cm²**			St= 15 cm
A_{rep}=1.375 cm²	**$A_{rep\ choisie}$= 4HA8 = 2.01cm²**			St= 15 cm

III.1.4 La vérification des contraintes

Tableau. III.3 : Vérification des contraintes.

Vérification des contraintes a L'ELS				Vérification au cisaillement		
σ_b=0.34Mpa	σ_{badm}=15Mpa	vérifiée		τ=0.02 Mpa	τadm=2.5Mpa	vérifiée
σs=2.16Mpa	σs'=2.64Mpa	σ_{adm}=201.6Mpa	vérifiée			

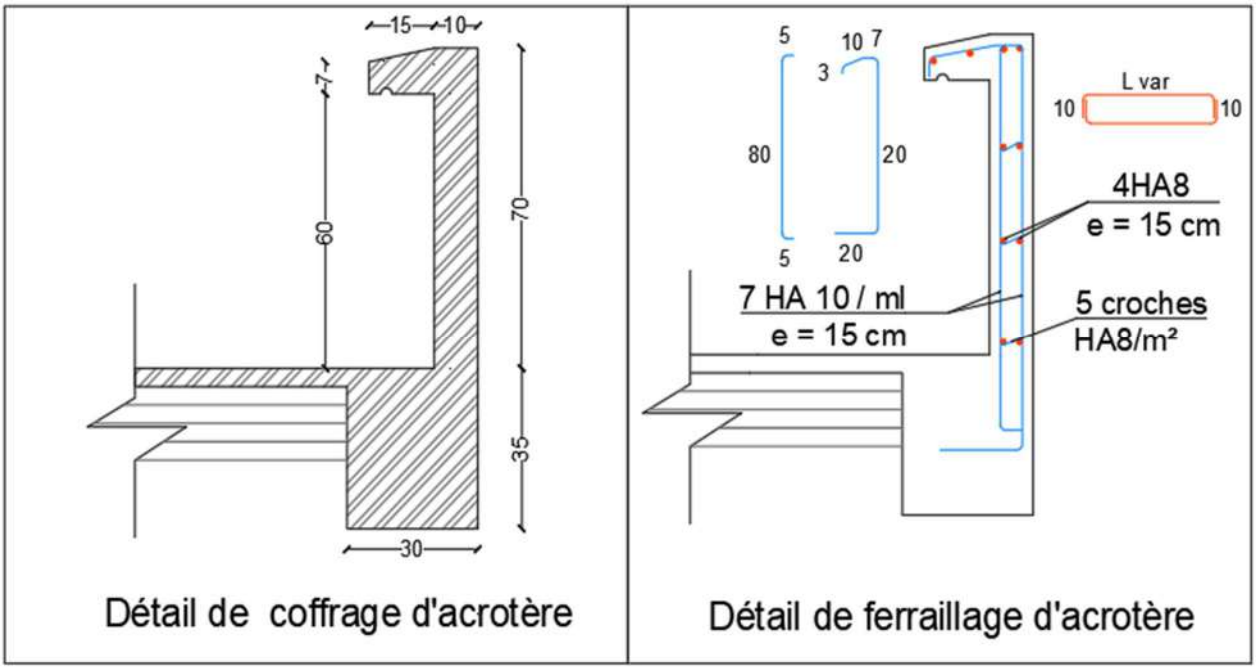


Figure III.1 : ferraillage de l'acrotère.

III.2 Escaliers

III.2.1 Introduction

L'escalier est un élément de jonction entre plusieurs niveaux, constitue d'une suite de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre d'une construction. Il doit donc être ergonomique avec le maximum de confort, de sécurité et d'efficacité, l'aspect sécurité et stabilité sont prioritaires sur l'aspect esthétique.

III.2.2 Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire

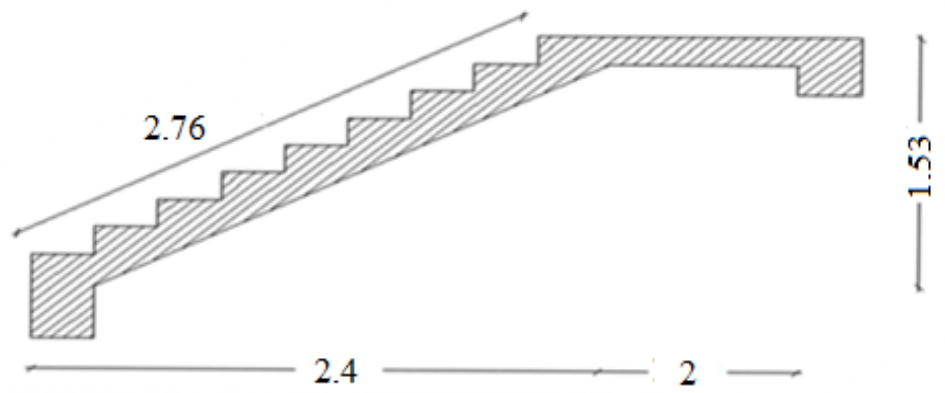


Figure III. 2.1: Dimensions de l'escalier.

III.2.2.1 DIMENSIONEMENT

- **L'inclinaison de la paillasse**

$$\tan\alpha = \frac{H}{L} = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \alpha = \tan^{-1} 0.566 = 29.54°$$

- **La longueur de la paillasse et du palier**

$$L_{paillasse} = \frac{2.4}{\cos 29.54} = 2.76\ m$$

$$L_{total} = 2.76 + 2 = 476\ cm = 4.76\ m$$

- **Epaisseur de la paillasse et de palier**

Condition d'épaisseur : $\frac{L}{35} < ep < \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{600}{35} < ep < \frac{600}{30}$

D'où : $13.6 < ep < 15.86$.

On adopte : **$e_{palier} = e_{paillasse} = 17$ cm.**

III.2.2.2 Détermination des charges et surcharges de l'escalier

1-Paillasse

Tableau III.2.1 : Charges et surcharge de la paillasse de l'escalier.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de la paillasse	0.17	25	4.25
5	Poids propre des marches	0.17/2	25	2.13
7	Enduits ciment	0.02	0.18	0.36
G (charges permanentes)		8.08		
Q (surcharges d'exploitation)		2.50		

2-Palier :

Tableau III.2.2 : Charges et surcharge du palier de l'escalier.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Poids propre de palier	0.17	25	4.25
5	Enduits ciment	0.02	18	0.36
G (charges permanentes)		5.95		
Q (surcharges d'exploitation)		2.50		

III.2.2.3 Détermination des efforts

À, E.L.U : $P_u = 1.35G+1.5Q$

À, E.L.S : $P_{ser} = G+Q$

Tableau III.2.3 : Combinaisons des charges de l'escalier.

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_U (KN/m^2)	P_{SER} (KN/m^2)
Palier	5.95	2.5	11.7825	8.45
Paillasse	8.08	2.5	14.658	10.58

III.2.2.4 Calcul des sollicitations

1- E.L.U

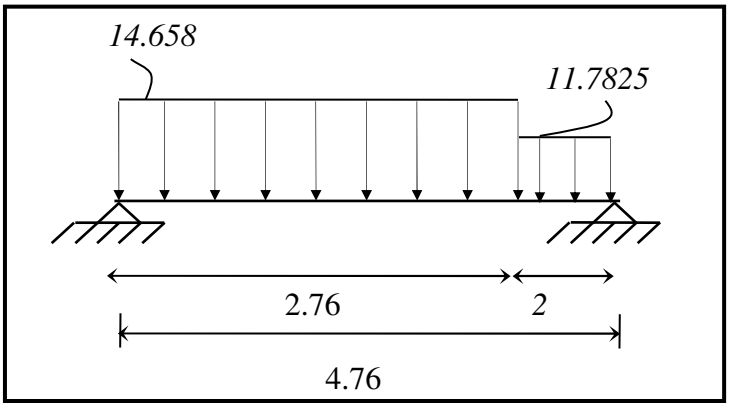
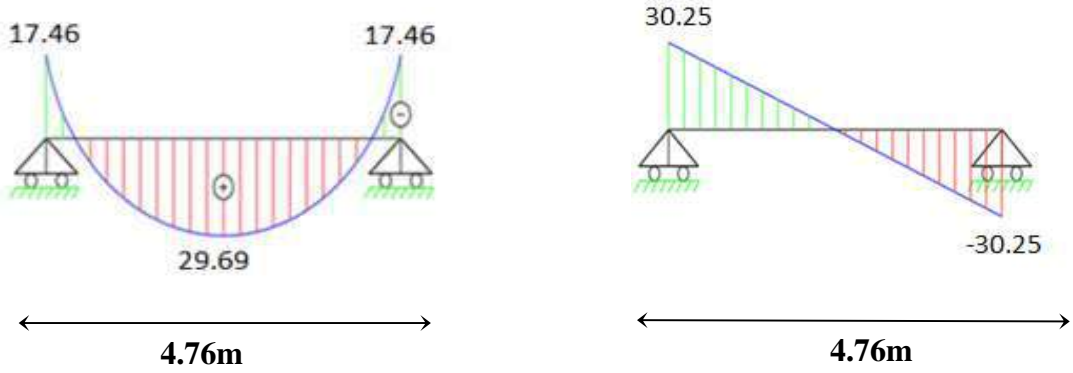


Figure III.2.2 : Distribution des charges à l'ELU.

- Effort tranchant et moment fléchissant

Tableau III.2.4 : Effort tranchant et moment fléchissant .

	Mt max (KN.m)	Ma max (KN.m)	T max (KN)
E.L.U	0.85*34.93=29.69	-0.5*34.93= -17.46	30.25



2-E.L. S

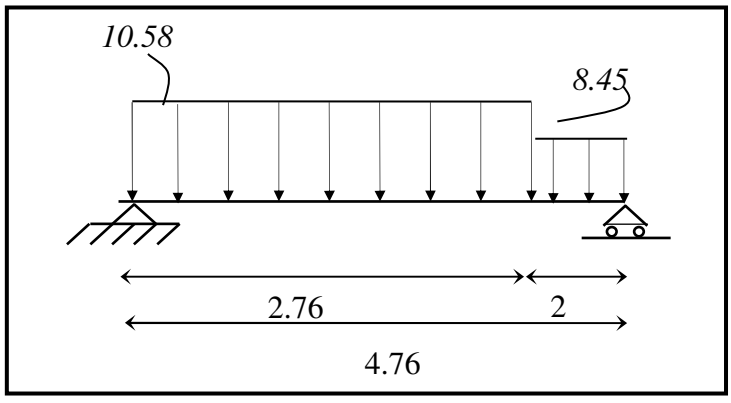
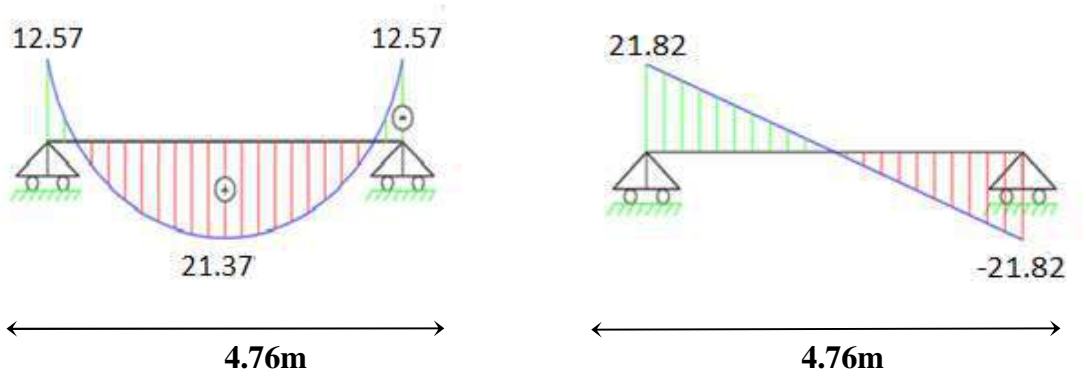


Figure III.2-3: Diagramme des moments retenus.

- Effort tranchant et moment fléchissant

Tableau III.2.5 : Effort tranchant et moment fléchissant.

	Mt $_{max}$ (KN.m)	**Ma $_{max}$ (KN.m)**	**T $_{max}$ (KN)**
E.L.S	0.85*25.15=21.37	-0.5*25.15= -12.57	21.82



III.2.2.5 Conclusion

Tableau III.2.6 : Les résultats.

	E.L.U	**E.L.S**
Mt $_{max}$ (KN.m)	29.69	21.37
Ma $_{max}$ (KN.m)	-17.46	-12.57
T $_{max}$ (KN)	30.25	21.82

III.2.2.6 Calcul de ferraillage

1-E.L. U

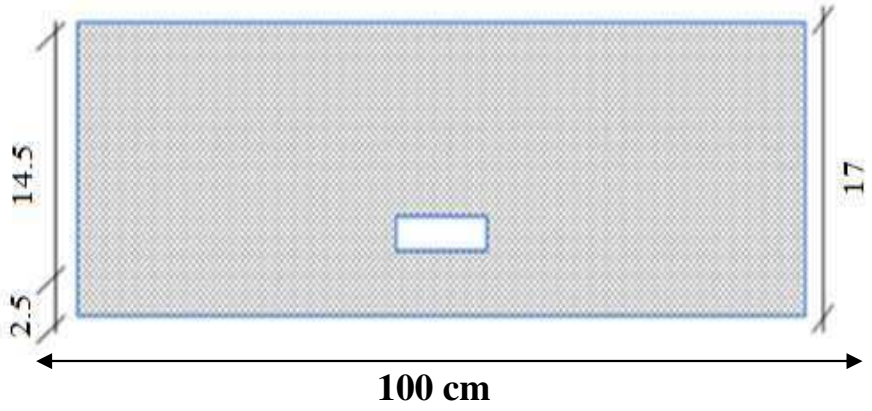


Figure III.2.4 : Section de calcul.

Tableau III.2.7 : paramètre de calcul.

Dimensions			Caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
b	100	cm	F_{c28}	25	MPa
h	17	cm	F_e	400	MPa
c	2.5	cm	σ_b	15	MPa
c’	2.5	cm	σ_s	348	MPa
d	14.5	cm	γ_s	1.15	/
/			γ_b	1.5	/

- ✓ Le moment en travée : Mt =29. 69 KN.m
- ✓ Le moment max aux appuis : M_a = -17. 46 KN.m

Tableau III.2.8 : les résultats de la flexion simple.

	En travée		Eux appuis	
	As1	As2	A’s1	A’s2
A cal (cm²/ml)	6.21	0.00	0.00	3.57
A choisir (cm²)	**7HA12=7.92**	**0.00**	**0.00**	**7HA12=7.92**

Armatures de répartition

$$\mathbf{Ar} = \frac{At}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Achoisir} = \mathbf{7HA8 = 3.52cm^2}$$

Condition de non fragilité : **[ART A4.2.1 CBA93]**

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1.7\ \text{cm}^2$$

Donc : $A_{choisir} > A_{min}$

Condition d'espacement

Tableau III.2.9 : Vérification de l’espacement.

	L'espacement des armatures longitudinales	**L'espacement des armatures de répartitions**
En Travée	$\mathbf{S_t}$ =15cm ≤ Min[3h=51 ;33cm]=33cm	$\mathbf{S_t}$ =15cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm
Eux Appuis	$\mathbf{S_t}$ =15cm ≤ Min [3h=51 ;33cm]=33cm	$\mathbf{S_t}$ =15cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm

2-E.L. S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

Tableau III.2.10 : Vérification des contraintes a L'E.L. S.

	A(cm²)	Mser(KN.m)	σ b (MPa)	$\overline{\sigma s}$(MPa)	Vérification
En Travée	7.92	21.37	6.90	15	oui
Eux Appuis	7.92	-12.57	4.06	15	oui

3- Vérification de l'effort tranchant :

Tableau III.2.11 : Vérification de l'effort tranchant.

T(KN)	τ (MPA)	$\overline{\tau}$ (MPA)	Vérification
30.25	0.208	1.16	vérifiée

❖ **Conclusion**

Le choix : En travée : A_t = **7HA12 =7.92 cm²**

Eux appuis : **Aa = 7HA12 = 7.92 cm²**

Avec espacement de **15** cm

Armatures de répartition :

A_r=7HA8=3.52 cm²

Avec espacement de **15** cm

III.2.2.7 Vérification de la flèche :

Tableau III.2.12 : vérification de la flèche.

poutres				Sollicitation à l'ELS			Armatures principales		flèche		Vérification
Section	L (m)	h (cm)	b (cm)	$M_{a.g}$	Mt	$M_{a.d}$	As1 (cm²)	As2 (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Poutrelle	4.76	17	100	-12.57	21.4	-12.57	7.92	0.00	7.6	9.5	Oui

III.2.3 Calcul de la poutre palière

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (30×35) avec longueur de 2.8 m.

III.2.3.1 Evaluation des charges

Poids propre de la poutre : Pp=0.3x0.35x25x2.8 = 7.35 KN/ml

Les réactions d'appuis :

$$\begin{cases} R(ELU) = 30.25\ KN \\ R(ELS) = 21.82\ KN \end{cases}$$

Donc : $\begin{cases} Pu = (2Ru + 1.35PP)/2.8 = 25.150\ KN/ml \\ Pser = (2Rs + pp)/2.8 = 18.210\ KN/ml \end{cases}$

III.2.3.2 Calcul des efforts

Le calcul s'effectue comme pour une poutre simplement appuis par l'logiciel **SAP2000** donne:

III.2.3.2.1 A l'E.L. U

$Mo = 31.19\ KN.m$

$M_a = 0.5\ Mo = -15.595\ KN.m$

$M_t = 0.85\ Mo = 26.51 KN.m$

III.2.3.2.2 A l'E.L. S

$Mo = 23.38\ KN$

$M_a = 0.5\ Mo = -11.69\ KN.m$

$M_t = 0.85\ Mo = 19.873\ KN.m$

Tableau III.2.13 : Les résultats.

	Mo (KN.m)	Ma(KN.m)	Mt (KN.m)
ELU	31.19	-15.595	15.595
ELS	23.38	-11.69	19.873

III.2.3.3 Ferraillage de la poutre palière

Tableau III.2.14 : paramètres de calcul.

Béton	f_{c28} = 25 MPA	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.17 MPA	c = 2.5 cm
	f_{t28} = 2.1 MPA	b =30 cm	h= 35 cm	d=32.5 cm
Acier	FeE400	f_e=400 MPA	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPA

III.2.3.3.1 E.L.U

Tableau III.2.15 : Les résultats de la flexion simple.

	M(KN.m)	A_{cal} (cm²/ml)	$A_{choisir}$ (cm²)
En travée	26.51	2.42	3HA12 = 3.39
Eux appuis	-15.595	1.4	3HA12 = 3.39

III.2.3.3.2 E.L.S

La fissuration est considérée comme **préjudiciable** :

Tableau III.2.16 : Vérification des contraintes à L'E.L. S.

