République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA Farés de MEDEA

Faculté de Technologie Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (RDC+6 étages) en zone III

Présenté par :

OUNNOUGHI Abdenour

Ould-khaoua Mohamed Amine

Encadré par :

- Mr. TALAICHE .Zouheir

Promotion : Juin 2017

Remerciement

Tout d'abord nous remercions Dieu pour nous avoir guidés vers le chemin de la lumière et du savoir, pour nous avoir donné le courage et là Volonté afin de pouvoir réaliser ce travail, et nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidé à élabore cet ouvrage et en particulier notre Encadreur Mr. Talaiche.Z pour son aide et ses orientations précieuses.
Nous tenons également à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé, en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.
Que tous ceux et celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Et un grand merci pour l'ingénieur qui nous a donnée beaucoup de l'aide pour faire ce travail Mr. OULD TURKI Ben Aissa.

Dédicace

C’est avec un très grand honneur que je dédie ce

Travail aux personnes les plus chères au monde pour leurs sacrifices:

A Mes chères parents que dieu les gardes et préserve.

A Mes sœurs : Naima. Khadra. Hadjira .Aicha

A Mes frères : Mohamed, Abdelhamid, Khaider, Ismail

A toute la famille «Ounnoughi» et «Saidi».

Je remercie mon amie binôme Ould-khaoua Mohamed Amine qui a

contribué à la réalisation de ce modes te travail.

Mes amis intimes : Hicham, Hayet et Abdelhaq, Rachid, Oussama

A ma fiancée, Amira

A toute la promotion de G.C 2017.

Merci.

Abdenour

ملخص:

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة ذات سبعة طوابق يعتزم إقامتها في الجزائر العاصمة هذه الأخيرة مصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي عنيف صنف III

(مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم بواسطة الحوائط الحوامل)

قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:القواعد الجزائرية المضادة للزلازل و قانون الخرسانة المسلحة
تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر الدنتهية باستعمال تقنيات حساب الذياكل باستعمال برنامج : SAP 2000 v19.0.1.

وفي الأخر قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات

Résumé :

Ce projet est une étude de BA d'un bâtiment en (RDC+6), qui sera implanté à ALGER. Cette région est classée, selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 (Version 2003), comme étant une zone de forte sismicité III.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales sont assurés par des voiles porteurs et des poteaux

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 « SAP 2000 v19.0.1 ».

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

Summary:

This project is a study of a building containing seven floors, it will be implanted at ALGERS; this region is classified in the zone of of high seismicity

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is assured by a system shear walls carrier with shear walls.

The measurements and the design of the scrap heap of all resistant elements were done according to the rules (CBA 93; RPA 99 version 2003).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « SAP 2000 v19.0.1 ». Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations

Chapitre II

II-1 INTRODUCTION :..... 7
II-2 Pré-dimensionnement des planchers : 7
II-2-1 Plancher à corps creux : 7
II-2-2 Plancher à dalle pleine : 8
II-2-2-a Critère de résistance : 8
II -2-2-b Sécurité contre l'incendie : 8
II-2-2-c Condition d'isolation acoustique : 8
II.3. Evaluation des charges et surcharges : 9
II.3.1. Maçonnerie: 9
II.3.1.a) Murs intérieurs (simple cloison): 9
II.3.1.b) Murs extérieur (Double cloison) : 9
II.3.2. les planchers : 10
II.3.2.1. plancher à corps creux: 10
II.3.2.2. plancher dalles pleine: 10
II-3-3 les poutres: 12
II-3-4 LES LONGRINES: 13
II-3-5 LES POTEAUX : 13
II-3-5-1 Choix du poteau le plus sollicité : 15
II-3-5 LES VOILES : 19

Figure II.1 : Plancher a corps creux 8
Figure II-2 mur simple et double cloison 9
Figure II-3 : position de poteau le plus sollicité 15
Figure II-4: surface de plancher supportée par le poteau plus sollicité …… ……...16

Chapitre III

III-1 ACROTERE : . ……20
III.1.1 Introduction : 20
III.1.2 Evaluation des charges et surcharge d'exploitation : 20
III.1.2.1 Charge permanente : 20
III-1-2-2 surcharge d'exploitation : 21
III.1.3 Ferraillage : 21

III.1.3.1 À l'ELU : 21

III-3-1 Introduction : 27
III-3-2 Dimensionnement des poutrelles : 27
III-3-2-1 Avant coulage: 27
III-3-2-2 Après le coulage: 29
III.3.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 34
III.3.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : 34
III.3.5. Vérification de la flèche : 36

III.3. Escalier: 38
III.3.1. Introduction: 38
III.3.2 Etudes des escaliers à trois volées avec deux paliers de repos : 38
III-3-2-1 Dimensionnements : 39
III.3.2.2 Charges et surcharge de l'escalier: 40
III-3-2-3 Détermination des efforts 41
III-3-2-4 Calcul des armatures 42
III-3-2-2 Dimensionnements : 45
III-3-2-3 Charges et surcharge de l'escalier: 46
III-3-2-3 calcul de ferraillage : 47
III-3-2-2 Calcul de console sous paillasse : 50