	A(cm²)	Mser(Kn.m)	σs (MPa)	σs' (MPa)	σb (MPa)	σ'b (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	Vérification
En Travée	3.39	19.873	196.28	44.24	4.29	15	261.63	oui
Eux Appuis	3.39	-11.69	20.22	20.22	1.57	15	261.63	oui

III.2.3.3.3 Vérification des contraintes de cisaillement :

Tableau III.2.17 : Vérification de l'effort tranchant.

T(KN)	τ (MPA)	$\overline{\tau}$ (MPA)	Vérification
38.27	0.39	2.5	vérifiée

- **Armatures de transversal :**

  A=3HA8=1.51 cm² avec espacement en la zone nodale **e=10 cm,** et en la zone courant **e=15 cm.**

III.2.3.4 Vérification de la Flèche :

Tableau III.2.18 : vérification de la flèche.

poutres				Sollicitation à l'ELS			Armatures principales		flèche		Vérification
Section	L (m)	h (cm)	b (cm)	$M_{a.g}$	Mt	$M_{a.d}$	As1 (cm²)	As2 (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F_{adm} (mm)	Oui/non
Poutrelle	2.80	35	30	-11.69	19.9	-11.69	3.39	3.39	0.8	5.6	Oui

- **Donc** : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

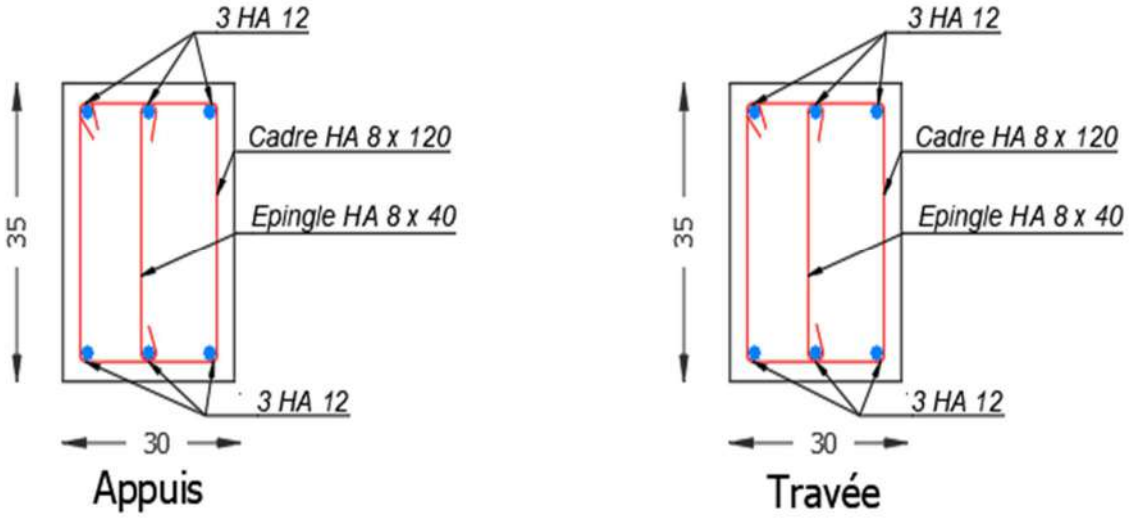


Figure III.2.5 : Section d'armatures.

III.3 CALCUL DES POUTRELLES

III.3.1 Introduction

Les planchers sont les parties horizontales d'une construction dont les largeurs sont nettement supérieures aux épaisseurs. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs.) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résister à la totalité des charges permanentes et surcharge d'exploitation.
- Reprendre des efforts horizontaux dus aux séismes, et transmettre ces efforts aux éléments porteurs.
- Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation thermique acoustique.
- Protéger les personnes contre les risques d'incendies

III.3.2 Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels une dalle de compression en béton est coulée, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (fig. III.3.1).

III.3.3 Dimensionnement des poutrelles

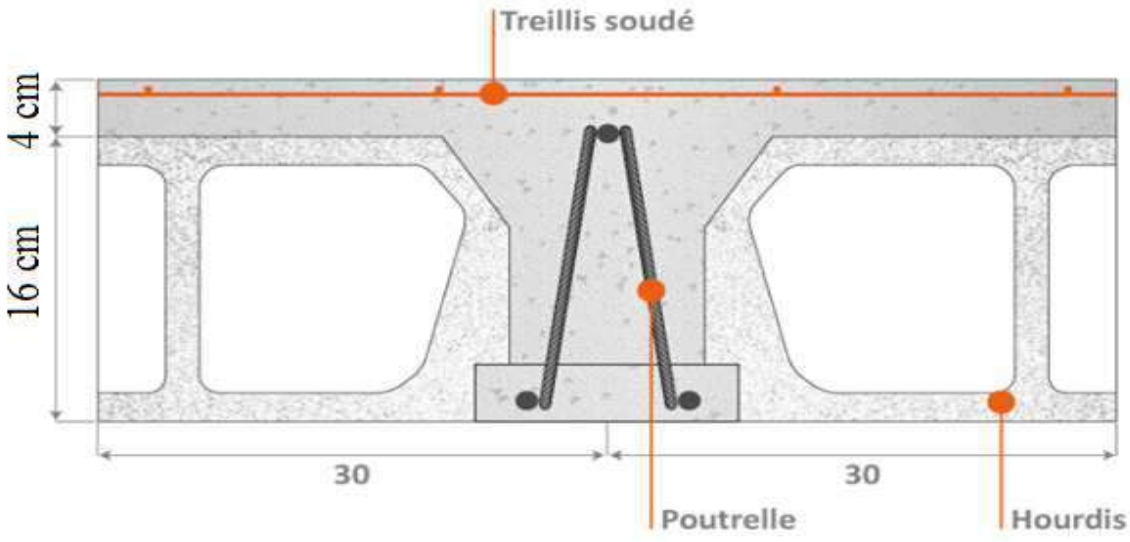
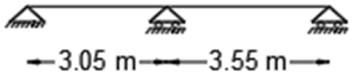


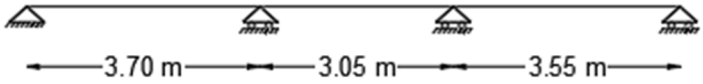
Fig. III.3.1 : Dimensionnement de la poutrelle.

III.3.4 Type des poutrelles

- Poutrelles à deux travées :



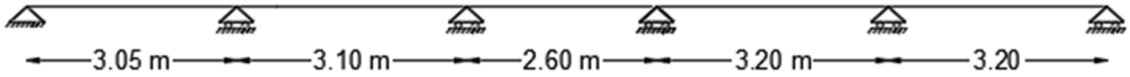
- Poutrelles à 3 travées :



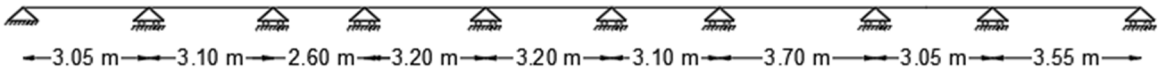
- Poutrelles à 4 travées :



- Poutrelles à 5 travées :



- Poutrelles à 9 travées :



Le calcul se fait en deux étapes :

III.3.5 Première étape : Avant le coulage de la table de compression

La poutrelle est considérée comme poutre isostatique. Elle supporte son poids propre, le poids propre du corps creux et la charge due au poids de l'ouvrier ainsi que le poids des matériaux et des coffrages éventuellement existés, qui est égale à :

$$Q = \text{Max}\begin{cases} 1\text{kN} \\ 500\text{N/m} \end{cases}$$ Localisée au milieu de la travée [B.6.8.4.1.2]

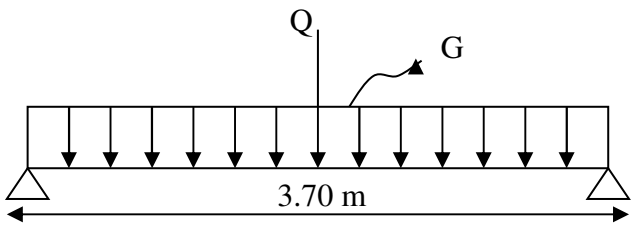


Fig. III.3.2 : Poutrelle avant coulage.

- **Charges et surcharges**

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

L(m)	Surcharge d'exploitation Q(KN)	Charge permanente G(KN)	
3.70	$Q = Max\begin{cases} 1\ KN \\ 500 \times 3.70 \end{cases}$	**Poids de la poutrelle**	**Poids du corps creux**
		0.04x0.12x25= 0.12	0.60x1 = 0.60
	Q = 1.85 KN	**G** = 0.12+0.60= 0.72 KN	

- **Détermination le nombre des étaiements**

$$f = \frac{5 \times GL^4}{384 \times EI} + \frac{Ql^3}{48EI}$$

$$\overline{f} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L}{1000} & \text{si } L \geq 5m \\ \frac{L}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

Tableau III.3.1 : détermination le nombre d'étaiement.

étaiement	L (m)	G (KN/ml)	Q (KN)	E (MPa)	f (mm)	$\overline{f}$ (mm)	Vérification
0	3.70	0.72	1.85	10819	254.03	7.40	non
1	1.85	0.72	1.85	10819	15.88	3.70	non
2	1.23	0.72	1.85	10819	3.14	2.47	non
3	0.93	0.72	1.85	10819	0.99	1.85	oui

- **Commentaire**

Après les calculs on a prévu deux était le long de la travée espacée de **93** cm pour que la poutrelle supporte les charges avant le coulage de la dalle de compression.

III.3.6 Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.3.6.1 Méthodes de calcul

Après le coulage du béton, les poutrelles appuyées deviennent des poutres continues (hyperstatiques).

Calcul des sollicitations :

Tableau III.3.2 : Calcul des sollicitations.

Plancher	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	L (m)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
Terrasse	6.40	1	0,60	3.840	0.6	6.084	4.440
Etage courant	5.96	1.5	0,60	3.576	0.9	6.177	4.476

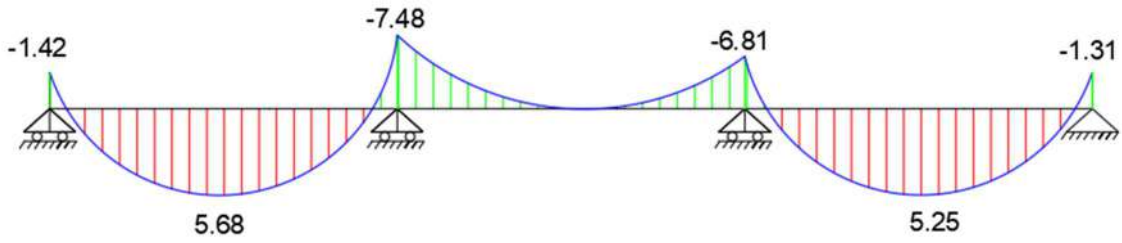


Figure III.3.3 : Diagrammes du moment fléchissant en travée max à l'E.L. U.

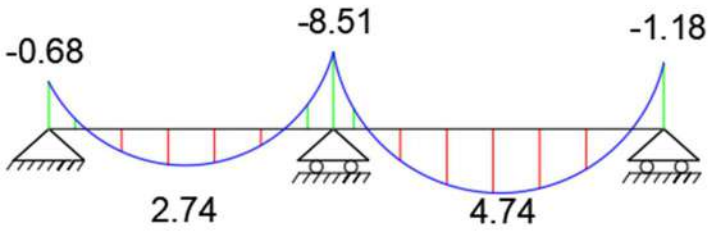


Figure III.3.4 : Diagrammes du moment fléchissant en appuis max à l'E.L.U .

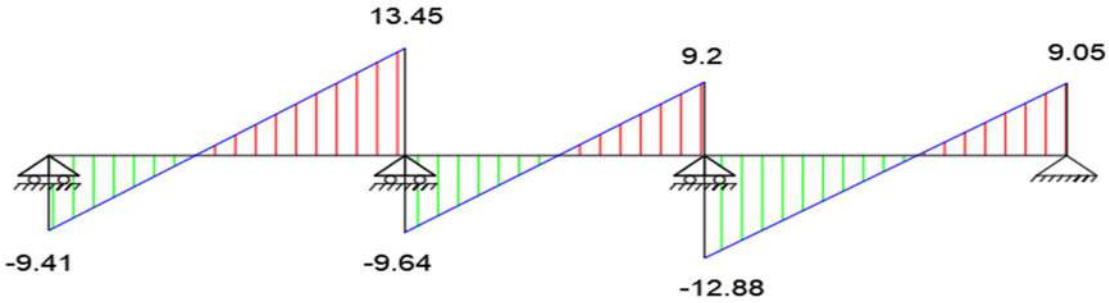


Figure III.3.5 : Diagrammes l'effort tranchant à l'E.L. U.

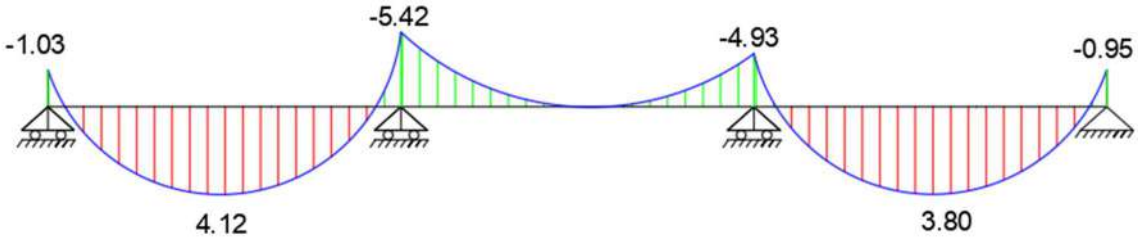


Figure III.3.6 : Diagrammes du moment fléchissant en travée max à l'E.L. S.

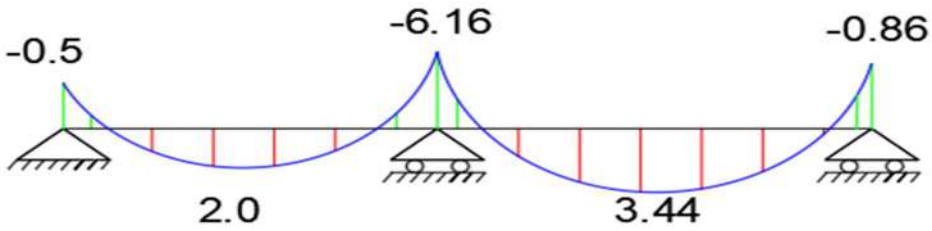


Figure III.3.7 : Diagrammes du moment fléchissant en appuis max à l'E.L. S.

Tableau III.3.3 : Les résultats.

	E.L.U	**E.L.S**
Mt $_{max}$ (KN.m)	5.68	4.12
Ma $_{max}$ (KN.m)	-8.51	-6.16
T $_{max}$ (KN)	13.45	/

III.3.7 Ferraillage des poutrelles

Tableau III.3.4: Ferraillage de poutrelle A'ELU .

	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2' (cm²)	As1 (choisi)	As1' (choisi)	As2 (choisi)	As2' (choisi)
Travée	5.68	0.92	0.00	**2HA10 = 1.57**	**1HA10 = 0.79**	/	/
Appui	-8.51	0.00	1.72	/	/	**2HA10 =1.57**	**1HA10+1ChpHA12 =1.92**

-Vérification des contraintes à l'état limite de service

Tableau III.3.5 : Vérification des contraintes à ELS.

	M (KN.m)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	vérification
Travée	4.12	1.57	0.79	2.42	15	oui
Appui	-6.16	1.57	1.92	8.81	15	oui

-Vérification de l'effort tranchant [ART A.5.1.1 CBA93]

Tableau III.3.6 : Vérification de l'effort tranchant.

Poutre et sollicitation à L'ELU				Vérification			Espacement et armatures			
Section	d (cm)	b (cm)	T (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa	Vérification	ZN (cm)	ZC (cm)	∅ (mm)	At (cm²)
Poutrelle	20	8	13.45	0.93	3.33	Oui	20	20	4	**2HA4=0.25**

-Vérification de la flèche :

Tableau III.3.7 : Vérification de la flèche.

poutres				Sollicitation à l'ELS			Armatures principales		flèche		Vérification
Section	L (m)	h (cm)	b (cm)	M a.g	Mt	M a.d	As1t (cm²)	As2t (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F adm (mm)	Oui/non
Poutrelle	3.70	20	8	-1	4.12	-5.4	1.57	0.79	**2.6**	**7.4**	Oui

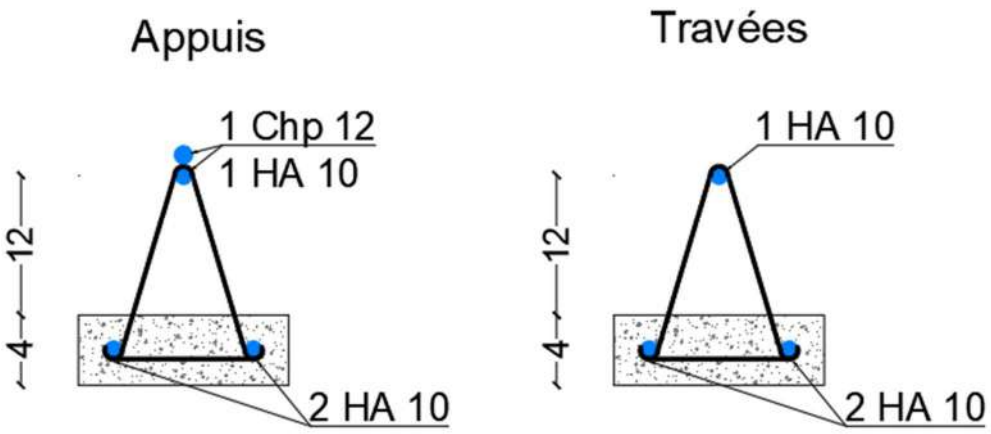


Figure III.3.8 : ferraillage de poutrelle.

III.3.8 Ferraillage de la table de compression Art [B.6.8.4.2.3 CBA93]

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 an quadrillage.

Le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

On adopte un quadrillage carré de mailles **(20×20)** cm2

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- - Si : Ln≤ 50cm $\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$
- - Si : $50 \leq Ln \leq 80cm$ $\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec : **Ln** : Ecartement entre axes des nervures

fe : Limite d'élasticité en [MPA].

1-Armatures perpendiculaires aux nervures :

$At \geq 0.02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e}$ $\quad 50\ cm \leq L \leq 80\ cm$

L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage)

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc : $At \geq \frac{4*60}{520}$ $\quad A_t = 0.46\ cm^2$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles aux nervures.

On choisit un treillis soudé : TLE520 ; Fe=520 MPA ; ϕ = 4 mm.

Choix des armatures : 5HA4 ⟶ A = 0.63 cm²

Espacement e = 20 cm.

2-Armatures parallèles aux nervures :

Détermination des armatures :On a : $A_{//} = \frac{At}{2} = \frac{0.46}{2} = 0.23cm^2$

Choix des armatures : 5HA4 ⟶ A = 0.63 cm²

Espacement e = 20 cm

Choix : Le treillis soudé adopté est : TS ∅4 (200x200)

III.4 LES DALLES PLEINES

III.4.1 Introduction :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont la largeur est supérieure À l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité. On distingue deux types de dalle pleine qui reposent sur 2 et 3 appuis.