III.4.Les dalles pleines : 53
III.4.1 Méthodes de calcul : 53
III-4-2 Principe de la méthode des lignes de ruptures : 54
III-4-3 Calcul de ferraillage : 55
III-4-3-1 Calcul des armatures à l'ELU : 55
III-4-3-2 Vérification des contraintes à l'état limite de service : 56
III-4-4 Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : 56
III-4-5 Vérification de la flèche : ..... .57

Chapitre IV

IV.1. Introduction:.... 58
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure:.... 58
IV.2.1. Centre de masse: 58
IV.2.2. Centre de torsion:.... 59
IV.2.2-1 Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :.... 60
IV.2.2-2 Dimensions du bâtiment :.... 60
IV.2.2-3 Excentricité admissible :.... 60
IV.2.2-4 Excentricité :.... 60
IV.2.2.5 Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]:.... 60
IV. 3. Choix de la méthode de calcul:.... 61
IV. 3.1. Introduction :.... 61
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale:.... 62
IV.3.2.1. Principe :.... 62
IV.3.2.2. Modélisation: ►► [Art 4.3.2] ◄◄ RPA2003:.... 62
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul:.... 62
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique:.... 65
IV.4.1 disposition des voiles:.... 66
IV.6.2 Vérification du comportement modale de la structure :.... 68
IV.6.3 Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003] :.... 69
IV.6.4 Vérification de la force sismique V à la base:.... 71
IV.6.5.1 Le moment de renversement:.... 73
IV.6.5.2 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:.... 74
IV.6.7. Vérification des déplacements inter-étage : [RPA : Art 4.4.3] :.... 75
IV.6.10 Vérification de l'effort normal réduit à la base : [Art 7.1.3.3 RPA99v2003] :.... 76
IV.6.8 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003]: …… ..77

Chapitre V

V-1 INTRODUCTION :.... 79
V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES :.... 79
V.2.1 Introduction :.... 79

V.2.2Recommandation des règlements : 80
1- Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003]: 80
2- Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003]: 81
V .2.3. Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires : 81
V.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 81
V.2.5. Vérification de ferraillage selon les conditions RPA et CBA : 83
V.2.6. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : 84
V.2.7. Vérification de la flèche des poutres : 86
V-3 Ferraillage longitudinal des poteaux : 90
V-3-1 Recommandation du règlement RPA99v2003 : 90
V-3-2 Ferraillage à l'ELU 92
V-3-2-1 Ferraillage des poteaux: 45×45 : 92
V-3-2-2 Ferraillage des poteaux: 40×40 : 92
V-3-2-3 Ferraillage des poteaux: 35×35 : 92
V-3-2-4 Ferraillage des poteaux: 30×30 : 93
V-3-3 Vérification à l ELS : 93
V-3-4 Vérification des contraint tangentielle 93
V.4. Ferraillage des voiles : 95
V-4-1 Recommandation du règlement RPA99v2003 : 95
V-4-1-2-1. Les trumeaux : 95
V-4-1-2-2 Les linteaux : 95
V-4-1-3-1 Armatures verticales : 96
V-4-1-3-2 Les armatures horizontales : 97
V-4-1-3-3 Les espacement entre les barres : 97
V-4-5-1 premier cas : $\tau b \leq \tau u$ adm: 97
V-4-1-5 Ferraillage minimal : 99
V-4-1-6 Vérification de cisaillement : 99
V-4-2 calcul des armatures 100
V.4.2 les voiles pleins : 100

Chapitre VI

IV-1introduction : 107
IV-2Classification des fondations : 107
VI-3 Choix du Type de fondation : 107
VI-4 Etude préliminaire du choix de type de semelle : 107

VI-4-1 Les efforts normaux à la base de la structure : 108
VI-4-2 Choix préliminaire des semelles : 109
VI-5. Calcul des semelles isolées : 109
VI-5-1 Dimensionnement initiale : 109
VI-5-2 Vérification des contraintes à l'ELS : 110
VI.6. Calcul des semelles filantes : 111
VI-6-1 Dimensionnement : 111
VI-6-2 Vérification de l'interférence entre deux semelles : 112
VI-6-3 Vérification de non poinçonnement selon [CBA 91 Art A.5.2.4.2] : 114
VI-6-4 Dimensionnement de la poutre de libage : 115
VI-6-5 Vérification de non poinçonnement de la poutre de libage 116
VI-6-6 Vérification du Cisaillement de la poutre de Libage CBA 91 Art A.5.2.4.2 : 116
Figure VI.6-1 : Le choix finale des semelles 117
VI-7 FERRAILLAGE DES SEMELLES : 117
VI-7 -1 Ferraillage de la poutre de libage : 117
VI-7 -2 Vérification des contraintes à l'ELS : 119
VI-7-3 Ferraillage de la semelle filante : 119
VI-8 Les longrines : 121
VI-8-1 Pré dimensionnement : 121
VI-8-2 Ferraillage: 121

liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I-1: hypothèses de calcul béton 4
Tableau I-2 : hypothèses de calcul acier 4

chapitre II

Tableau II-1: Charges du mur simple cloison.....9
Tableau II-2: Charges du mur double cloison 9
Tableau II-3: Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux 10
Tableau II-4: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant 10
Tableau II-5: Charge due aux planchers à dalle plein étage terrasse 11
Tableau II-6: Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant..... 11
Tableau II-7: pré dimensionnement des poutres. 12
Tableau II-8: calcul de l'effort N 15
Tableau II-9: Détermination des charges permanentes. 17
Tableau II-10: Détermination des charges d'exploitation. 18
Tableau II-11: Détermination de l'effort normal ultime. 18
Tableau II-12: Vérification conditionsRPA99v2003.....19

Chapitre III

Tableau III-1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS. 21
Tableau III-2 : Section de calcul. 22
Tableau III-3: chargement des poutrelles avant le coulage 28
Tableau III-4 calcul de nombres des étaillement 29
Tableau III-5: chargements sur les poutrelles 30
Tableau III-6 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée 31
Tableau III-7 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées 31
Tableau III-8: Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées 31
Tableau III-9: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées 32
Tableau III.10: Les résultats 33
Tableau III.-11 : Les caractéristiques des matériaux 33
Tableau III-12 : calcul des armatures 34

Tableau III-13 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutrelles 34
Tableau III-14: Calcul de τ_u 35
Tableau III-15 : Vérification de la contrainte de cisaillement..... 35
Tableau III-16 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement 35
Tableau III-17 : Vérification de la flèche des poutrelles..... 36
Tableau III- 18 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles 36
Tableau III-19 : charge permanent de palier. 40
Tableau III-20 : charge permanent de paillasse. 40
Tableau III-21 : Combinaisons des charges sur l'escalier..... 41
Tableau III-22 : Sollicitations max d'escalier en travée et en appuis 42
Tableau III-23 : paramètres de calcul. 42
Tableau III-24 : Calcul des sections d'acier..... 42
Tableau III-25 : vérification des contraintes à l'ELS 43
Tableau III-26 : Les armatures de répartition..... 43
Tableau III-27 : vérification des espacements..... 44
Tableau III-28 : Vérification détaillé de la flèche 44
Tableau III-29 :charge permanent de palier. 46
Tableau III-30 :charge permanent de paillasse. 46
Tableau III-31 : charge d'exploitation..... 46
Tableau III-32: les résultats..... 47
Tableau III-33: ferraillage à l'ELU 47
Tableau III-34 : Les armatures de répartition..... 47
Tableau III-35 : calcul des espacements..... 48
Tableau III-36 : Vérification à l'ELS 48
Tableau III-37 : vérification détaillées de la flèche..... 49
Tableau III-38 : les sollicitations appliquées sur la console..... 50
Tableau III-40 : vérification de ferraillage à l'ELS..... 50
Tableau III-41 : vérification de ferraillage à l'ELS..... 51
Tableau III-42 : Vérification de la flèche des poutres..... 52
Tableau III-43 : Vérification détaillé de la flèche 52
Tableau III-44 les sollicitations appliquées . ……..…..55
Tableau III-45: Les résultats..... 55
Tableau III-46 : Les caractéristiques des matériaux..... 55
Tableau III-47 : calcul des armatures..... 55

Tableau III-48 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutrelles 56
Tableau III-49 : Vérification de la contrainte de cisaillement..... 57
Tableau III-50 : Vérification de la flèche des poutrelles..... 57

chapitre IV

Tableau IV-1 : calcul de centre de masse et de torsion .. …… ……59
Tableau IV-2 calcul de l'excentricité théorique 60
Tableau IV-3 : calcul de l'excentricité accidentelle 61
Tableau IV-4 coefficient d'accélération A..... 62
Tableau IV-5 : Justification du coefficient de comportement R suivant X (%)..... 63
Tableau IV-6 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y(%)..... 63
Tableau VI-7 calcul de facteur Q 65
Tableau IV-8 Vérification de comportement des trois premiers modes : 70
Tableau IV-9 : Période et facture de participation massique du modèle..... 70
Tableau IV-10 :Période et facture de participation massique du modèle sans escalier 71
Tableau IV-11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul..... 73
Tableau IV-12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul..... 74
Tableau IV-13 : Vérification de stabilisation 75
Tableau IV-14 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur..... 75
Tableau. IV.15 : Vérification des déplacements inter-étages sens X 77
Tableau. IV.16 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y. 77
Tableau. IV.17 sections des poteaux 78
Tableau IV-18 : Vérification de l'effort normal réduit à la base..... 78
Tableau IV-19 : Vérification l'effet P-Δ suivant X..... 79

chapitre V

Tableau V-1 : Les données de calcul . ……..80
Tableau V-2: Ferraillage longitudinal des poutres principales 30×40..... 81
Tableau V-3: Ferraillage longitudinal des poutres principales 30×45..... 81
Tableau V-4: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires. 82
Tableaux V-5: ferraillage longitudinales des chainages : 82
Tableau V-6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales..... 82
Tableau V-7 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire 83
Tableau V-8 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres Chainages 83
Tableau V-9 : Calcul des armatures longitudinales max et min exigé 83

Tableau V-10 : vérification de ferraillage des poutres principales règlements 84
Tableau V-11 : vérification de ferraillage des poutres principales 84
Tableau V-12 : vérification de ferraillage des poutres principales 84
Tableau V-13 : Calcul de τ_u 84
Tableau V-14 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales 85
Tableau V-15: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 85
Tableau V-16 : calcul des armatures transversales et leurs espacements 86
Tableau V-17 : calcul des armatures transversales et leurs espacements 86
Tableau V-18 : Vérification de la flèche des poutres 87
Tableau V-19: Vérification détaillée de la flèche des poutres 87
Tableau V-20 les données de calcul 90
Tableau V-21 : ferraillage des poteaux 45×45 à l'ELU 92
Tableau V-22 : ferraillage des poteaux 40×40 à l'ELU 92
Tableau V-23 : ferraillage des poteaux 35×35 à l'ELU 92
Tableau V-24 : ferraillage des poteaux 30×30 à l'ELU 93
Tableau V-25 : ferraillage des poteaux à l'ELS 93
Tableau V-26: les armatures transversales et leurs espacements 94
Tableau V-27 calcul des armatures minimum exigé par le RPA 100
Tableau V-28 : calcul des armatures verticales 101
Tableau V-29 vérification des armatures à l'ELS 101
Tableau V-30 calcul des armatures min exigé par le RPA 102
Tableau V-31 : calcul des armatures verticales 103
Tableau V-32 : vérification des armatures à l'ELS 103
Tableau V-33 : calcul des armatures min exigé par le RPA 104
Tableau V-34 : calcul des armatures verticales 104
Tableau V-35 : vérification des armatures à l'ELS 105
Tableau V-36 : Vérification de cisaillement 105
Tableau V-37 : calcul des armatures des linteaux; 106
Tableau V-38: les armatures horizontales des voiles 106
Tableau V-39 : vérification des espacements 106
Tableau V-40 : calcul de ferraillages longitudinaux et transversaux des linteaux 107
Tableau V-41 : vérification de ferraillage du 1^{ier} type de voile 107

chapitre VI

Tableau VI.1: dimensionnement de la section des semelles isolées……. … ……..110
Tableau VI.2: vérification des contraintes à l'ELS 110
Tableau VI-3 Dimensionnement et vérification des contraintes 112
Tableau VI-3 vérification de chevauchement des semelles isolées 113
Tableau VI-4 vérification de chevauchement des semelles filantes..... 113
Tableau VI-5 vérification des contraintes sous semelle 114
Tableau VI-6 : Dimensionnement et vérification des semelles filantes à l'ELS..... 114
Tableau VI-7 Vérification de non poinçonnement..... 115
Tableau VI-8 dimensionnement de la poutre de libage..... 115
Tableau VI-9 vérification de non poinçonnement de la poutre de libage 116
Tableau VI-10 vérification de cisaillement 116
Tableau VI-11: Calcul du ferraillage longitudinal à l'ELU 118
Tableau VI-12 : Vérification des contraints à ELS 119
Tableau VI-13 armatures principale des semelles filantes 120
Tableau VI-14 armatures répartition des semelles filantes 120
Tableau VI-15 calcul de la longueur de scellement 120
Tableau VI.16 ferraillage des longrines 122
Tableau VI.17 vérification de ferraillage à l'ELS 122
Tableau VI.18 calcul des armatures transversales..... 122

pI-1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le projet est un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un rez-de-chaussée et six autres étages à usage d'habitation. Il sera implanté à ALGER.

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 Algérien [RPA99 version 2003]
- Règle de calcul des semelles superficielles [DTR-BC 2.331]

I-2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU BATIMENT :

I -2-1 Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment :…….. Ht=22.61 m.
- Hauteur d'étage courant : ……..…… H=3.23 m.
- Hauteur du RDC :……... H=3.23 m.

I.2.2 Dimensions en plan :

- Sens transversal :……... L=19.2m
- Sens longitudinal :…… L=33.76 m

I -3 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE :

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

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

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

L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2** bâtiments d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas **40 m** (ouvrages courant ou d'importance moyenne).