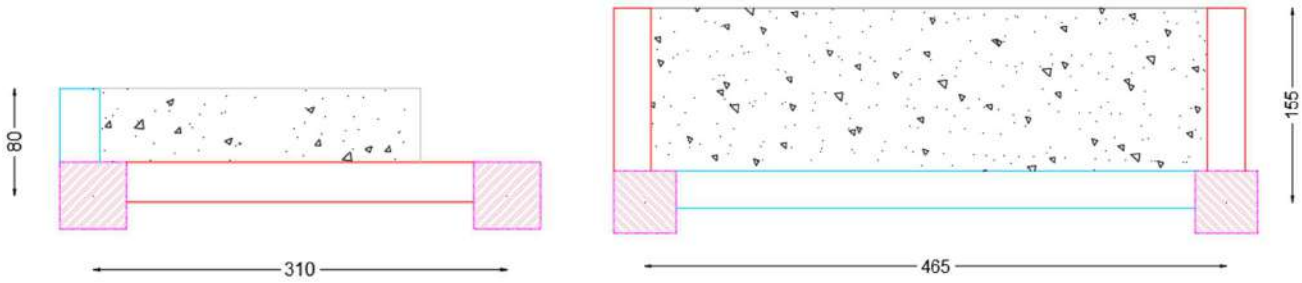


Figure III. 4.1: types de dalle pleine.

III.4.2 Méthode de calcul :

Le calcule est fait par la méthode numérique en utilisant logiciel ETABS ; Expert BA

III.4.3 Calcul des dalles

1-Calcul de la charge totale

G = 6.91KN/m² } P_u = 14.58 KN/m².

Q = 3.5 KN/m² } P_{ser}= 10.41 KN/m².

III.4.3.1 Calcul du ferraillage à l'ELU

La dalle est travail dans une seule direction $(^{Lx}/_{Ly} = {}^{155}/_{465} = 0.33 < 0.4)$

- ✓ Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.2 Mpa ; σs = 348 Mpa

Tableau III.4.1 : les résultats du ferraillage à l'ELU.

	M(KN.m)	A_{cal} (cm²/ml)	A_{min} (cm²)	$A_{choisir}$ (cm²)
Eux appuis	6.01	1.75	**1.5**	**5HA8=2.51**

- Condition d'espacement :

  St =100/5=**20** cm ≤ Min [3h = 45 ; 33cm] = 33 cm …… condition vérifier

- Armatures de répartition :

$$\mathbf{Ar} = \frac{At}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62\ cm^2 \quad < A_{min} = 1.5 \Rightarrow \text{Achoisir} = \mathbf{5HA8 = 2.51cm^2}$$

III.4.3.2 E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

✓ Max= 4.27 KN.m …… Le moment aux appuis

Tableau III.4.2 : Vérification des contraintes à L'E.L. S.

	A(cm²)	Mser (KN.m)	σ b (MPa)	σ s (MPa)	$\overline{\sigma s}$ (MPa)	$\overline{\sigma b}$MPa)	$\overline{\sigma b} \leq$ σ b	$\overline{\sigma s} \leq$ σs
Eux Appuis	2.51	4.27	1.08	10.75	201.63	15	oui	oui

III.4.3.3 Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.4.3 : Vérification de l'effort tranchant.

Section		Vérification al ELU			
b cm	e cm	Tu max KN	Tu Mpa	Tu adm Mpa	Vérifiée
100	15	8.04	0.06	1.16	

III.4.3.4 Vérification de la flèche [selon le CBA9 B.6.2.13]

Tableau III.4.4 : Vérification de la flèche.

Dalle			Sollicitation à l'ELS	Armatures principales		flèche		Vérification Oui/non
L (m)	h (cm)	b (cm)	$M_{a\,x}$	As1 (cm²)	As2 (cm²)	$F_{Calculé}$ (mm)	F_{adm} (mm)	
1.55	15	100	4.27	2.51	0	0.2	6.2	Oui

Chapitre IV :

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 INTRODUCTION

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Minimiser l'excentricité entre le Centre masse et le Centre de rigidité.
- Assurer la continuité des voiles verticalement.
- Assurer une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par secousses sismiques majeures.

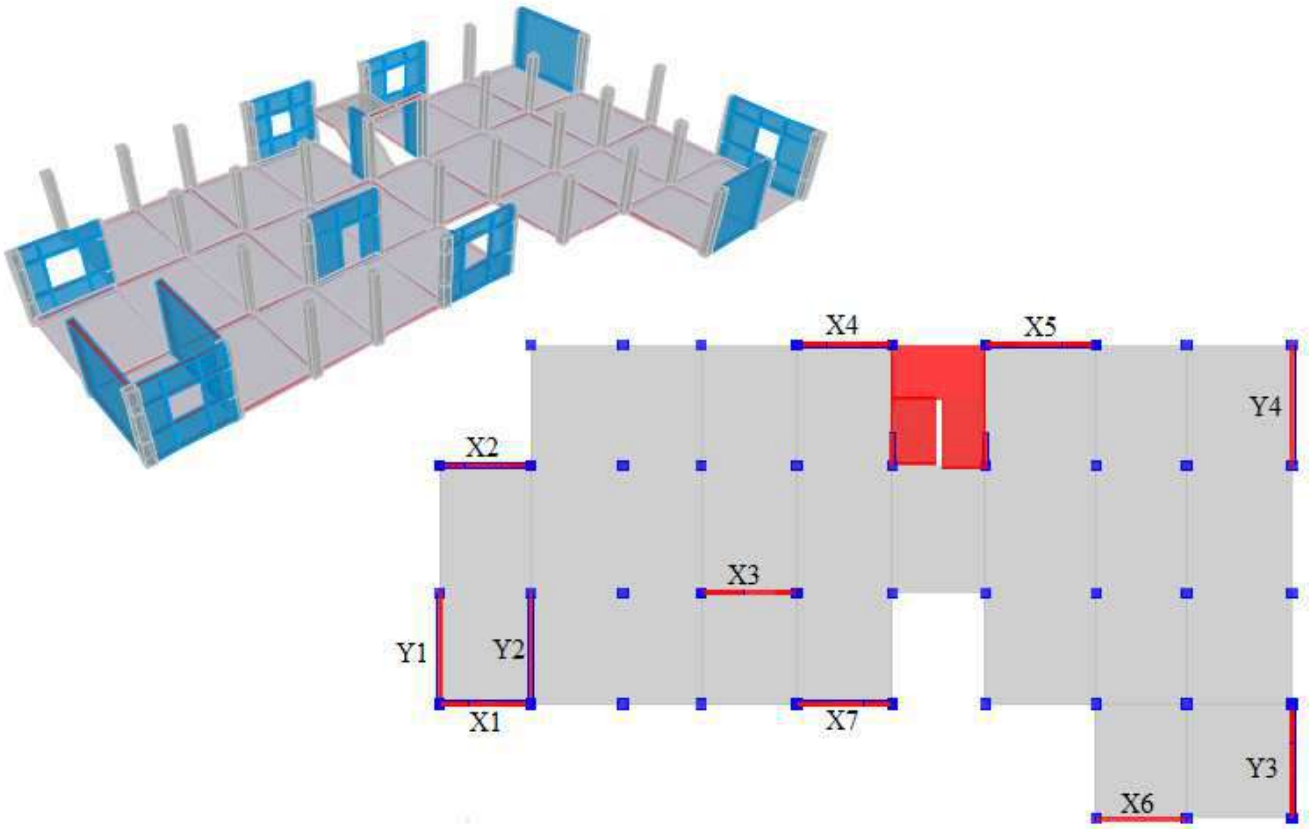


Figure IV.1.1 : Disposition des voiles.

IV.2 CARACTERISTIQUES DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

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

IV.2.1. Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…) ; Il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i, Y_i:Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G, Y_G:Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. Centre de torsion:

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} . Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

I_x, I_y:Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

Pour les poteaux : $I_i = \frac{h * b^3}{12}$ ou $I_i = \frac{b * h^3}{12}$

Pour les voiles : $I_i = \frac{L * e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e * L^3}{12}$

X_i, Y_i:Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R, Y_R:Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

On va récapituler les résultats du centre de masse et centre de torsion dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.2.1 : Calcul centre de mass et centre de torsion.

Etages	Masse et centre de Masse			Inertie et centre d'inertie			
Niveau (m)	Poids(kN)	XG (m)	YG (m)	∑ Ix(m4)	∑ Iy(m4)	XR(m)	YR (m)
3.06	5805.829	15.221	9.817	57680	52830	21.163	9.797
6.12	4887.123	15.540	9.766	57680	52830	17.040	10.128
9.18	4834.045	15.540	9.766	57680	52830	16.372	10.266
12.24	4783.865	15.538	9.765	57680	52830	16.090	10.322
15.30	4783.865	15.538	9.765	57680	52830	15.934	10.351
18.36	4737.032	15.538	9.765	57680	52830	15.843	10.366
21.42	4675.221	15.535	9.752	57680	52830	15.788	10.367
24.48	3886.615	15.587	9.796	57680	52830	15.752	10.350

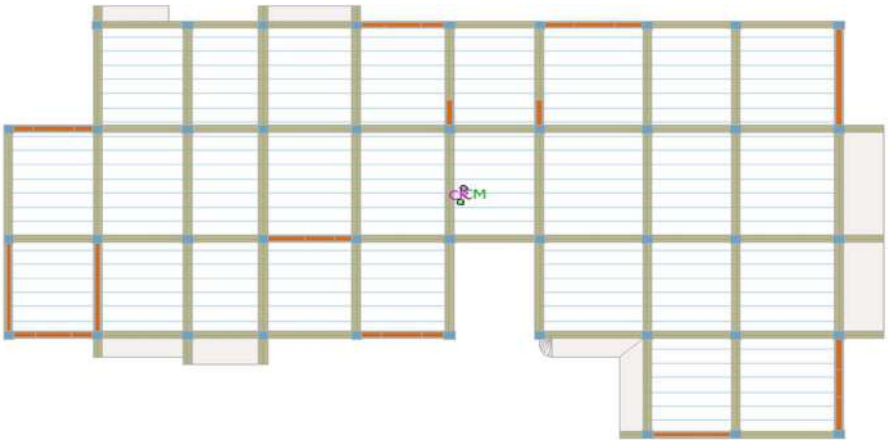


Figure IV.2.1 : centre de mass et centre de torsion.

IV.2.3. Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 [Art 3.5.1-a2]:

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

$$E_{X\,thé} = |X_G - X_R| \quad , \quad E_{Y\,thé} = |Y_G - Y_R|$$

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

Dimensions du bâtiment - Longueur du bâtiment = 28.55 m

- Largeur du bâtiment = 17.3 m

Excentricité admissible - Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.28 m

- Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.60 m

Tableau IV.2.2 : Excentricité.

Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
3.06	5.942	0.020	Non
6.12	1.500	0.362	Ok
9.18	0.832	0.500	Ok
12.24	0.552	0.557	Ok
15.30	0.396	0.586	Ok
18.36	0.305	0.601	Ok
21.42	0.253	0.615	Ok
24.48	0.165	0.554	Ok

IV.3 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

IV.3.1. Méthodes utilisables [Art 4.1.1 RPA99v2003]

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérographes

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière et dépasse 5 niveaux (24.48m)

Situé en zone IIb avec groupe d'usage 2. Selon [ART 4.1.2 RPA99v2003], nous avons utilisé la méthode modale spectrale.

IV.4 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

IV.4.1. PRINCIPE

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

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

IV.4.2. MODELISATION

Notre structure comporte des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03)DDL (2translations horizontales et une rotation d'axe vertical). Le calcul se fait par le logiciel d'analyse "SAP2000.v20"

IV.4.3. Spectre de réponse de calcul [ART 4.3.3 RPA99V2003]

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

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

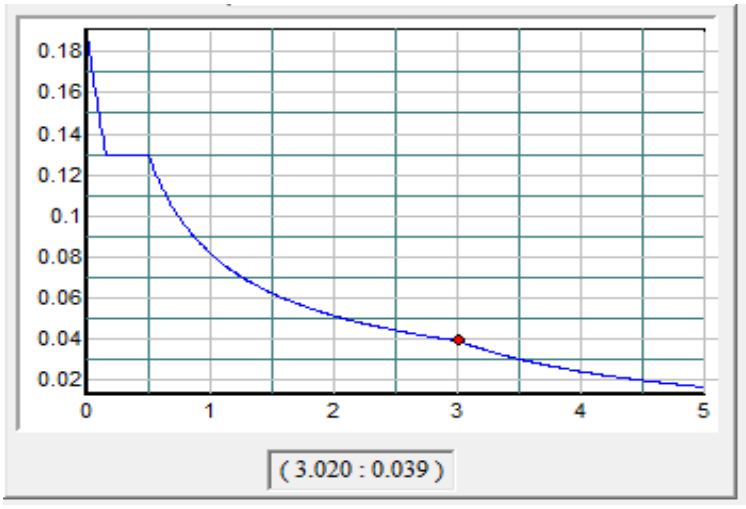


Figure IV.4.1 : Le spectre de réponse suivant x,y .

IV.4.4. Coefficient d'accélération A [TAB.4.1 RPA99V2003]

Donné par la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

L'ouvrage est du groupe 2 (Bâtiments d'habitation collective est à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.).

L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de MEDEA : Communes de MEDEA (zone IIb).
Donc : A=0,20

IV.4.5. Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T1, T2 [Tab 4.7 RPA99v2003]

D'après le rapport du sol : Site S3 $\begin{cases} T_1 = 0.15\ s \\ T_2 = 0.50\ s \end{cases}$

IV.4.6. Facteur de correction d'amortissement η

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0{,}7 \Rightarrow \eta = 0{,}882$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ=7%) d'après [TAB.4.2 RPA99V2003].

IV.4.7. Coefficient de comportement R [Art 3.4 RPA99 v2003]

Conformément à l'article 3.4.A.2 du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

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

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc R=3.5 [Tab 4.3 RPA99v2003]

IV.4.8. Justification du coefficient de comportement R

Suivant X :

Tableau IV.4.1 : Justification du coefficient de comportement R **suivant X.**

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
24.48	3823.919	2802.874	1021.045	1031.385	0.000	1031.385
21.42	8283.266	6269.973	2013.293	1744.231	0.000	1744.231
18.36	13079.296	10258.783	2820.513	2416.868	0.000	2416.868
15.3	17741.946	13975.986	3765.960	2971.609	0.000	2971.609
12.24	22429.769	17812.722	4617.047	3406.411	0.000	3406.411
9.18	27637.241	22515.236	5122.005	3734.240	0.000	3734.240
6.12	32514.772	26622.709	5892.063	3926.518	0.000	3926.518
3.06	35234.740	22594.493	12640.247	4294.460	0.000	4294.460

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV.4.2 : Justification du coefficient de comportement R **suivant X** (%).

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
24.48	100	73.298	26.702	100	0.000	100.000
21.42	100	75.694	24.306	100	0.000	100.000
18.36	100	78.435	21.565	100	0.000	100.000
15.3	100	78.774	21.226	100	0.000	100.000
12.24	100	79.416	20.584	100	0.000	100.000
9.18	100	81.467	18.533	100	0.000	100.000
6.12	100	81.879	18.121	100	0.000	100.000
3.06	100	64.126	35.874	100	0.000	100.000

Suivant Y :

Tableau IV.4.3 : Justification du coefficient de comportement R **suivant Y**.

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
24.48	3815.775	2802.874	1012.901	908.600	0.000	908.600
21.42	8311.220	6269.973	2041.247	1816.312	0.000	1816.312
18.36	13205.781	10258.783	2946.998	2421.730	0.000	2421.730
15.3	17960.447	13975.986	3984.461	2893.968	0.000	2893.968
12.24	22800.887	17812.722	4988.165	3250.415	0.000	3250.415
9.18	28143.394	22515.236	5628.158	3559.629	0.000	3559.629
6.12	33215.374	26622.709	6592.665	3632.247	0.000	3632.247
3.06	33599.322	22594.493	11004.829	3902.844	0.000	3902.844

Valeurs en pourcentage :

Tableau IV.4.4 : Justification du coefficient de comportement R **suivant Y** (%).

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
24.48	100	73.455	26.545	100	0.000	100.000
21.42	100	75.440	24.560	100	0.000	100.000
18.36	100	77.684	22.316	100	0.000	100.000
15.3	100	77.815	22.185	100	0.000	100.000
12.24	100	78.123	21.877	100	0.000	100.000
9.18	100	80.002	19.998	100	0.000	100.000
6.12	100	80.152	19.848	100	0.000	100.000
3.06	100	67.247	32.753	100	0.000	100.000

IV.4.9. Facteur de qualité Q [Tab.4.4 RPA99V2003]

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 : $(Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q)$.

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.4.5 : Valeurs des pénalités Pq.

	P_q			
Critère "q"	Observé	N/Observé	Q_x	Q_y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
q	/	/	1	1
			1.10	**1.10**

IV.5 Résultats et vérifications de l'analyse dynamique

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version2003 [1] exige les vérifications suivantes :

- Stabilité de la structure :

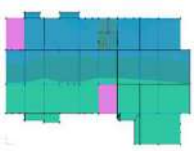
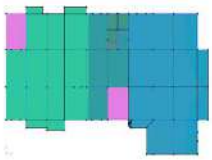
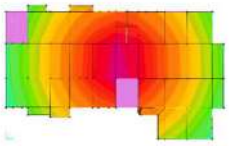
1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérifications du déplacement en tête du bâtiment.
6. Vérifications des déplacements inter-étage.
7. Vérification de l'effet P-Δ.

- Résistance des éléments :

8. Vérification du cisaillement des éléments.
9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.5.1. Vérification de comportement modal

Tableau IV.5.1 : Vérification de comportement Modal des trois premiers modes.

Les Mode	Période(s)	Ux	Uy	Rz
Mode 1	0.602	0.027 %	61.462 %	0.076 %
Mode 2	0.534	61.364 %	61.476 %	0.242 %
Mode 3	0.416	61.525 %	61.597 %	60.485 %
Comportement		Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour l'axe Z
Mode graphique				

IV.5.2. Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003]

Tableau IV.5.2 : vérification de participation massique.