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

A titre indicatif et en absence du rapport du sol on a considéré le site comme **ferme (S2).**

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 III**. Le contreventement par portique est donc écarté **[Art. 3.4.1-b RPA99 v2003]** et le choix va se porter sur :

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

2- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles **[Art. 3.4. A.4-a RPA99 v2003].**

3- Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé **[Art. 3.4. A.4-b RPA99 v2003].**

I -4 CONCEPTION STRUCTURELLE :

I -4-1 Planchers :

En ce qui concerne le type de plancher, on a adopté le plancher corps creux pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquence l'effet sismique
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

Néanmoins il existe des zones ou on a opté pour des dalles pleines à cause de leur forme irrégulière (des triangles ou des trapèzes) et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales dans ces zones

I -4-2 Les balcons :

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitués de dalle pleine.

I.4.3 Escaliers :

On a un seul type d'escalier :

• Escalier droit composé de trois volés en béton armé coulé sur-place.

• Toutes les marches seront revêtues en plaques de granites.

I.4.4 Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées :
  - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
  - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
  - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.4.5 Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

• Carrelage pour les planchers et les escaliers.

• Mortier de ciment pour les murs extérieurs et intérieurs.

• Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.4.6 L'acrotère :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60cm et de 10cm d'épaisseur.

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

I.4.7 Le plafond :

Réalisé sous l'élément porteur, enduit de plâtre, plaques préfabriquées.

I -5 HYPOTHESES DE CALCUL :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

I.5.1 Béton :

Tableau I-1: hypothèses de calcul béton selon le [CBA93]

La mass volumique de béton	ρ = 2.5 t/m3
La résistance du béton à la compression à 28 j	fc28 = 25 MPA
La résistance du béton à la traction	ft28 = 2.1 MPA
Le module d'élasticité (instantané) : Le module d'élasticité (différé) :	Eij =32164.195MPA Eij = 10818.860MPA
Coefficient de poisson - pour le calcul des sollicitations	U=0 U=0.2
Coefficient de dilatation	θ=1x10-5
Module de déformation transversal (module de cisaillement)	$G=\frac{E}{2(1+U)}$

I.5.2 Acier :

Tableau I-2 : hypothèses de calcul acier

La masse volumique de l'acier	ρ = 7.85 t/m3	[ART A.2.2.1 CBA93]
La limite élastique de l'acier à Haute adhérence	fe = 400 MPA	
Le module d'élasticité longitudinale de l'acier	Es=200000 MPA	

I-6 LES PLANS ARCHITECTURAUX :