Mode	Période (s)	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
Mode 1	0.602	0.027 %	61.462 %	0.076 %
Mode 2	0.534	61.364 %	61.476 %	0.242 %
Mode 3	0.416	61.525 %	61.597 %	60.485 %
.	.	.	.	.
Mode 73	0.036	88.968%	92.906%	87.761%
.	.	.	.	.
Mode 95	0.028	90.897%	92.974%	87.763%
.	.	.	.	.
Mode 111	0.026	90.963%	95.476%	90.551%
$\sum$ T	**6.78 s**			

La participation massique atteint plus de 90% suivant l'axe x dans le 95eme mode

La participation massique atteint plus de 90% suivant l'axe y dans 73eme mode

La participation massique atteint plus de 90% auteur de l'axe z dans 111eme mode

Le mode retenu = **111** modes

IV.5.3. Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]

Calcul de la force sismique statique totale [Art 4.2.3 RPA99v2003]

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A.Dx.Qx}{R}.W \qquad V_y = \frac{A.Dy.Qy}{R}.W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone

A = 0,20 …… [TAB.4.1 RPA99V2003]

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \ldots\ldots\ldots 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} \ldots\ldots\ldots T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} \ldots\ldots\ldots T \ge 3.0s \end{cases} \text{……. [Art 4.2.3.(4.2) RPA99v2003]}$$

T2 = 0,5 s, (site S3) …….[Tab 4.7 RPA99v2003]

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % (remplissage dense) → η = 0,882 ……. [TAB.4.2 RPA99V2003].

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} \Longrightarrow \ldots\ldots\ldots \text{[Art 4.2.4(4.6) RPA99v 2003]} \Longrightarrow \begin{cases} C_T = 0.050 \\ h_n = 24.48\ m \end{cases}$$

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{[Art 4.2.4(4.7) RPA99v 2003]} \Longrightarrow \begin{cases} Dx = 28.55\ m \\ Dy = 17.30\ m \\ h_n = 24.48\ m \end{cases}$$

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} = 0.550\ s \quad ; \quad Tx = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dx}} = 0.412s \quad ; \quad Ty = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{Dy}} = 0.529s$$

Donc : $Tx = 0.412s$ $\qquad Ty = 0.529s$

$Dx = 2.5\eta = 2.205 \ldots 0 \le 0.412 \le 0.50$; $Dy = 2.5\eta(\frac{0.050}{0.529})^{\frac{2}{3}} = 2.121 \ldots 0.529 \le 0.050 \le 3.0s$

R = 3.5……. [Tab 4.3 RPA99v2003]

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec} W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$ ……. [Art 4.2.3. (4.5) RPA99v2003]

β = 0.2 …….. [Tableau 4.5 RPA99v2003] ; Poids de la structure W= $38393.593KN$

Tableau IV .5.3 : Les Coefficients de la force sismique.

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	$W(kN)$
0.2	2.205	2.121	1.10	1.10	3.5	38393.593

Tableau IV.5.4 : Vérification de la résultante des forces sismiques calcul.

	Force statique (KN)	Force dynamique (KN)	Ed/V	Vérification
Suivant x	5336.709	4099.637	0.768	Non Vérifiée
Suivant y	5106.348	3881.227	0.760	Non Vérifiée

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 $\frac{0.8\times v}{Ed}$.

C'est-à-dire on en amplifier la force dynamique par le coefficient :

$$\frac{V_x}{E_{dx}} \times 0.8 = 1.05 \quad ; \quad \frac{V_y}{E_{dy}} \times 0.8 = 1.06$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} E_{dx} = 4304.619KN \\ E_{dy} = 4114.101KN \end{cases}$$

Vérification :

Tableau IV.5.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques calcul.

	Force statique (KN)	Force dynamique (KN	Ed/V	Vérification
Suivant x	5336.709	4304.619	0.807	Vérifiée
Suivant y	5106.348	4114.101	0.806	Vérifiée

IV.5.4. Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003] :

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix} \cdot h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy} \cdot h_i$$

Avec :

F_{ix}, F_{iy}: Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}(E_d - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07\ T\ V_t \leq 0{,}25 V_t & \text{Si: } T \geq 0{,}7 \text{ sec} \\ 0 & \text{Si: } T < 0{,}7 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

$$T_x = 0.412 \text{ sec} \quad , \quad T_y = 0.529 \text{ sec} \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$$

$$F_{ix} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} E_d \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} E_d$$

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Tableau IV.5.6 : calcul du moment renversement.

Niveau(m)	Hi (M)	Wi (KN)	hi*Wi (KN.M)	Fix (KN)	Fiy (KN)	MRxi (KN.M)	MRyi (KN.M)
3.06	3.060	5805.83	17765.84	151.12	144.43	462.420	441.96
6.12	6.120	4887.12	29909.19	254.41	243.15	1557.00	1488.09
9.18	9.180	4834.05	44376.53	377.47	360.77	3465.21	3311.85
12.24	12.24	4783.87	58554.51	498.07	476.03	6096.43	5826.61
15.30	15.30	4783.87	73193.13	622.59	595.04	9525.67	9104.08
18.36	18.36	4737.03	86971.91	739.80	707.05	13582.68	12981.53
21.42	21.42	4675.22	100143.23	851.83	814.13	18246.30	17438.74
24.48	24.48	3886.62	95144.34	809.31	773.49	19811.99	18935.14
Somme			506058.68	/	/	72747.72	69527.98

IV.5.4.1 Le moment stabilisant

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i \cdot X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i \cdot Y_G$$

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

Tableau IV.5.7 : calcul du moment stabilisant.

Niveau (m)	W_i (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{sx} (KN.m)	M_{sy} (KN.m)
3.06	5805.829	15.221	9.817	88370.52	56995.82
6.12	4887.123	15.540	9.766	75945.89	47727.64
9.18	4834.045	15.540	9.766	75121.06	47209.28
12.24	4783.865	15.538	9.765	74331.69	46714.44
15.30	4783.865	15.538	9.765	74331.69	46714.44
18.36	4737.032	15.538	9.765	73604.00	46257.12
21.42	4675.221	15.535	9.752	72629.56	45592.76
24.48	3886.615	15.587	9.796	60580.67	38073.28
			∑MS	594915.09	375284.79

Vérification :

On doit vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tableau IV.5.8 : Vérification de stabilisation.

M_{Rx} (KN.m)	M_{Ry} (KN.m)	M_{sx} (KN.m)	M_{sy} (KN.m)	$\frac{Msx}{Mrx}$	$\frac{Msy}{Mry}$	**Vérification**
72747.72	69527.98	594915.09	375284.79	**8.18**	**5.40**	Vérifiée

Commentaire :

La structure est stable vis-à-vis le risque de renversement dans les deux directions.

IV.5.5. Vérification des déplacements en tête [Art 4.4.1 RPA99v2003]

$\delta_k = \delta_{ek} \times R$ δ_k : Déplacement réel

δ_{ek} : Déplacement théorique dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement

Avec : $\bar{\delta} = \frac{H}{250}$; H=24.48m $\bar{\delta}$: Déplacement admissible de la structure.

Tableau IV.5.9 : Vérification des déplacements en tête.

	δek (cm)	R	δk (cm)	$\bar{\delta}$ adm (cm)	Vérification
δx	1.783	3.5	6.240	9.792	Vérifiée
δy	2.287	3.5	8.004	9.792	Vérifiée

Commentaire :

Le déplacement en tête est inférieur aux déplacements admissibles.

IV.5.6. Vérification des déplacements inter-étages [Art 4.4.1 RPA99v2003]

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

$$R.\delta_X$$

Avec :

δ_X: Déplacement dû au force sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

$$\Delta x = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser le déplacement admissible Δ_{adm}

$\Delta_{adm} = 0.01 h_e$

h_e : La hauteur d'étage

Tableau IV.5.10 : Vérification des déplacements inter-étage **suivant x**.

	DEPLACEMENT						DEFORMATION	
Niveau(m)	δek (cm)	R	δk (cm)	Δδ (cm)	δ adm (cm)	Vérification	ε‰	[ε] ‰
24.48	1.783	3.5	6.241	1.047	3.06	Vérifiée	2.40	3.5
21.42	1.484	3.5	5.194	1.057	3.06	Vérifiée	2.42	3.5
18.36	1.182	3.5	4.137	1.043	3.06	Vérifiée	2.39	3.5
12.24	0.884	3.5	3.094	0.997	3.06	Vérifiée	2.28	3.5
15.30	0.599	3.5	2.097	0.886	3.06	Vérifiée	2.03	3.5
9.18	0.346	3.5	1.211	0.710	3.06	Vérifiée	1.62	3.5
6.12	0.143	3.5	0.501	0.452	3.06	Vérifiée	1.03	3.5
3.06	0.014	3.5	0.049	0.049	3.06	Vérifiée	0.11	3.5

Tableau IV.5.11: Vérification des déplacements inter-étage **suivant y**.

	DEPLACEMENT						DEFORMATION	
Niveau(m)	δek (cm)	R	δk (cm)	Δδ (cm)	δ adm (cm)	Vérification	ε‰	[ε] ‰
24.48	2.287	3.5	8.005	1.386	3.06	Vérifiée	3.17	3.5
21.42	1.891	3.5	6.619	1.400	3.06	Vérifiée	3.20	3.5
18.36	1.491	3.5	5.219	1.365	3.06	Vérifiée	3.12	3.5
12.24	1.101	3.5	3.854	1.278	3.06	Vérifiée	2.92	3.5
15.30	0.736	3.5	2.576	1.095	3.06	Vérifiée	2.50	3.5
9.18	0.423	3.5	1.481	0.812	3.06	Vérifiée	1.86	3.5
6.12	0.191	3.5	0.669	0.532	3.06	Vérifiée	1.22	3.5
3.06	0.039	3.5	0.137	0.137	3.06	Vérifiée	0.31	3.5

Commentaire :

Le déplacement inter étage est inférieurs aux déplacements admissibles.

IV.5.7. Vérification de cisaillement des éléments

IV.5.7.1 Les poutres [Art A.5.1 CBA93]

On doit vérifier : $\tau = \frac{Tu}{b.d} \leq \bar{\tau}$

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right)$ ... ... fissuration peu nuisible

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15xfc28}{\gamma b}; 4MPA\right)$ ... ... fissuration préjudiciable, ou très préjudiciable

Tableau IV.5.12 : Vérification de cisaillement des poutres.

Elément	b (cm)	d (cm)	T (KN)	Combinaison	τmax(Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification
PP (30x35)	30	32.5	109.84	1.35G+1.5Q	1.13	3.33	Vérifiée
PS (30x30)	30	27.5	215.06	G+Q-Edx	2.61	3.26	Vérifiée
PPL (30x35)	30	32.5	126.02	G+Q-Edx	1.29	3.26	Vérifiée
Longrine(30x30)	30	27.5	5.8100	1.35G+1.5Q	0.07	2.50	Vérifiée

Commentaire :

Toutes les poutres sont justifiées suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.5.7.2 Les poteaux [Art3.4.b RPA99v2003]

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

$$\bar{\tau} = \rho \times F_{c28} \qquad ro = \begin{cases} 0{,}075 & si\ \lambda \geq 5 \\ 0{,}040 & si\ \lambda < 5 \end{cases} \qquad \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0{,}7 \times H}{(b/\sqrt{12})}$$

Tableau IV.5.13 : Vérification de cisaillement des poteaux.

Section(cm²)	Combinaison	V_u(kN)	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	Vérification
Poteau 35x35	1.35G+1.5Q	27.11	0.238	1.88	Vérifiée
Poteau 40x40	1.35G+1.5Q	23.82	0.158	1.88	Vérifiée
Poteau 45x45	1.35G+1.5Q	23.62	0.123	1.88	Vérifiée
Poteau 50x50	1.35G+1.5Q	14.59	0.061	1.88	Vérifiée

Commentaire :

Tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.5.8. Les voiles

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% ; La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1{,}4|V|}{b.d}$$

Avec : V_u: L'effort tranchant ;b = l'épaisseur de voile ;d = 0,9×L.

La contrainte limite de cisaillement est égale: $\bar{\tau} = 0{,}2\ .f_{c28}$

Tableau IV.5.14 : Vérification de cisaillement des voiles **suivant X.**

Direction	Voile	b(cm)	L(m)	$\lvert V_x \rvert$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	Vérification
Suivant X	X1	20	3.05	517.23	G + Q - Edx	1.319	5	Vérifiée
	X2	20	3.05	451.21	G + Q + Edx	1.151	5	Vérifiée
	X3	20	3.20	266.47	G + Q + Edx	1.143	5	Vérifiée
	X4	20	3.20	741.04	G + Q + Edx	1.801	5	Vérifiée
	X5	20	3.70	880.00	G + Q + Edx	1.825	5	Vérifiée
	X6	20	3.05	745.25	G + Q + Edx	1.900	5	Vérifiée
	X7	20	3.20	524.57	G + Q - Edx	1.275	5	Vérifiée

Tableau IV.5.15 : Vérification de cisaillement des voiles **suivant Y.**

Direction	Voile	b(cm)	L(m)	$\|V_y\|$(kN)	Combinaison	τ(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	**Vérification**
Suivant Y	Y1	20	4.05	917.019	G + Q + Edy	1.761	5	Vérifiée
	Y2	20	4.05	1041.195	G + Q + Edy	2.001	5	Vérifiée
	Y3	20	4.20	1015.911	G + Q + Edy	1.881	5	Vérifiée
	Y4	20	4.40	1187.68	G + Q + Edy	2.099	5	Vérifiée

- **Commentaire :**

Tous les voiles sont justifiés suffisants pour équilibrer les contraintes de cisaillement.

IV.5.9. Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003]

On entend par effort normal réduit, le rapport : $\upsilon = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière.

fcj : est la résistance caractéristique du béton.

Remarque

Les résultats obtenus dans le choix de pré dimensionnement des poteaux sont satisfaites d'après faire l'analyse dynamique à la vérification d'effort normale réduit maximale.

Tableau IV.5.16 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau (m)	Eléments	$B_c(cm^2)$	$N_d(kN)$	Combinaison	ν	**Vérification**
6éme	POT 35x35	1089.00	144.060	G+Q-EdX	0.053	Vérifiée
5éme	POT 35x35	1089.00	324,710	G+Q-EdX	0.119	Vérifiée
4éme	POT 40x40	1444.00	505.030	G+Q-EdY	0.140	Vérifiée
3éme	POT 40x40	1444.00	688.380	G+Q-EdX	0.191	Vérifiée
2éme	POT 40x40	1444.00	876.930	G+Q-EdX	0.243	Vérifiée
1ier	POT 45x45	1849.00	1078.05	G+Q-EdX	0.233	Vérifiée
RDC	POT 45x45	1849.00	1237.61	G+Q-EdX	0.268	Vérifiée
sous-sol	POT 50x50	2304.00	1411.77	G+Q-EdX	0.245	Vérifiée

IV.5.10. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003]

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0.10$$

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 ».

Suivant X.

Tableau IV.5.17 : Vérification l'effet P-Δ **suivant X.**

Niveau (m)	hk (cm)	W_i (KN)	Δkx (cm)	Vk (KN)	θkx	Vérification
24.48	306	3886.61	1.050	809.31	0.016	Vérifiée
21.42	306	4675.22	1.050	851.84	0.019	Vérifiée
18.36	306	4737.03	1.050	739.80	0.022	Vérifiée
12.24	306	4783.86	0.990	622.59	0.025	Vérifiée
15.30	306	4783.86	0.890	498.07	0.028	Vérifiée
9.18	306	4834.05	0.710	377.47	0.030	Vérifiée
6.12	306	4887.12	0.450	254.41	0.028	Vérifiée
3.06	306	5805.83	0.050	151.12	0.006	Vérifiée

Suivant Y :

Tableau IV.5.18: Vérification l'effet P-Δ **suivant Y**.

Niveau (m)	hk(cm)	W_i (KN)	Δky (cm)	Vk (KN)	θky	Vérification
24.48	306	3886.61	1.390	773.49	0.023	Vérifiée
21.42	306	4675.22	1.400	814.13	0.026	Vérifiée
18.36	306	4737.03	1.370	707.05	0.030	Vérifiée
12.24	306	4783.86	1.270	595.04	0.033	Vérifiée
15.30	306	4783.86	1.100	476.03	0.036	Vérifiée
9.18	306	4834.05	0.810	360.77	0.035	Vérifiée
6.12	306	4887.12	0.530	243.15	0.035	Vérifiée
3.06	306	5805.83	0.140	144.43	0.018	Vérifiée

Commentaire :

D'après les tableaux représentés ci-dessous, on constate que l'effet P-Δ est négligeable dans les deux directions, est dans tous les étages.

❖ Conclusion

Les sections finales adoptées sont mentionnées ci-dessous :

Tableau IV: Les section finales.

Eléments	Section initial (Pré dimensionnement)	Section finale (d'exécution)
Poutre principale	30 x 35	30 x 35
Poutre secondaire	30 x 30	30 x 30
Poutre palière	30 x 35	30 x 35
Longrine	30 x 30	30 x 30
Voile	15	20
Voile périphérique	20	20
Poteau carrée	35 x 35	35 x 35
	40 x 40	40 x 40
	45 x 45	45 x 45
	45 x 45	50 x 50

Après les calculs et les vérifications on a conclu que la structure est stable, résistent, ductile et économique.

Chapitre V :

CALCULE DES ELEMENT RESISTANT

V.1 IINTRODUCTION

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 :

1. Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 : E.L.U **et** E.L.S
2. Les combinaisons données par les règles du R.P. A99 versions 200: ACC

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.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations

Tableau V2.1 : Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma b = 1{,}5$	$\gamma s = 1{,}15$	$\gamma b = 1{,}15$	$\gamma s = 1$
$\sigma b = 25$ Mpa	FeE 400	$\sigma b = 25$ Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b} = 14{,}2$Mpa	$\overline{\sigma s} = 348$ Mpa	$\overline{\sigma b} = 18.48$Mpa	$\overline{\sigma s} = 400$ Mpa

V.2.2 Recommandation des règlements

V.2.2.1 Recommandations du R.P. A99v2003

- **Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003]**

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de :
   - 0,5% en toute section.
2. Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
   - 4% en Zone courante.
   - 6% en Zone nodale.
3. 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.
4. La longueur minimale de recouvrement est de $50\,\phi$ en Zone IIb
5. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

- **Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003]**

La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St.b.

$St = \min\left[\frac{h}{4};\ 12\emptyset l; 30cm\right]$ ... ... [Zone nodale]

$St' \leq \frac{h}{2}$ ... ... [Zone courante]

V.2.2.2 Recommandations du CBA93

La section des armatures longitudinales est :

$A \geq Amin = \frac{b.h}{1000}$ ... ... [A. 7.1.2.1 CBA93]

Le diamètre des armatures transversales est : $\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right]$ ... ... [A. 6.4.2 CBA93]

Calcule et vérification de l'espacement : St =min[0.9d ; 40cm]... ... [art A. 5.1.2.2 CBA93]

$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa ... ... [art A. 5.1.2.2 CBA93]

$\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s\left(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}\right.$ ... ... [art A. 5.1.2.3 CBA93] ; Avec K=1, $\alpha=90^0$

V.2.3 Ferraillage longitudinal de poutre principale

V.2.3.1 Armature calculé en travée et en appuis

Combinaison : appui : G+Q-Edy Travée : 1.35G+1.5Q

Tableau V.2.2 : Ferraillage longitudinal de poutre principale.