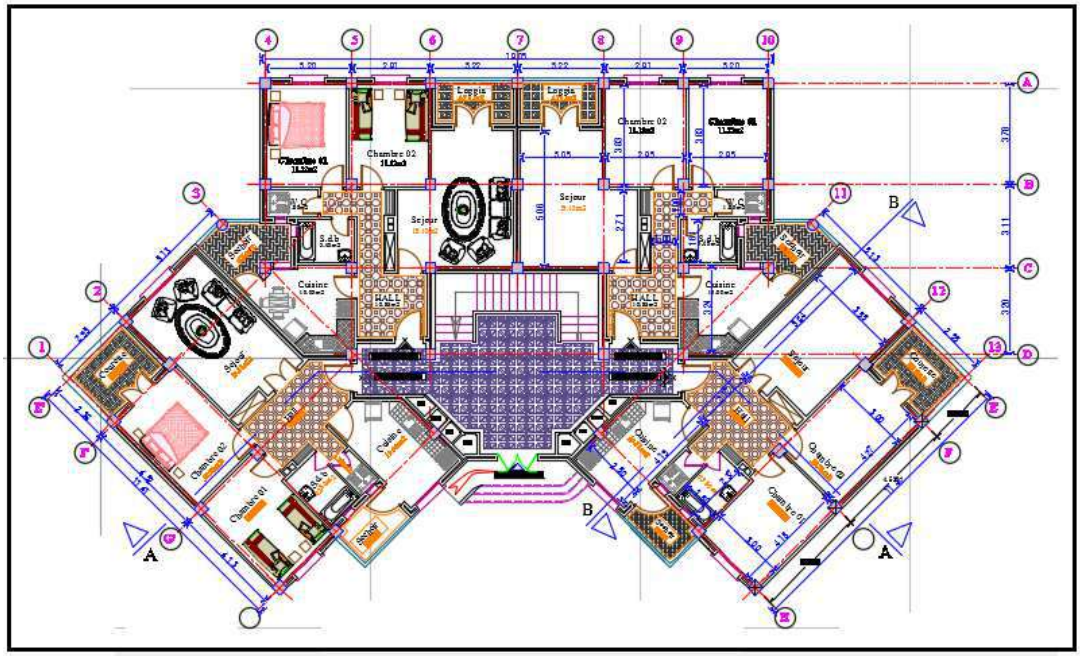


Figure I.1 : Plan RDC

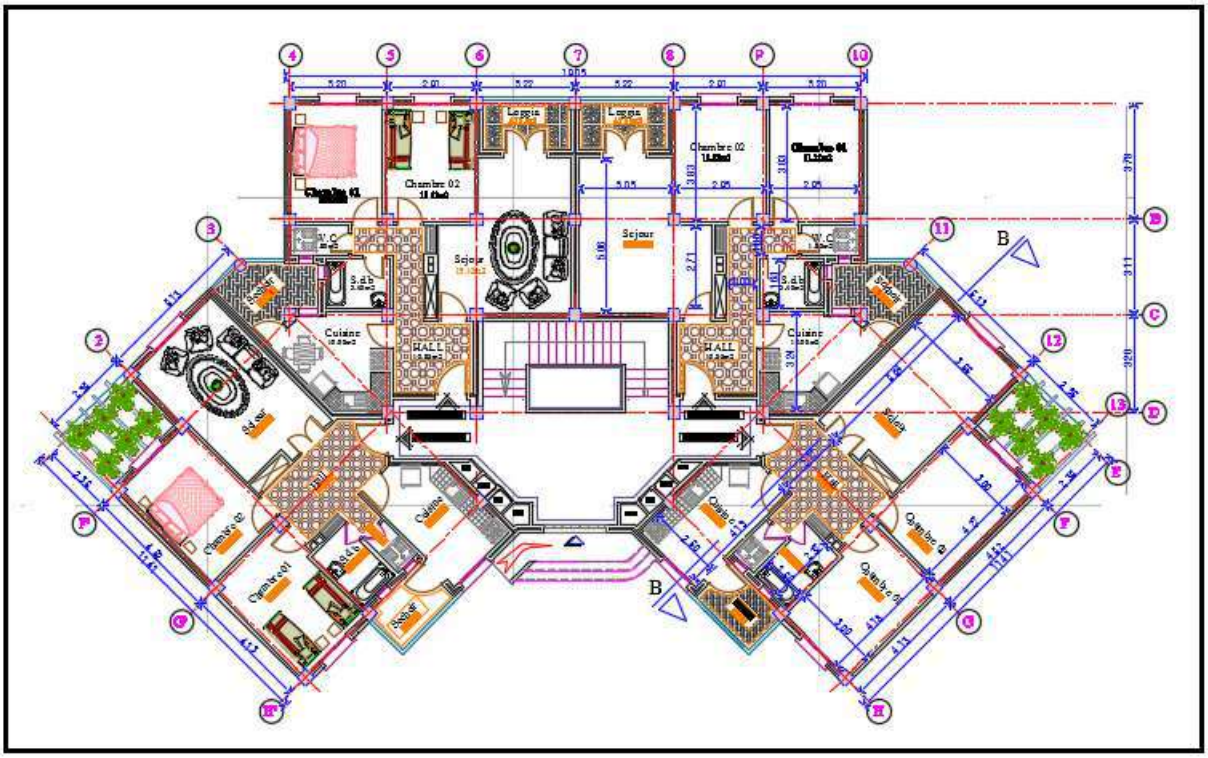


Figure I-2 : Plan étage courant

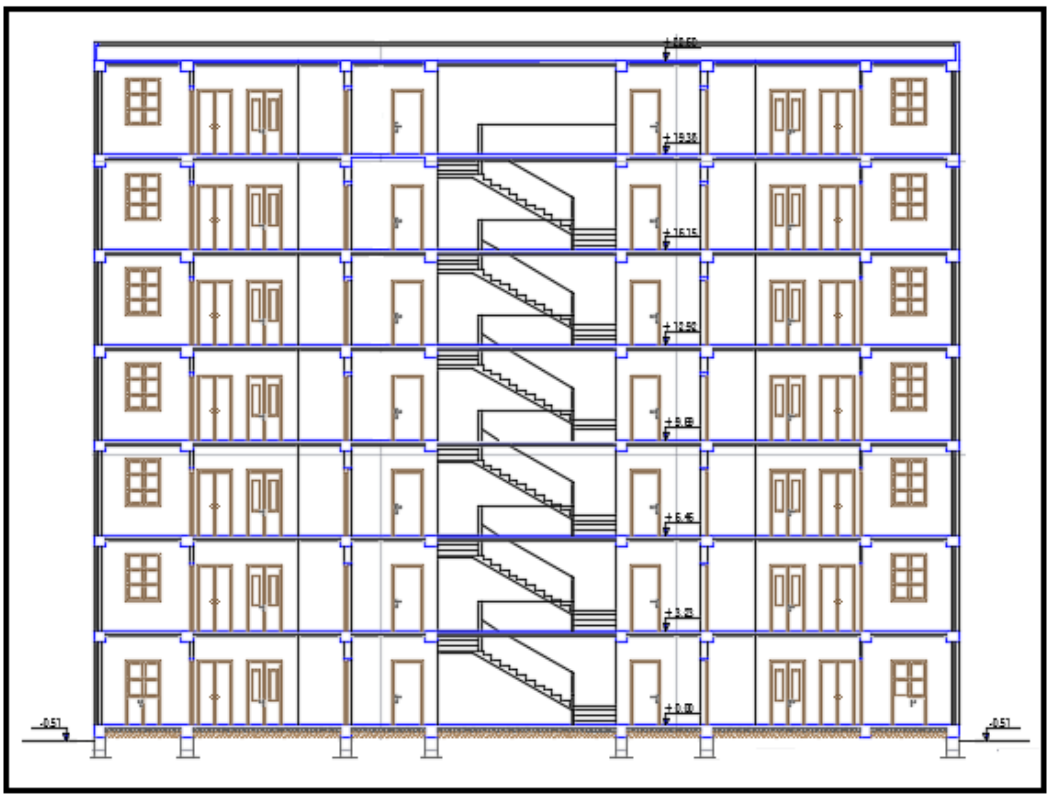


Figure I-3 : Coupe A-A

II-1 INTRODUCTION :

Le Pré-dimensionnement 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 : **RPA99v2003**, **DTR.B.C.2.2**, **C.B.A 93.**

II-2 Pré-dimensionnement des planchers :

II-2-1 Plancher à corps creux :

Les planchers sont des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. la hauteur des planches est déterminée par la formule empirique suivante:

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

L : la portée maximale dans le sens des poutrelles

ht : hauteur totale du plancher

On a : L= 452 cm $\longrightarrow$ $18 \leq h_t \leq 22.6$

On adopte: $h_t = 16 + 4$

Tel que :

16: (l'épaisseur du corps creux)

4: (l'épaisseur de la dalle de compression)

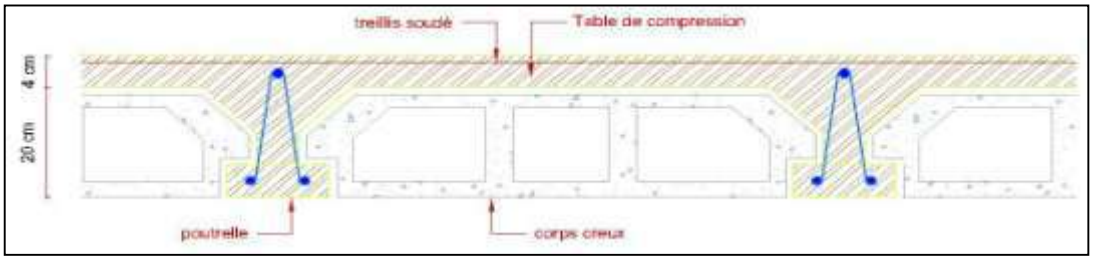


Figure II.1 : Plancher a corps creux

II-2-2 Plancher à dalle pleine :

Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