Section			Sollicitations a L'ACC		Sections calculées			
Longueur m	b cm	h cm	M travée KN.m	M appui KN.m	As1 cm2	As2 cm2	A'1 cm2	A's2 cm2
4.65	30	35		-111.74			0.00	9.62
			44.50		4.15	0.00		

V.2.3.2 Armatures choisis en travées et en appui

Tableau V.2.3 : Ferraillage longitudinal de poutre principale choisis.

Section			Sections calculées				Sections choisies			
b cm	h cm	Amin cm2	As1 cm2	As2 cm2	A'1 cm2	A's2 cm2	As1 choisies cm2	As2 choisies cm2	A'1 choisies cm2	A's2 choisies cm2
30	35	5.25			0.00	9.62	3 HA 14	3 HA 14	3 HA 14	3 HA 14 + 4 CH 14
			4.15	0.00			4.62	4.62	4.62	10.78

- Section minimale :

Amin = 0.50%bxh (cm²) →Amin = 0.50%x0.3x0.35 = 5.25 cm² RPA2003 – Art .7.5.2.1

Section tendu Atmin = 0.10% bxh → Atmin = 0.10%x0.3x0.35 = 1.05 cm² CBA –Art .B.6.4

V.2.3.3 Vérification des contraintes à l'état limite de service – CBA93 Art.A.4.5.3

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L. C'est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L. S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est peu nuisible

Combinaison : G+Q

Tableau V.2.4 : Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Sollicitation a L'ELS		Contraintes en travée			Contraintes en Appui			Contraintes admissible		vérification
M travée KN.m	M appui KN.m	σb [Mpa]	σs [Mpa]	σ's [Mpa]	σb [Mpa]	σs [Mpa]	σ's [Mpa]	[σb] [Mpa]	[σs] [Mpa]	
	-64.70	TF: peu nuisible			9.14	/	/	15	/	Oui
32.43		5.96	/	/	TF: peu nuisible			15	/	Oui

V.2.3.4 Vérification des contraintes de cisaillement – [CBA Art A.5.1.2.1.1]

Combinaison : 1.35G+1.5Q

Type de Fissuration : peu nuisible

Tableau V.2.5 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Section et Sollicitations			vérification			Espacement et Armatures			
b [cm]	h [cm]	Tmax [KN]	Tu [Mpa]	[Tu]adm [Mpa]	Oui/Non	ZN [cm]	ZC [cm]	Φ [mm]	At [cm²]
30	35	-109.84	1.126	3.33	Oui	10	15	8	3HA8 = 1.51

V.2.3.5 Vérification de la flèche a L'ELS – [CBA Art B.6 .5.3]

$[\mathbf{f}]adm = \frac{L}{500}$ Si $L \leq 5$ m.

$[\mathbf{f}]adm = 0.5\ cm + \frac{L}{500}$ Si > 5 m.

Tableau V.2.6 : Vérification de la flèche.

Section			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Flèche		Vérification
L [m]	b [cm]	h [cm]	M_{ag} [KN. M]	M_t [KN. M]	M_{ad} [KN. M]	As1 [cm^2]	As2 [cm^2]	[f'] [mm]	[**f**] [mm]	Oui/Non
4.65	30	35	-25.65	32.43	-64.70	4.62	4.62	3.2	9.3	Oui

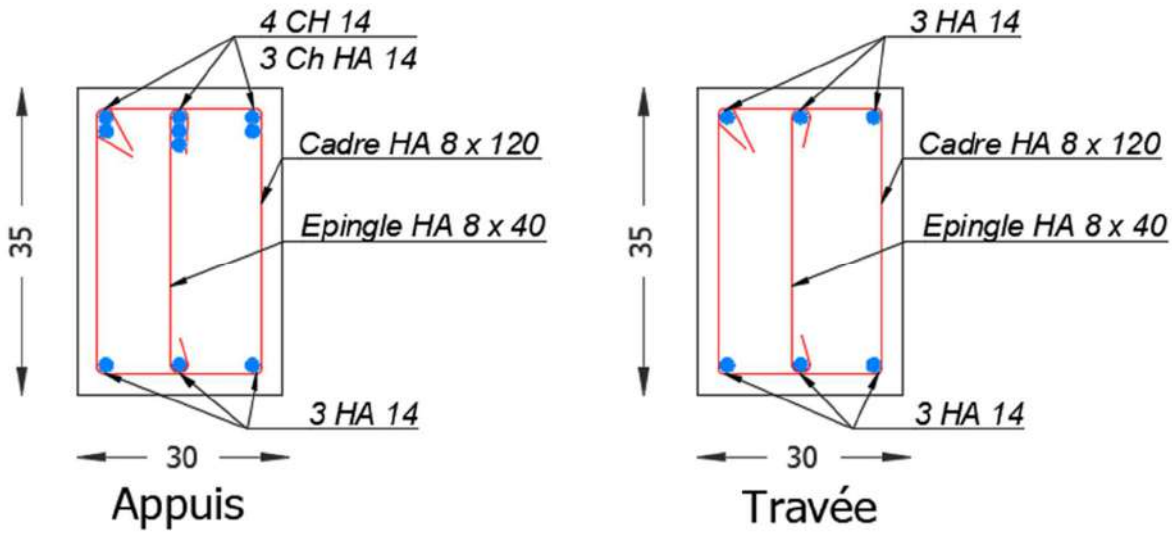


Figure V.2.1 : Ferraillage des poutres principales.

V.2.4 Ferraillage longitudinal des poutres Secondaires

V.2.4.1 Armature calculé en travée et en appuis

Combinaison : G+Q±Edx

Tableau V.2.7 : Ferraillage longitudinal de poutre secondaire.

Section			Sollicitations a L'ACC		Sections calculées			
Longueur m	b cm	h cm	M appui(+) KN.m	M appui (-) KN.m	As1 cm2	As2 cm2	A'1 cm2	A's2 cm2
3.1	30	30		-75.22			6.46	7.59
			65.06		0.00	0.00		

V.2.4.2 Armatures choisis en travées et en appui

Tableau V.2.8 : Ferraillage longitudinal de poutre secondaire choisis.

Section			Sections calculées				Sections choisies			
b cm	h cm	Amin cm2	As1 cm2	As2 cm2	A'1 cm2	A's2 cm2	As1 choisies cm2	As2 choisies cm2	A'1 choisies cm2	A's2 choisies cm2
30	30	4.5			6.46	7.59	3 HA 14	3 HA 14	3 HA 14 + 2 CH 14	3 HA 14 + 2 CH 14
			0.00	0.00			4.62	4.62	7.70	7.70

- Section minimale :

Amin = 0.50%bxh(cm²) →Amin = 0.50%x0.3x0.3 = 4.5 cm² RPA2003 – Art .7.5.2.1
Section tendu Atmin = 0.10% bxh → Atmin = 0.10%x0.3x0.3 = 0.9 cm² CBA –Art .B.6.4

V.2.4.3 Vérification des contraintes à l'état limite de service – [CBA93 Art.A.4.5.3]

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L. S c'est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L. S sous Mser :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa ,et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa,et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau V.2.9 : Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Sollicitation a L'ELS		Contraintes en travée			Contraintes en Appui			Contraintes admissible		vérification
M travée KN.m	M appui KN.m	σb [Mpa]	σs [Mpa]	σ'‘s [Mpa]	σb [Mpa]	σs [Mpa]	σ'‘s [Mpa]	[σb] [Mpa]	[σs] [Mpa]	
	-27.88	TF: préjudiciable			5.04	/	/	15	201.63	Oui
14.90		3.56	129.66	36.80	TF: peu nuisible			15	201.63	Oui

V.2.4.4 Vérification des contraintes de cisaillement – [CBA Art A.5.1.2.1.1]

Combinaison : G+Q+Edx

Type de Fissuration : peu nuisible

Tableau V.2.10: Vérification des contraintes de cisaillement.

Section et Sollicitations			vérification			Espacement et Armatures			
b [cm]	h [cm]	Tmax [KN]	Tu [Mpa]	[Tu]adm [Mpa]	Oui/Non	ZN [cm]	ZC [cm]	Φ [mm]	At [cm²]
30	30	215.06	2.61	4.34	Oui	10	15	8	3HA8 1.51

V.2.4.5 Vérification de la flèche a l'ELS– [CBA Art.B.6.5.3]

$[\mathbf{f}]\text{adm} = \frac{L}{500}$ Si $L \leq 5$ m.

$[\mathbf{f}]\text{adm} = 0.5\text{ cm} + \frac{L}{500}$ Si > 5 m.

Tableau V.2.11 : Vérification de la flèche.

Section			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		fléché		Vérification Oui/Non
L [m]	b [cm]	h [cm]	Mag [KN. M]	Mt [KN. M]	Mad [KN. M]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	[f'] [mm]	[f] [mm]	
2.6	30	30	0.00	14.90	-15.02	4.62	4.62	**0.6**	**5.2**	Oui

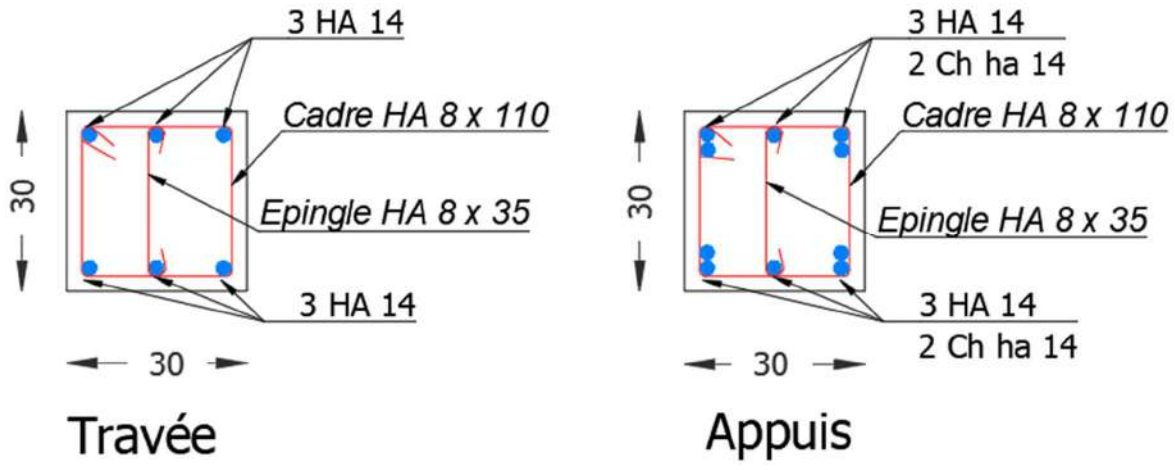


Figure V.2.2 : Ferraillage des poutres secondaire.

V.3 Ferraillages des poteaux

Les poteaux calculés en flexion composée déviée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γb=1,5	γs=1,15	γb=1,15	γs=1
σb= 25 Mpa	FeE 400	σb= 25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma b}$=14,2Mpa	$\overline{\sigma s}$= 348 Mpa	$\overline{\sigma b}$=18.48Mpa	$\overline{\sigma s}$= 400 Mpa

D'après les combinaisons données précédemment nous déduisons les sollicitations les Plus défavorables en se basant sur les trois cas suivants :

- (N_{max} ; M_{corr}).
- (M_{max} ; N_{corr}).
- (N_{min} ; M_{corr}).

V.3.1 Recommandation du règlement RPA99v2003

1-Armatures longitudinales [Art 7.4.2.1 RPA99v2003]

1. Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de : 0,9% en zone IIb

2. Leur pourcentage maximal sera de : 3% en zone courante ; 6% en zone de recouvrement

3. Leur diamètre minimal et de 12 mm.

4. La longueur minimale de recouvrement est : 40 Φ en zone **I, IIa** .; 50 Φ en zone **IIb, III.**

5. La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone **I, IIa** ; 20 cm en zone **IIb, III.**

6. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zones nodales.

V.3.2 Ferraillages des poteaux carrés

V.3.2.1 A l'ELU

Tableau V.3.1 : Ferraillage longitudinal des poteaux carrés.

Section	Niveau	Cas	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	A_{s1} (cm²)	As2 (cm²)	A_{total} (cm²)	A_{min} (cm²)	Le choix (cm²)
50x50	S.sol	Nmax→Mcor	1714.72	-11.03	-1.23	2.5	1.5	8	22.5	12HA16 =24.13
		Nmin→Mcor	1316.95	-0.45	1.46	2.5	1.5			
		Mxmax→Ncor	1714.72	-11.03	-1.23	2.5	1.5			
45x45	RDC+ 1er Etage	Nmax→Mcor	1689.37	-4.82	24.05	2.25	1.35	7.2	18.22	4HA16+ 8HA14 =20.36
		Nmin→Mcor	767.68	19.93	-5.69	2.25	1.35			
		Mxmax→Ncor	891.54	26.46	0.10	2.25	1.35			
40x40	2em + 3em 4 em Etage	Nmax→Mcor	1149.06	-6.99	-22.05	2.00	1.2	6.4	14.40	12HA14 =18.47
		Nmin→Mcor	528.42	17.46	-6.28	2.00	1.2			
		Mxmax→Ncor	610.84	-30.41	0.43	2.00	1.2			
35x35	5em + 6 em Etage	Nmax→Mcor	399.54	-6.85	17.73	1.75	1.05	5.6	10.02	8HA14= 12.32
		Nmin→Mcor	181.61	15.19	5.92	1.75	1.05			
		Mxmax→Ncor	213.61	-26.57	-1.15	1.75	1.05			

V.3.2.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service

Tableau V.3.2 : Valeurs des contraintes à l'E.L. S.

Section	Niveau	Cas	N (KN)	Mx (KN.m)	My (KN.m)	σ_b Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma'_s}$ Mpa	Vérification
50x50	S.sol	Nmax→Mcor	1251.76	-8.02	-0.93	4.72	70.24	15	201.63	Vérifiée
		Nmin→Mcor	959.82	-0.34	1.07	3.41	51.05	15	201.63	Vérifiée
		Mxmax→Ncor	1251.76	-8.02	-0.93	4.72	70.24	15	201.63	Vérifiée
45x45	RDC+ 1er Etage	Nmax→Mcor	1228.7	-3.49	17.01	6.59	94.64	15	201.63	Vérifiée
		Nmin→Mcor	562.08	14.63	4.15	3.53	49.29	15	201.63	Vérifiée
		Mxmax→Ncor	652.65	-19.22	-0.06	3.95	55.53	15	201.63	Vérifiée
40x40	2em + 3em 4 em Etage	Nmax→Mcor	836.02	-5.07	-15.88	6.2	86.47	15	201.63	Vérifiée
		Nmin→Mcor	386.88	12.84	4.58	3.45	46.54	15	201.63	Vérifiée
		Mxmax→Ncor	447.13	-22.09	-0.3	4.14	55.58	15	201.63	Vérifiée
35x35	5em + 6 em Etage	Nmax→Mcor	291.41	-4.97	-12.39	4.21	54.01	15	201.63	Vérifiée
		Nmin→Mcor	133.04	11.18	4.31	2.98	35.72	15	201.63	Vérifiée
		Mxmax→Ncor	156.38	-19.27	-0.83	3.90	45.21	15	201.63	Vérifiée

V.3.2.3 Déterminations des armatures transversales

Les efforts tranchant dans les poteaux sont nuls (R=3.5) donc le calcul des armatures transversales n'est pas nécessaire mais on utilise ces derniers pour attacher les armatures longitudinales.

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, on prend **At=4HA8=2.01cm²** avec un espacement :

Zone courante : St = 15cm

Zone nodale : St=10 cm

$$\lambda > 5 \text{ pour tous les poteaux} \quad \Rightarrow \quad A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$$

Tableau V.3.3 : Déterminations des armatures transversales.

Section	Tx (KN)	Ty (KN)	Zone Nodale	Zone Courante	$A_{t\,ch}(cm^2)$
50X50	2.47	5.15	10	15	4HA8 = 2.01
45X45	14.71	16.52	10	15	4HA8 = 2.01
40X40	13.96	18.81	10	15	4HA8 = 2.01
35X35	11.29	17.07	10	15	4HA8 = 2.01

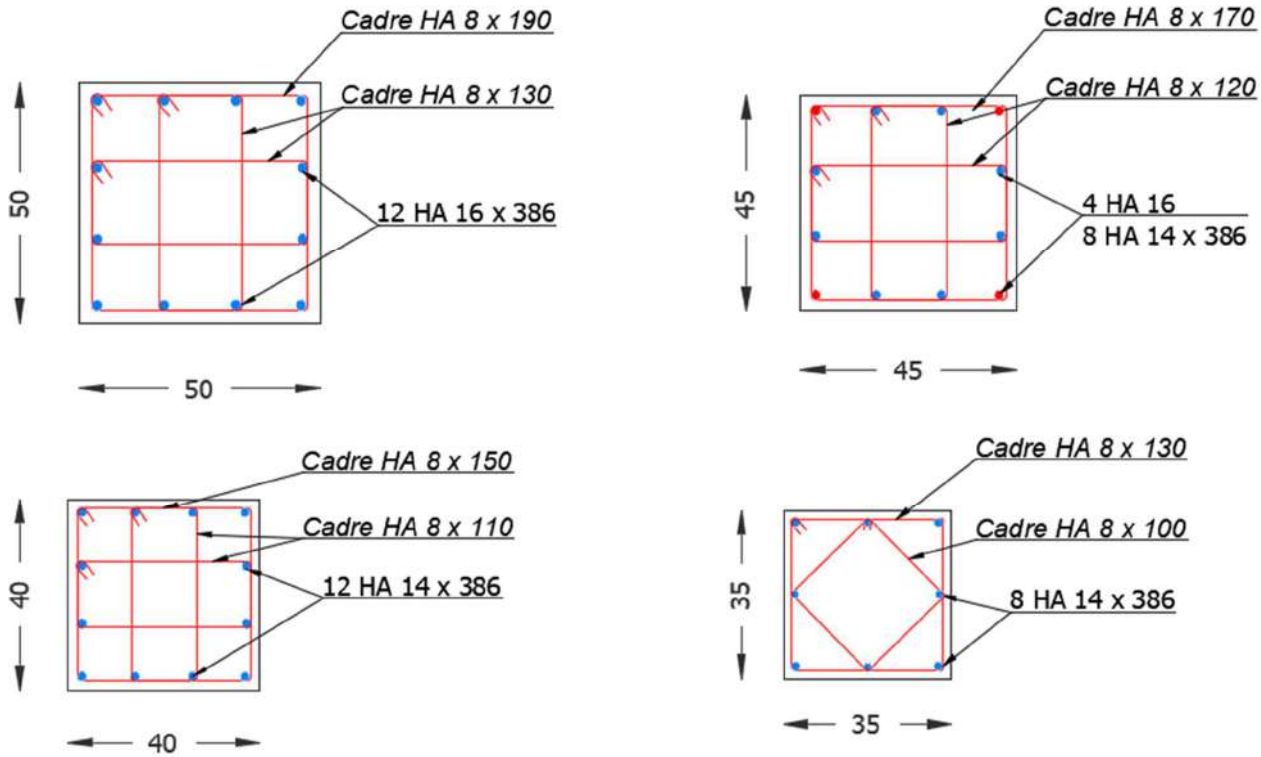


Figure V.3.1 : Ferraillage des poteaux carrés.

V.4 Ferraillages des voiles

V.4.1 Ferraillage Les voiles pleins

Les voiles pleines (les trumeaux) seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

- Les combinaisons de calcul :

Généralement les combinaisons accidentelles (G+Q±E) et (0.8 G±E)

- Les armatures verticales :

Sont disposée pour :

- Equilibrer les contraintes (traction ou compression) dues aux efforts normales et moments.
- Minimisé les déformations latérales dues au charges verticale.

- Les sections minimales et maximales des armatures verticales :

Av =0.20% Bt	Bt : La section horizontale tendue du voile	► [Art 7.7.4.1] ◄ RPA 2003
Av =0.15% B	B : La section global du voile	► [Art 7.7.4.3] ◄ RPA 2003
Av =0.10% B	En zone courante.	► [Art 7.7.4.3] ◄ RPA 2003

- Les armatures verticales : ► [Art 7.7.4.3] ◄ RPA 2003

- 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 égale à 15 cm.

  - **Espacement des armatures verticales :**

  Sv ≤ Min [1.5a; 30cm] ► [Art 7.7.4.3] ◄ RPA 2003

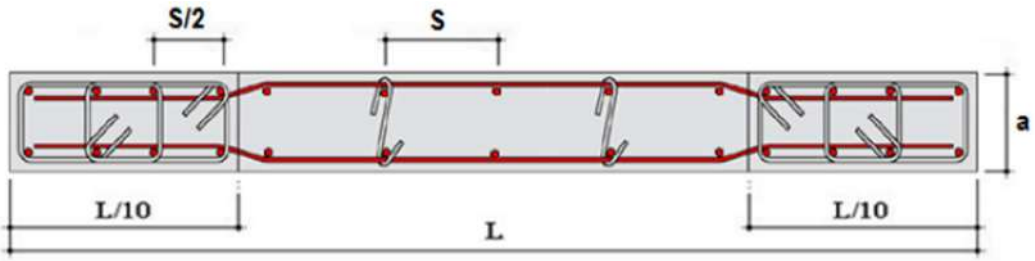


Figure V.4.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les armatures horizontales :

- Sont disposée pour équilibrer les contraintes tangentielles dues aux efforts tranchants.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées ver l'extérieur.

A_h=Max[$\frac{2}{3}Av$; 0.15% a. he] ► [Art 2.233-b] ◄ DTR-BC-2.42

$\emptyset_h \leq$ Min [$\frac{h}{35}$; $\frac{a}{10}$; $\emptyset v$]

$S_h \leq$ Min [0.9d ; 40cm] , $S_h \leq \frac{Ah.fe}{0.4a}$, $S_h \leq \frac{0.9\ fe}{\gamma s.a.\tau b}$

$\emptyset_h \leq \frac{a}{10}$, $S_h \leq . \frac{Ahh}{0.003}$, $S_h \leq$ Min [1.5 a ; 30 cm]

Les armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

La longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement égale à 50 ∅ en zone IIb.

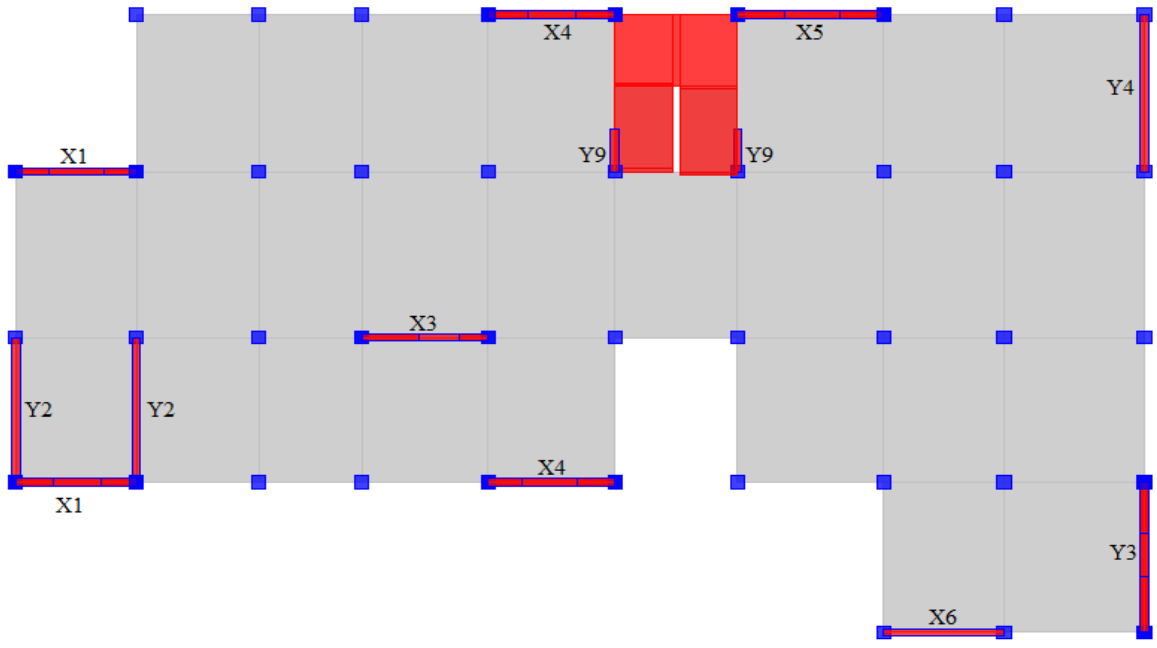


Figure V.4.2: Disposition des voiles.

V.4.1.1 Armatures verticales :

Tableau V4.1 : Les armatures verticales des voiles pleines calculé.

Voile	L (cm)	a (cm)	$\frac{L}{10}$ (cm)	N (KN.m)	M (KN)	A_S zone extrémité (cm²)	A_S zone courante (cm²)
Y4	485	20	48.5	2226.53	7029.87	22.2	9.7
Y2	450	20	45	3100.7	5022.23	20.8	9.0
X6	350	20	35	1646.02	2710.85	16.8	7.0

Tableau. V.4.2: Les armatures verticales des voiles pleines choisi.

voile	A_S zone extrémité (cm²)	St Zone extrémité (cm)	A_S zone courante (cm²)	St Zone courante (cm)
Y4	4HA 16 +10HA 14= 23.44	10	2 (19 HA 8)= 19.10	20
Y2	14 HA 14= 21.55	10	2 (18 HA 8)= 18.10	20
X6	12 HA 14= 18.47	10	2 (14 HA 8)= 14.07	20

V.4.1.1.1 Vérification des armatures à ELS

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L. c'est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L. S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=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 $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa.

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

Tableau V4.3: Vérification des armatures à ELS des voiles pleins.

Voile	N (KN.m)	M (KN)	AS (cm²)	σb (Mpa)	σs (Mpa)	$\overline{\sigma b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma s}$ (Mpa)	Vérification Oui/Non
Y4	2121.86	119.71	23.44	1.76	26.33	15	201.63	Oui
Y2	1922.86	523.54	21.55	2.05	33.11	15	201.63	Oui
X6	1513.27	33.32	18.47	1.59	23.72	15	201.63	Oui

V.4.1.2 Calcul des armateurs horizontaux

Tableau V.4.4 : calcul de l'armature horizontale des voiles pleins.

voile	As horizontale Calculé (cm²)	As horizontale Choisi (cm²)	Espacement (cm)
Y4	43.98	2 (28 HA 10)= 43.98	10
Y2	40.80	2 (28 HA 10)= 43.98	10
X6	34.00	2 (28 HA 10)= 43.98	10

V.4.2 Ferraillage des voiles avec ouverture

V.4.2.1 Ferraillage Les trumeaux

V.4.2.1.1 Armatures verticales

Tableau V.4.5 : Les armatures verticales des trumeaux calculé.

Voile	L (cm)	a (cm)	$\frac{L}{10}$ (cm)	N (KN.m)	M (KN)	A_S zone extrémité (cm²)	A_S zone courante (cm²)
Y9	142.5	20	14.25	1990.74	328.02	7.5	2.85
X1	117.5	20	11.75	1734.6	301.68	6.5	2.35
X3	167.5	20	16.75	2804.92	428.29	8.5	3.35
X4	122.5	20	12.25	2913.4	185.72	6.7	2.45
X5	142.5	20	14.25	2314.15	272.61	7.5	2.85
Y3	177.5	20	17.75	2659.2	563.13	8.9	3.55

Tableau V.4.6 : Les armatures verticales des trumeaux choisi.

voile	A_S zone nodale (cm²)		St Zone nodale (cm)	A_S zone courante (cm²)	St Zone courante (cm)
	A_S1	A_S2			
Y9	12 HA 14 = 18.47	6 HA 14 = 9.24	10	8 HA 8 = 4.02	20
X1	12 HA 14 = 18.47	12 HA 14 = 18.47	10	8 HA 8 = 4.02	20
X3	12 HA 14 = 18.47	6 HA 14 = 9.24	10	10 HA 8 = 5.03	20
X4	12 HA 14 = 18.47	12 HA 14 = 18.47	10	8 HA 8 = 4.02	20
X5	12 HA 14 = 18.47	12 HA 14 = 18.47	10	10 HA 8 = 5.03	20
Y3	12 HA 14 = 18.47	12 HA 14 = 18.47	10	14 HA 8 = 7.04	20

V.4.2.1.2 Vérification des armatures à ELS

Tableau. V.4.7 : Vérification des armatures à ELS des trumeaux.

Voile	N (KN.m)	M (KN)	As1 (cm²)	As2 (cm²)	σb (Mpa)	σs (Mpa)	$\overline{\sigma b}$ (Mpa)	$\overline{\sigma s}$ (Mpa)	Vérification Oui/Non
Y9	1564.21	42.06	18.47	9.24	3.53	55.15	15	201.63	Oui
X1	283.80	16.77	18.47	18.47	0.76	11.20	15	201.63	Oui
X3	1366.57	2.65	18.47	9.24	2.66	47.55	15	201.63	Oui
X4	561.17	4.21	18.47	18.47	1.34	21.47	15	201.63	Oui
X5	617.89	7.21	18.47	18.47	1.35	21	15	201.63	Oui
Y3	741.88	25.10	18.47	18.47	1.45	21.65	15	201.63	Oui

V.4.2.2 Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Tableau. V.4.8 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux.

voile	As horizontale Calculé (cm²)	As horizontale Choisi (cm²)	Espacement (cm)
Y9	21.15	2 (26 HA 10)= 40.02	10
X1	27.30	2 (26 HA 10)= 40.02	10
X3	21.82	2 (26 HA 10) = 42.41	10
X4	27.30	2 (26 HA 10)= 40.02	10
X5	27.98	2 (26 HA 10)= 40.02	10
Y3	29.32	2 (26 HA 10)= 40.02	10

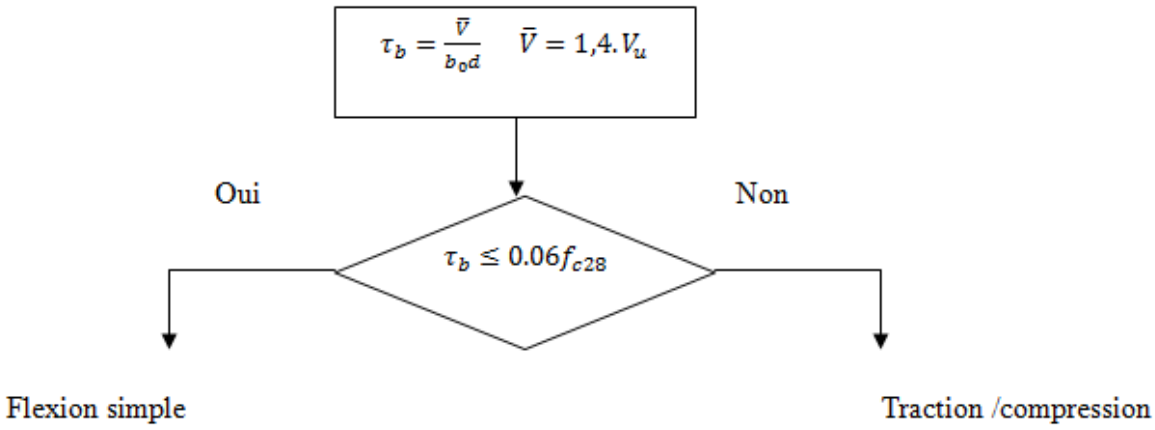
V.4.2.3 Les linteaux

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

V.4.2.4 Recommandation du RPA99v2003

- **Premiers cas (τb ≤ 0.06fc28) : [Art 7.7.3.1RPA99v2003]**
- **Deuxième cas (τb> 0.06fc28) : [Art 7.7.3.2 RPA99v2003]**
- **Ferraillage minimal : [Art 7.7.3.3 RPA99v2003]**



V.4.2.4.1 Ferraillage des linteaux

1. <u>Voile Y3</u>

Tableau. V.4.9 : Détermination de la sollicitation de calcul de linteaux (Y3).

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
RDC –5ème	Y_3	20	161	120	823	3.85	467.65	Traction/compression
6eme	Y_3	20	161	120	111.24	1.34	16.83	Flexion simple

Tableau V.4.10: Calcul d'armatures de linteaux (Y3).

Niveau	A calculé(cm²)				A choisie(cm²)				
	Ad	Al	At	AP	Ad	Al	At	S_T	AP
RDC –5ème	12.83	4.98	1.25	6.64	2x(6HA14) =18.47	2x(2HA14) =6.16	(2HA10) = 1.57	15	2x(12HA10) =18.85
6eme	/	0.96	1.01	6.64	/	2x(2HA10) = 3.14	2x(HA8) = 1.01	15	2x(12HA10) =18.85

2. Voile X4

Tableau. V.4.11 : Détermination de la sollicitation de calcul de linteaux (X4).

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
RDC –4ème	X_4	20	181	120	688.64	2.87	418.18	Traction/compression
4ème -6ème	X_4	20	181	120	305.32	1.27	190.35	Flexion simple

Tableau. V.4.12 : Calcul d'armatures longitudinales et transversales de linteaux (X4).

Niveau	A calculé(cm²)				A choisie(cm²)				
	Ad	Al	At	AP	Ad	Al	At	S_T	AP
RDC –4ème	10.32	5.58	1.25	7.44	2x(4HA14) = 12.32	2x(2HA14) =6.16	(2HA10) = 1.57	15	2x(14HA10) = 21.99
4ème -6ème	/	3.68	1.01	7.44	/	2x(2HA12) = 4.52	2x(HA8) = 1.01	15	2x(14HA10) =21.99

3. Voile X3

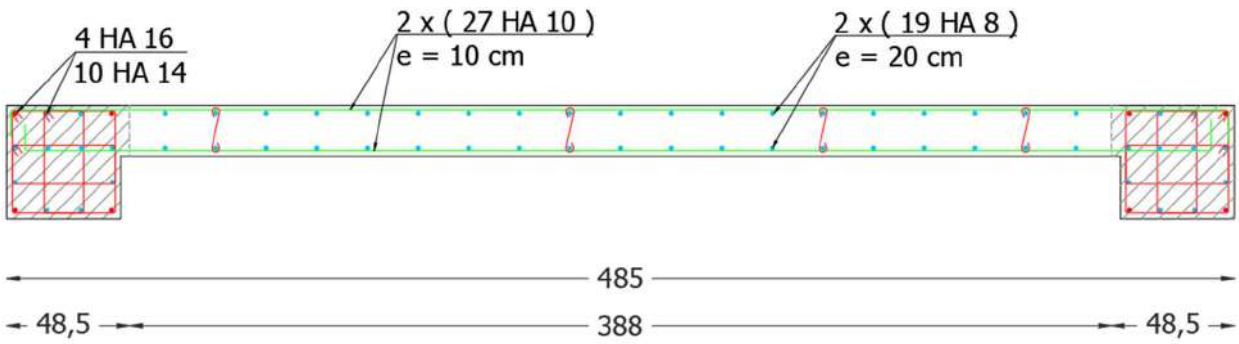
Tableau. V.4.13 : Détermination de la sollicitation de calcul de linteaux (X3).

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06f_{c28}$
RDC -1ère	X_3	20	96	120	387.16	3.13	152.45	Traction/compression
4eme-5eme	X_3	20	96	120	157.01	1.27	61.65	Flexion simple

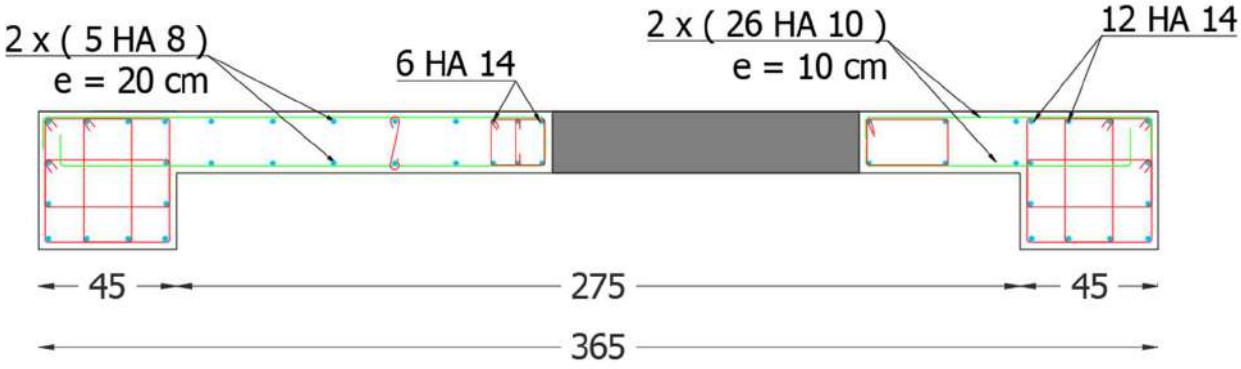
Tableau. V.4.14: Calcul d'armatures longitudinales et transversales de linteaux (X3).

Niveau	A calculé(cm²)				A choisie(cm²)				
	Ad	Al	At	AP	Ad	Al	At	S_T	AP
RDC -1ère	7.19	2.88	1.25	3.84	2x(4HA12) = 9.05	2x(2HA12) =4.52	(2HA10) = 1.57	15	2x(14HA10) = 21.99
6eme	/	2.37	1.01	3.84	/	2x(2HA10) = 3.14	2x(HA8) = 1.01	15	2x(14HA10) =21.99

Ferraillage de voile pleine **Y4**.



Ferraillage de voile avec ouverture (porte) **X3**



Ferraillage de trumeaux **Y9**.