II-2-2-a Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40}$
- dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e_p \leq \frac{L_x}{30}$

Où :

e_p : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu d'appuis.

Dans notre cas :

- Dalle reposant sur 3 appuis ou 4 appuis:

$$12.64 \leq e_p \leq 15.8$$

II -2-2-b Sécurité contre l'incendie :

e_p = 7cm (peut assurer un coupe-feu d'une heure)

e_p = 11 cm (peut assurer un coupe-feu de deux heures)

II-2-2-c Condition d'isolation acoustique :

$$e_p \geq 15cm$$

Conclusion:

On adopte pour les deux types des dalles pleines **e_p= 15cm**

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1. Maçonnerie:

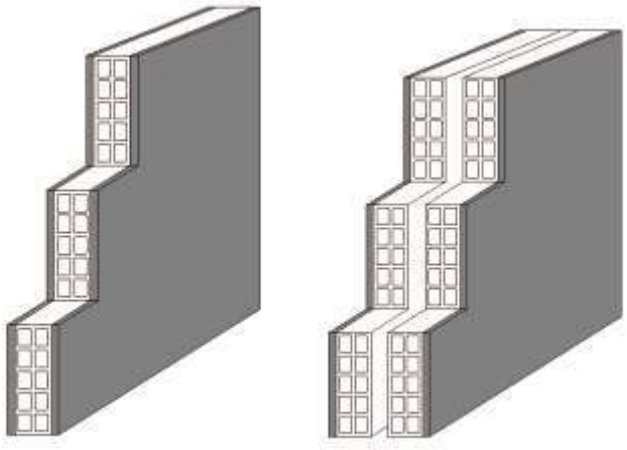


Figure II-2 mur simple et double cloison

II.3.1.a) Murs intérieurs (simple cloison):

Tableau II-1: Charges du mur simple cloison

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0.01	10	0.10x2
2	Enduit en ciment	0.02	18	0.36x2
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
	G (charges permanentes)	1.82 KN/m2		

II.3.1.b) Murs extérieur (Double cloison) :