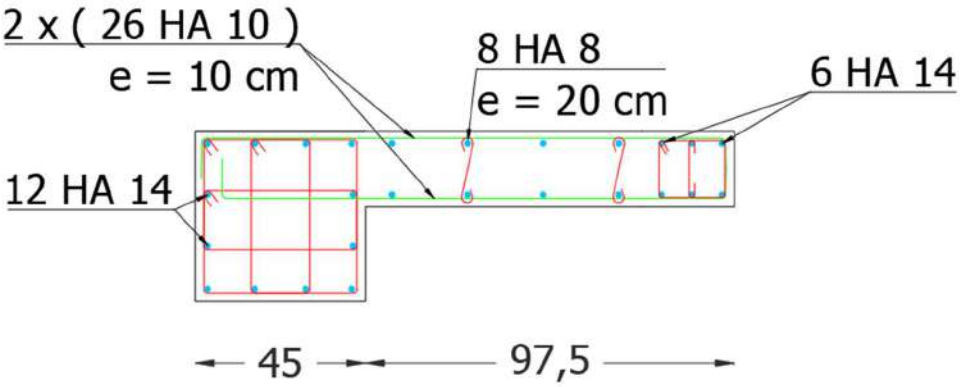


Figure V.4.3: Ferraillage des voiles.

Chapitre VI :

CALCULE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 INTRODUCTION

Une fondation est constituée par des semelles en béton armé qui assure l'encastrement de la structure dans le sol. La semelle 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 les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

-La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

-Les caractéristiques mécaniques du sol varient avec les conditions climatiques sur l^{er} premier mètre.

-La profondeur (ancrage) de la fondation dépend de la valeur de la résistance du sol σ_{sol} ainsi que des caractéristiques de ce sol (sol humide, compressible, gonflant, poreux…).

-La distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0,0m peuvent être de 80cm à 1m.

Pour ne pas perdre la sauce du béton (ciment + eau), la semelle de fondation doit être posée sur une plateforme dure pour cela on pose sur le sol une couche de gros bétons (béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, la semelle de fondation viendra se reposer sur le gros béton. La couche de gros bétons se compose de (tout-venant(TVO) +ciment +eau).

VI.2 Connaissance du site et 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 possibles sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol de nature sables limoneux rougeâtres.
- De faible a forte humidité et de faible a moyenne compacité. (W % = 12.51 %)
- Un sol peu plastique. (Limite de plasticité WP = 17 %)
- De moyenne compressibilité et peu gonflante. (Cc = 0.103 ; Cg = 0.015)
- De Moyenne cohésion. (C = 0.40 bars)
- Le PH est proche de la neutralité. (7.70)
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle. (0 %)
- Le taux de carbonates est moyen. (29 %)

VI.3 Etude préliminaire du choix de type de semelle

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2.00 bar**

La profondeur d'ancrage de **1.50 m** par rapport au niveau du sous-sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.4 Les efforts normaux à base de la structure

- A l'ELS

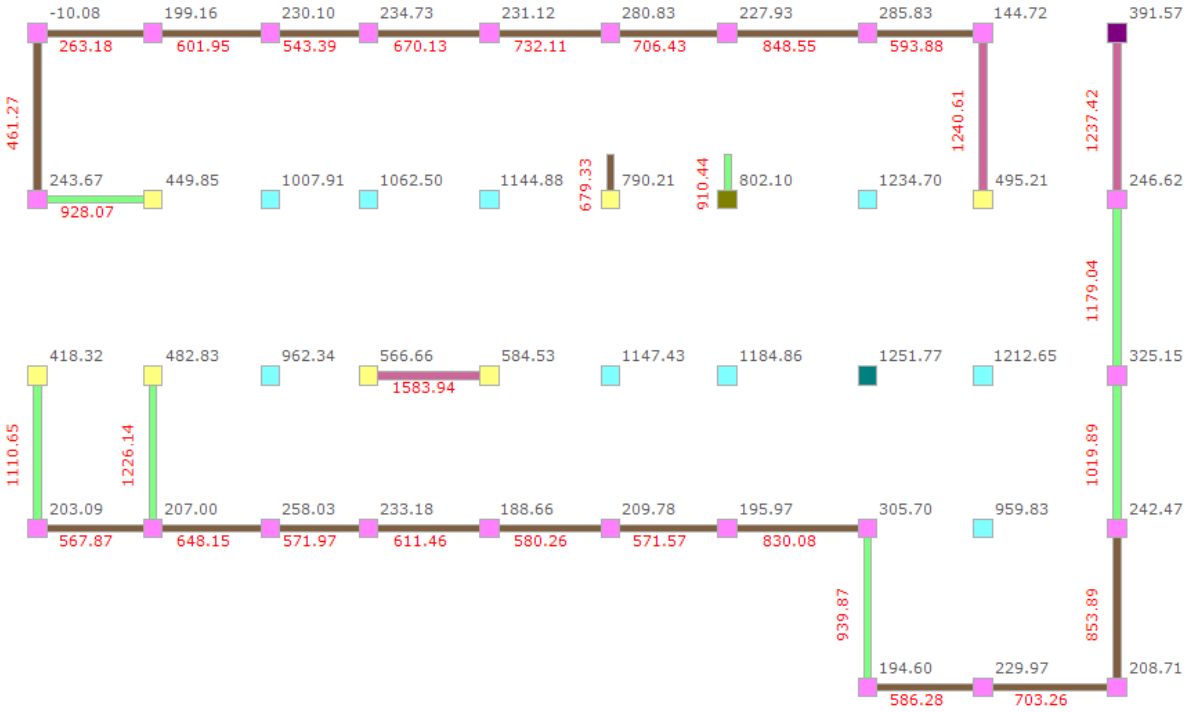


Figure VI.4.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.5 Calcul des semelles isolées

VI.5.1 Dimensionnement des semelles isolées

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = \frac{a}{b}.B \quad ; \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \qquad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Avec :

A, B : longueur et largeur de la semelle. a, b : longueur et largeur du poteau

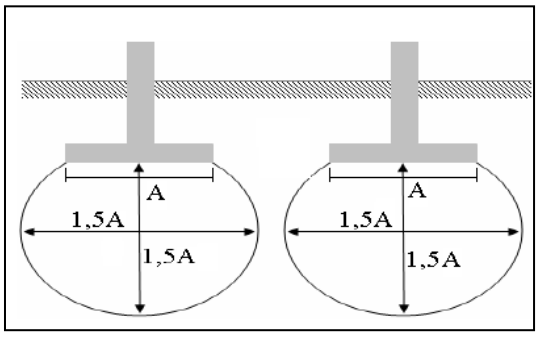
Nser : effort normal a l'ELS

Tableau VI.5.1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	a x b (cm)	N (KN)	Mx (KN.m)	Mx (KN.m)	A cal (m)	B cal (m)	A ch (m)	B ch (m)	h cal (cm)	h ch (cm)
Si-1	50x50	1251.77	8.02	0.92	2.5	2.5	2.7	2.7	53.0	60
Si-2	50x50	802.04	9.43	4.78	2	2	2.2	2.2	40.5	45
Si-3	50x50	391.72	0.77	2.81	1.4	1.4	1.5	1.5	25.5	30

VI.5.2 Vérification de l'interférence entre deux semelles

Lorsqu'il y a deux fondations voisines, leurs bulles de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y avait une seule fondation, cette interférence entre bulles de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport chargé/périmètre.



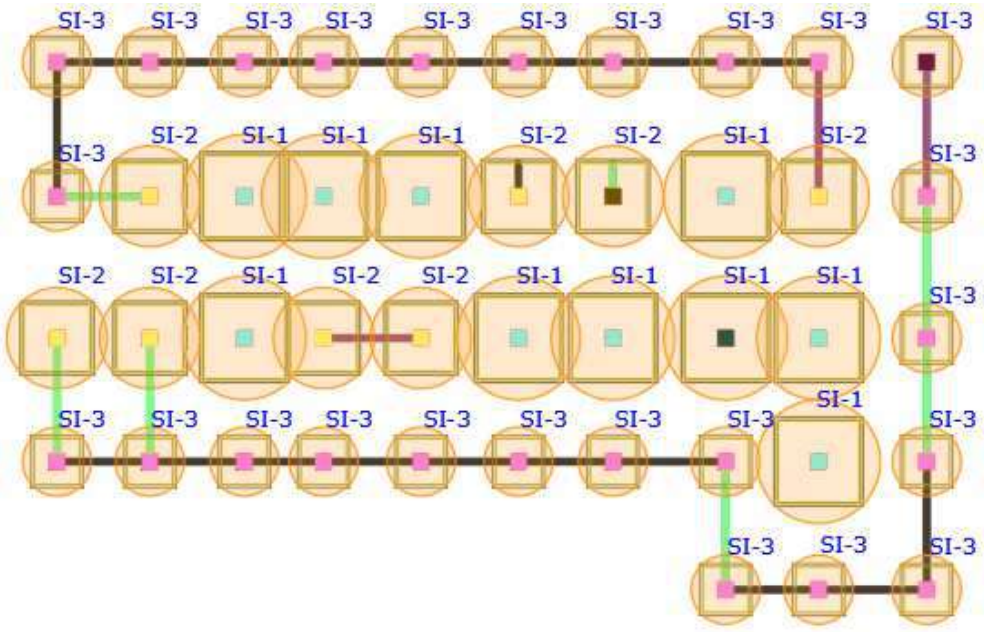


Figure VI.5.1 : Les bulles de pression sous la semelle.

Remarque

D'après la Figure VI.5.1, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc et on passe à l'étude des semelles filantes dans le sens du chevauchement (sens X).

VI.6 Calcul des semelles filantes

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non-poinçonnement.

VI.6.1 Dimensionnement des semelles filantes

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \qquad \frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \implies B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]} \;\; ; \;\; h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Tableau VI.6.1 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	L (m)	$\sum N_{ser}$ (KN)	$[\sigma_{sol}]$ (MPA)	$B_{calculé}$ (m)	$B_{adopté}$ (m)	$\sigma_{sol\ calculé}$ (MPA)	$h_{calculé}$ (cm)	$h_{adopté}$ (cm)
Sf-1	26.50	6462.31	2.00	1.22	**1.50**	1.79	28.00	**40.00**
Sf-2	26.50	6993.52		1.32	**2.00**	1.48	40.50	**40.00**
Sf-3	27.10	8944.76		1.65	**2.00**	1.81	40.50	**40.00**
Sf-4	27.10	6784.72		1.25	**1.50**	1.83	28.00	**40.00**
Sf-5	18.80	5600.41		1.49	**2.00**	1.65	40.50	**40.00**
Sf-6	6.15	1214.86		0.99	**1.50**	1.48	28.00	**40.00**
Sf-7	6.15	1311.49		1.07	**2.00**	1.23	40.5	**40.00**
Sf-8	5.80	1421.37		1.23	**1.50**	1.80	28.00	**40.00**
Sf-9	5.80	1494.79		1.29	**2.00**	1.45	40.50	**40.00**
Sf-10	5.70	1190.02		1.04	**1.50**	1.55	28.00	**40.00**
Sf-11	8.35	1721.17		1.03	**1.50**	1.54	28.00	**40.00**

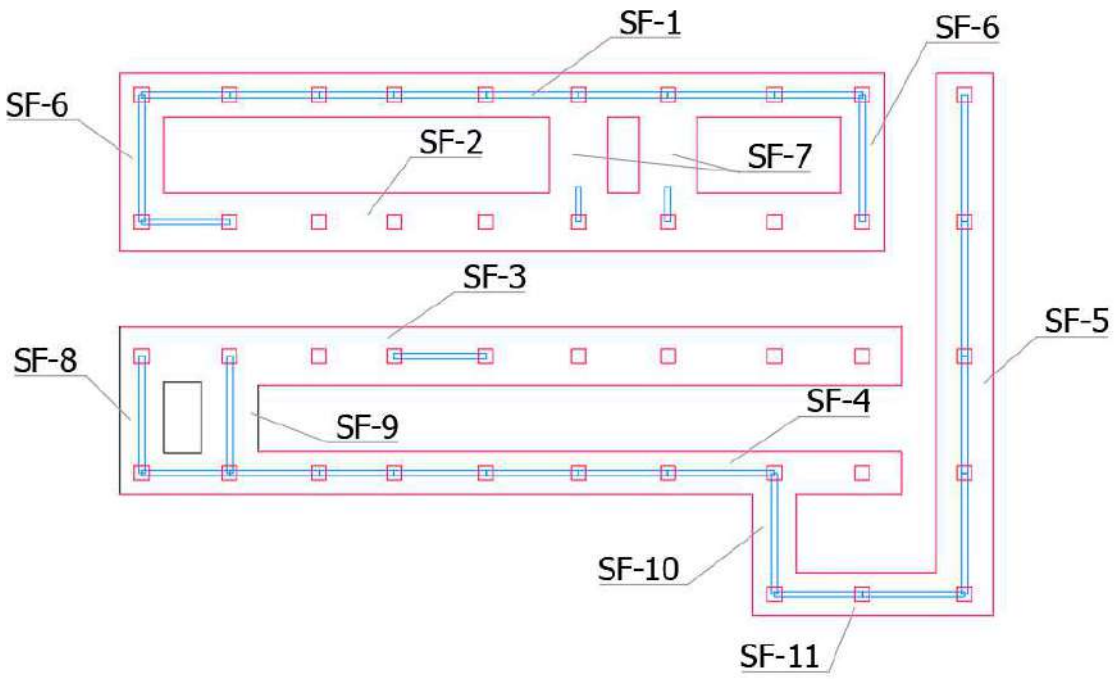


Figure VI.6.1 : Le choix finale des semelles filantes.

VI.6.2 Vérification de Poinçonnement de la semelle CBA 91 Art A.5.2.4.2

La section de la poutre de la semelle (200x40)

Tableau VI.6. 2 : Vérification de Poinçonnement de la semelle.

Nu max	F limite	Nu≤ F_{limite}
1714.72	1080.00	Vérifiée

VI.6.3 Pré dimensionnement de la poutre de libage

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol : $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5klmax4}{E}}$

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.2MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3 sol moyen).
- h_p : la hauteur de la poutre de libage

Tableau VI.6.3 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage.

	Lmax (m)	b_p (m)	hp calculé (m)	hp adopté (m)
Poutre de libage	3.70	0.50	0.48	0.70

VI.6.4 Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage CBA 91 Art A.5.2.4.2

La section de la poutre de libage (50x70)

Tableau VI.6. 4: Vérification de Poinçonnement de la poutre de Libage.

Nu max	F limite	Nu≤ F_{limite}
1714.72	2520	Vérifiée

VI.6.5 Ferraillage Poutre de libage

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol σ (KN/m^2) par la formule suivante :

$$\sigma_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35 \times (P_{semelle}) + 1.35 x PP(libage)}{B x L}$$

$$\sigma_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{semelle}) + PP(libage)}{B x L}$$

Avec :

- ∑Ni: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.
- B : la hauteur de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (**renversée**), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$$F_{ELU} = \sigma_{ELU} \times B \qquad F_{ELS} = \sigma_{ELS} \times B$$

Tableau VI.6.5 : Détermination des valeurs de (F) de la poutre de libage.

Poutre de libage	σ_{ELU} KN/m²	σ_{ELS} KN/m²	F_{ELU} KN/ml	F_{ELS} KN/ml
PL	236.00	175.00	472.00	350.00

VI.6.5.1 Vérification des contraintes de cisaillement – CBA Art A.5.1.2.1.1

Tableau VI.6.6 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Section et Sollicitations			vérification		
b [cm]	h [cm]	Tmax [KN]	Tu [Mpa]	[Tu]adm [Mpa]	Oui/Non
50	70	-805.58	2.4	2.5	Oui

- **Commentaire**

La section de poutre libage est résistent vis avis au cisaillement

VI.6.5.2 Armature calculée en travée et en appuis

Combinaison : 1.35G+1.5Q

Tableau VI.6.7 : Ferraillage longitudinal de poutre libage.

Section			Sollicitations a L'ACC		Sections calculées			
Longueur m	b cm	h cm	M travée KN.m	M appui KN.m	As1 cm2	As2 cm2	A'1 cm2	A's2 cm2
3.70	50	70		-406.84			0.00	18.75
			294.33		13.30	0.00		

VI.6.5.3 Armatures choisis en travées et en appui

Tableau VI.6.8 : Ferraillage longitudinal de poutre libage choisis.

Section			Sections calculées				Sections choisies			
b cm	h cm	Amin cm2	As1 cm2	As2 cm2	A'1 cm2	A's2 cm2	As1 Choisies cm2	As2 choisies cm2	A'1 choisies cm2	A's2 choisies cm2
50	70	17.5			0.00	18.75	5 HA 16 + 5 ch HA 16	5 HA 16	5 HA 16	5 HA 16 + 9 ch HA 16
			13.30	0.00			20.11	10.05	10.05	28.15

- Section minimale :

Amin = 0.50%bxh(cm²) →Amin = 0.50% x 0.5x 0.70 = 17.5 cm² RPA2003 – Art .7.5.2.1

Section tendu

Atmin = 0.10% bxh → Atmin = 0.10% x 0.5 x 0.70 = 3.5 cm² CBA –Art .B.6.4

VI.6.5.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service – CBA93 Art.A.4.5.3

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 Mser :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa. On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\ ]$ = 201.63Mpa. On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI.6.9 : Vérification des contraintes à l'état limite de service.

Sollicitation a L'ELS		Contraintes en travée			Contraintes en Appui			Contraintes admissible		vérification
M travée KN.m	M appui KN.m	σb [Mpa]	σs [Mpa]	σ's [Mpa]	σb [Mpa]	σs [Mpa]	σ's [Mpa]	[σb] [Mpa]	[σs] [Mpa]	
	301.68	TF: préjudiciable			6.81	179.21	89.59	15	201.63	Oui
218.26		5.47	178.62	70.39	TF: préjudiciable			15	201.63	Oui

VI.6.5.5 Vérification des contraintes de cisaillement – CBA Art A.5.1.2.1.1

Tableau VI.6.10 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Section et Sollicitations			vérification			Espacement et Armatures			
b [cm]	h [cm]	Tmax [KN]	Tu [Mpa]	[Tu]adm [Mpa]	Oui/Non	ZN [cm]	ZC [cm]	Φ [mm]	At [cm²]
50	70	-805.58	2.4	2.5	Oui	10	15	8	5HA8 = 2.51

VI.6.5.6 Vérification de la flèche a L'ELS – CBA Art B.6 .5.3

$[\mathbf{f}]\text{adm} = \frac{L}{500}$ Si L ≤ 5 m.

$[\mathbf{f}]\text{adm} = 0.5\text{ cm} + \frac{L}{500}$ Si > 5 m.

Tableau VI.6.11 : Vérification de la flèche.

Section			Sollicitations à L'ELS			Armatures principales		Fléche		Vérification
L [m]	b [cm]	h [cm]	M_{ag} [KN. M]	M_t [KN. M]	M_{ad} [KN. M]	As1 [cm²]	As2 [cm²]	[f'] [mm]	[**f**] [mm]	
3.20	50	70	-54.564		-229.41	20.11	10.05	0.8	6.4	Oui
				218.26						

VI.6.5.7 Armatures de peau -CBA Art A.7.3

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 70 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m. l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. **Ap= 3.30cm²**, donc on adopte **4HA12=4.52cm².**

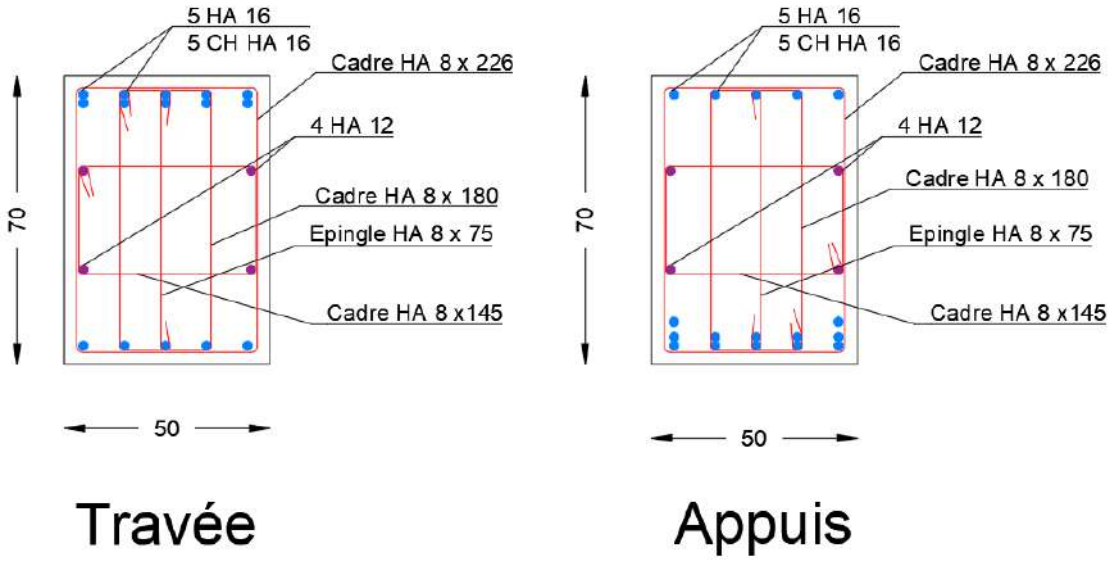


Figure VI.6.2: ferraillage de poutre de libage.

VI.7 Ferraillage des semelles filantes

On a deux cas des semelles filantes

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux
- Semelle filante (continue) sous un voile

VI.7.1 Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux

La détermination des armatures se divisera en deux parties, transversalement pour dimensionner et ferrailler la semelle et longitudinale pour dimensionner et ferrailler la poutre de libage.

Transversalement la semelle sera considérée comme isolée ayant pour effort normal N le maximum entre les efforts des poteaux lie à cette semelle filante, ainsi que le moment Mb parallèle à la dimension transversale.

La dimension longitudinale A sera prise comme la distance à mi-chemin entre les poteaux de part et d'autres A= 3.375 m , B=2 m.

Tableau VI.7.1 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	$\frac{B}{6}$ (cm)	$\frac{B}{18}$ (cm)
SF	1714.72	11.02	0.64	33.33	11.1

Après les vérifications pour les semelles le calcule se fait par la méthode des bielles avec un diagramme trapézoïdal.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

Méthode des bielles $\begin{cases} A_b = \frac{P_u(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$

- Armatures principales

Tableau VI.7.2 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales).

Semelle	N_u (KN)	A (m)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ /A (cm^2)	$A_{choisie}$/ml (cm^2)	ESP (cm)
SF	1714.72	3.38	2	25.20	23HA12=26.01	7HA12=7.92	15

- Armature de répartitions

$$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B = \frac{26.01}{4} \times 2.00 = 13.005\ cm^2$$

Espacement de **10 cm**

$$\mathbf{A_{a,rep} = 14HA12 = 15.83 cm^2}$$

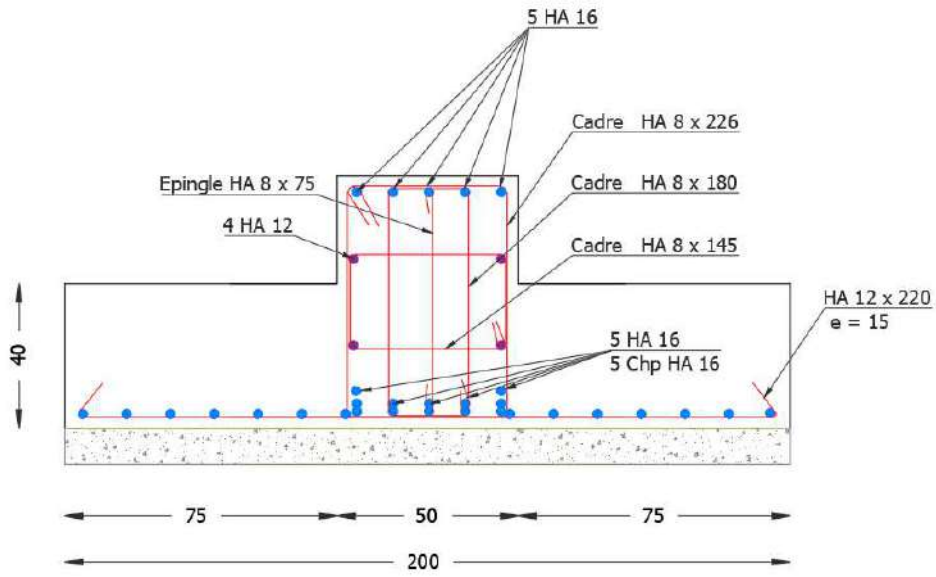


Figure VI.7.1: ferraillage de semelle filante sous plusieurs poteaux.

VI.7.2 Semelle filante (continue) sous un voile

VI.7.2.1 Vérification de Poinçonnement de Semelle filante (continue) sous un voile

Tableau VI.7.3: Vérification de Poinçonnement.

Nu max	F limite	Nu≤ F_{limite}
1247.77	1455.00	Vérifiée

VI.7.2.2 Calcul de ferraillage

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle à B.

A=1m, B=1.5m.

Tableau VI.7.4 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$(cm)	$\frac{B}{6}$(cm)	$\frac{B}{18}$(cm)
SF	385.67	41.47	10.7	25.00	8.3

Après les vérifications pour les semelles le calcule se fait par la méthode des moments avec un diagramme trapézoïdal.

- Méthode des moments

$$\sigma_{2b} = \frac{N}{AxB}\left(1 + \frac{6\,e0b}{B}\right) \qquad \sigma_{3b} = \frac{N}{AxB}\left(1 + \frac{4.2\,b\,e0b}{B^2}\right)$$

$$R_b = \left(\frac{B}{2} - 0.35b\right) x \left(\frac{\sigma_{2b} + \sigma_{3b}}{2}\right)B$$

$$S_{rb} = \frac{\left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)}{3} x \left(\frac{2\sigma_{2b} + \sigma_{3b}}{\sigma_{2b} + \sigma_{3b}}\right)$$

$$M_{1b} = R_b \times S_{rb} \qquad A_b = \frac{M_{1b}}{\beta db \sigma s}$$

Tableau VI.7.5 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	e_0(cm)	B (m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie\ /\ ml}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF_1	385.67	41.47	10.7	33.33	8.21	10HA12=11.31	10

- Armature de repartions

$$A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B = \frac{11.31}{4} \times 1.50 = 4.24\ cm^2$$

Espacement de **10 cm**

$$\mathbf{A_{a,rep} = 12HA12 = 13.57cm^2}$$

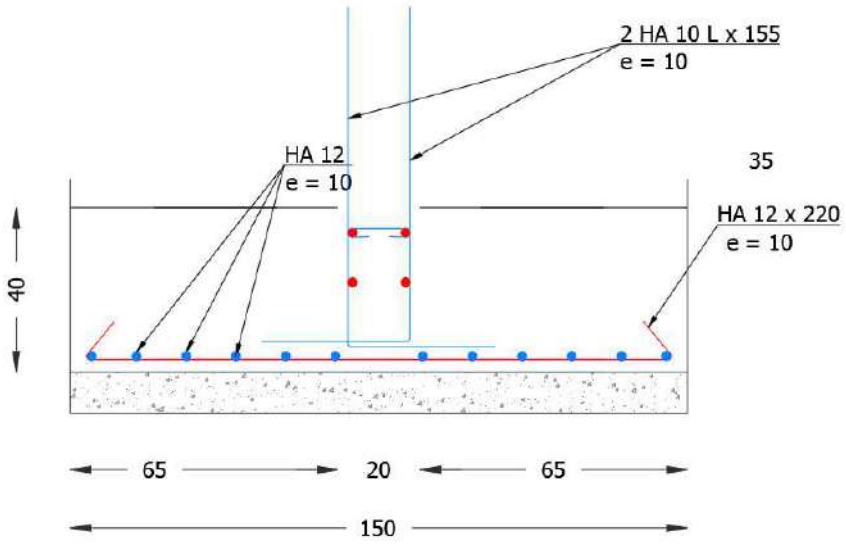


Figure VI.7.2: ferraillage de semelle filante sous voile.

VI.8 FERRAILLAGE DES LONGRINES [ART 10.1.1 RPA99V2003]

Les longrines sont des poutres dimensionnées pour minimiser les déformations dues au sol (tassement, gonflement, soulèvement ……) ; minimiser la longueur du flambement des poteaux

Appui continue pour les murs double cloison

VI.8.1 Calcul de Ferraillage a L'ELU ou L'ACC-RPA [Art.10.1.1. B]

Les longrines doivent calculés résister a la traction sous l'action d'une force égale a :

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

$$Fu = \frac{1819.39}{10} = 181.939 \text{ KN}$$

Tableau VI.8.1 : Coefficient α.

Site	Zone I	Zone IIa	Zone IIb / III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	10
S4	12	10	8

Avec : N'égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportée par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

Étant donné que le béton tendu est négligé.

Il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction :

Nmax = 1819.39 KN (compression), combinaison ELU.

$$A = \frac{Fu}{\sigma s} = \frac{Fu}{Fe/\gamma s} = \frac{1819.67}{10x400/1.15} = 5.23 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des Armatures**

- Section minimale :

Amin = 0.6*bxh (cm²) = 0.6%x0.3x0.3 = 5.40 cm²

Ach = 6 HA 12 = 6.79 cm²

VI.8.2 Vérification des contraintes à l'état limite de service – [CBA Art4.5.3]

Type de fissuration : préjudiciable

$$Fser = \frac{Nser}{\alpha}$$

$$\sigma s = \frac{Fser}{Ach} < [\sigma s] .$$

$$[\sigma s] = \min [\frac{2}{3} Fe ; 110\sqrt{1.6 \text{ x } Ftj}]\text{Mpa} .$$

Tableau VI.8.2 : Vérification des contraint normal.

Sollicitation a L'ELS		Contraintes normales		Contraintes admissibles		Vérification Oui/Non
Nser [KN]	α	σb [Mpa]	σs [Mpa]	$[\sigma b]$ [Mpa]	$[\sigma s]$ [Mpa]	
1328.23	10	/	195.61	/	201.63	Oui

VI.8.3 Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement- [CBA93 Art.A.5.1.2.1.1]

Tableau VI.8.3 : Vérification des contraintes tangentielle de cisaillement.

Section et Sollicitations			vérification			Espacement et Armatures			
b [cm]	h [cm]	Tmax [KN]	Tu [Mpa]	[Tu]adm [Mpa]	Oui/Non	ZN [cm]	ZC [cm]	Φ [mm]	At [cm^2]
30	30	6.181	0.063	2.5	Oui	15	15	8	3HA8 1.51

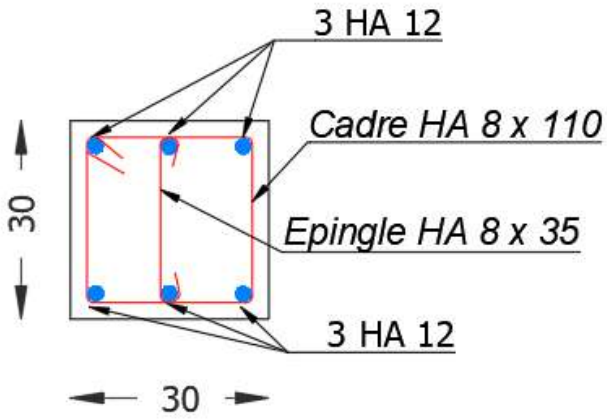


Figure VI.8.1 : Ferraillage des longrines.

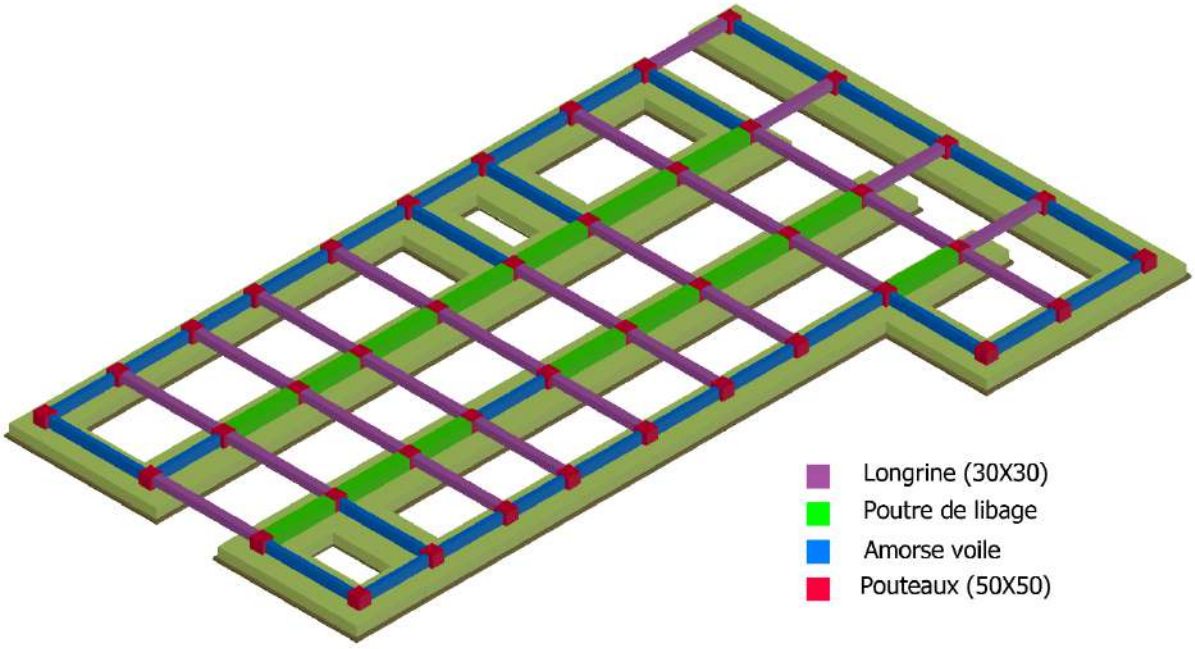


Figure VI.8.2 : L'infrastructure.

VI.9 FERRAILLAGE DES VOILES PERIPHERIQUES DU SOUS-SOL

Ce sont des murs en béton armé se trouvant au niveau du sous-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

Le voile de notre bâtiment est caractérisé par une hauteur de 3.06 m et une épaisseur de 20cm.

Il est considéré comme une dalle pleine et supposé uniformément charger par la poussée des terres.

$\rho=\frac{3.06}{4.65}=0.66>0.4$ donc le panneau se travaille suivant les deux directions

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires : $\mu x=0.0742$; $\mu y=0.3727$

VI.9.1 Calcul de la poussée des terres

$$P_1=\frac{1}{2}.\gamma.K_\gamma.h^2 \quad \text{avec } h=3.06\text{ m} \quad ; \quad K_\gamma=\tan^2(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2})$$

Tableau VI.9.1 : tableau des donnes.

γ (KN/m)	φ °	K_γ	P_1 (KN/ml)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
17.6	21	0.47	38.72	32.89	24.36

Calcul des moments

- **Détermination des moments a l'ELU :**

$M0x=\mu x \times qu \times lx^2=22.86$ KN.m

$M0_y=\mu_y \times M0_x=8.52$ KN.m

En travée :

$Mtx=0.85M_x=19.43$ KN.m

$Mty=0.75M_y=6.39$ KN.m

Aux appuis :

$Max=0.5M_x=6.86$ KN.m

$May=0.3M_x=4.26$ KN.m

Détermination des moments a l'ELS:

$M0x=\mu x \times qser \times lx^2= 16.93$ KN.m

$M0_y=\mu_y \times M0_x=6.31$ KN.m

En travée :

$Mtx=0.85M_x=14.39$ KN.m

$Mty=0.75M_y=4.73$ KN.m

Aux appuis :

$Max=0.5M_x= 5.08$ KN.m

$May=0.3M_x= 3.16$ KN.m

2-Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance

Le calcul des moments se fera pour une bande de 1m de largeur

Tableau VI.9.2 : les armatures longitudinales à l'ELU.

Sans	Élément		Mu (KN.m)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	ESP (cm)	Choix
Suivant X	Les armatures verticales	Travée	19.43	3.37	2.29	15	7HA10=5.50
		Appui	6.86	1.17	2.29	15	7HA10=5.50
Suivant Y	Les armatures horizontales	Travée	6.39	1.09	2.29	15	7HA10=5.50
		Appui	4.26	0.72	2.29	15	7HA10=5.50

3-Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est préjudiciable on doit vérifier que :

Tableau VI.9.3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Élément		Mser (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	σ_b (MPA)	σ_s (MPA)	$\sigma_s{}'$ (MPA)	$\overline{\sigma_b}$ (MPA)	$\overline{\sigma_s}$ (MPA)	Vérification
Suivant X	Travée	14.39	5.50	3.87	169.95	17.79	25	201.6	Oui
	Appui	5.08	5.50	0.68	7.14	7.14			Oui
Suivant Y	Travée	4.73	5.50	0.63	6.64	6.64			Oui
	Appui	3.16	5.50	0.42	4.44	4.44			Oui

VI.9.2 Vérification des contraintes de cisaillement

On doit vérifier : $\tau < \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} < \bar{\tau} = \frac{0.07 * fc28}{\gamma b} = 1.16 \text{ MPA}$$

$$T_{max} = \frac{qu.lx.ly}{2ly+lx} = 37.86 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{37.86 * 1000}{100 * 170} = 0.22 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPA} \ldots\ldots\ldots\ldots \text{Vérifiée}$$

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE :

Le projet de fin de cycle est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant ces années.

Ce projet nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances. Ceci se fait à partir de la lecture des déférentes références bibliographiques et surtout grâce au contact aux ingénieurs et des chercheurs dans le domaine du génie civil.

D'après l'études effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.

Bibliographie

Documents réglementaires

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques

- Ouvrages en béton armé (Henri RENAUD).
- Choisir et réaliser les fondation (Henri RENAUD).

Logiciels

- ROBOT Expert 2010
- SAP2000 V20
- AUTO CAD 2020
- EXCEL 2016