Tableau II-2: Charges du mur double cloison

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0.01	10	0.10
2	Enduit en ciment	0.02	18	0.18x2
3	Brique creuse	0.10	9	0.9x2
4	Lame d'aire	0.10	-	-
	G (charges permanentes)	2.26 KN/m^2		

II.3.2. les planchers :

II.3.2.1. plancher à corps creux:

II.3.2.1.a. Charges permanentes :

Plancher étage terrasse :

Tableau II-3: Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	20	0.80
2	Étanchéité	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	0.05	-
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	0.01	-	-
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.8
9	Enduits en plâtre	0.02	10	0.20
	G (charges permanentes)	6.34 KN/m^2		

Plancher étage courant :

Tableau II-4: Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

	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	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.8
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
6	Simple cloison	-	18.2	1.82
	G (charges permanentes)	6.16 KN/m^2		

II.3.2.1.b. charges d'exploitation:

Pour les Plancher terrasse inaccessible (usages habitation) : Q=1KN

Pour les étages courant (usage habitation): Q=1.5

II.3.2.2. plancher dalles pleine:

II.3.2.2.a. charges permanente :

Plancher terrasse (inaccessible) :

Tableau II-5: Charge due aux planchers à dalle plein étage terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé	0.04	20	0.80
2	Étanchéité	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	0.05	-
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	0.01	-	-
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduits en plâtre	0.02	10	0.20
	G (charges permanentes)	7.29 KN/m^2		

Plancher étage courant :

Tableau II-6: Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant

	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	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
6	Simple cloison	-	18.2	1.82
	G (charges permanentes)	7.11 KN/m^2		

II-3-3 les poutres:

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

Selon **[le livre: précis de calcul de béton armé –page294-]**

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

$$0.3 \times d \leq b \leq 0.4 \times d$$

d : 0,9h

Avec: L_{max} : hauteur de la poutre

h: largeur de la poutre

b: la portée maximale de la poutre

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

$h \geq 30cm$

$b \geq 20cm$

$\frac{b}{h} \geq 0.4$

Tableau II-7: pré dimensionnement des poutres.

Elément	Poutre principale	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre palière
Longueur	L=5.13m	L=6.44	L=4.52m	L=3m
Pré dimensionnement	34.2 ≤ h ≤ 51.3 10.8 ≤ b ≤ 14.4 h=40cm b=15cm	42.93 ≤ h≤64.4 12.15 ≤ b ≤16.2 h=45cm b=15cm	30.1 ≤ h ≤ 45.2 12 ≤ b ≤ 31.6 h=9.45cm b=12.26cm	20 ≤ h ≤ 30 h=30cm 8.1 ≤ b ≤ 10.8 b=10cm
Section choisi	30 x 40	30 x 45	30 x 30	30 x 30
Vérification RPA99v2003	h ≥ 40 … cv b ≥ 30 …cv b/h≥4… cv h/L≥1/16 …cv	h≥40…cv b≥30…cv b/h≥4… cv h/L≥1/16…cv	h≥35.... cv b≥ 30... cv b/h≥4 h/L≥1/16	h ≥ 30 b ≥ 30 b/h≥4 h/L≥1/16
Conclusion	30 x 40	30 x 45	30 x 35	30 x 30

II-3-5 LES POTEAUX :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le ►► **[Art B.8.11]** ◄◄ cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu=1.1Nu).

5.1.Étapes de Pré dimensionnement :

- choix du poteau le plus sollicité ;
- calcul de la surface reprise par le poteau ;
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau ;
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA99 version 2003 :** ►► **[Art 7.4.1]** ◄◄ Pour les poteaux rectangulaires en **zone III:**

$$\begin{cases} \text{Min}\,(b_1, h_1) \geq 25cm \\ \text{Min}\,(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

On a : $N_{ultime} \leq \frac{B_r.F_{c28}}{0.9.\gamma_b} + A.\frac{F_e}{\gamma_b}$ α

Avec:

Nu : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

Br : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires ……Br = (b - 2) (h – 2) cm^2

γ_b: Coefficient de sécurité du béton

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier

α: Coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ ..... pour : $\lambda \leq 50$

$\alpha = 0.6(50/\lambda)^2$ ..... pour : $50 \leq \lambda \leq 70$

λ= $\frac{L_f}{i}$: l'élancement du poteau considéré

L_f=0.7L_0: longueur de flambement.

i= $\sqrt{\frac{I_{min}}{s}}$: le rayon de giration;

A : section d'acier minimale A=$\frac{B}{1000}$

$\mathbf{F_{c28}}$: contrainte de compression du béton à 28 jours (en prend f_{c28}= 25 MPa)

$\boldsymbol{Fe}$: Contrainte limite élastique des aciers (ici en prend feE = 400 MPa)

5. 3. Calcul de l'effort $\overline{N}u$:

On calcul les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte:

- Une section de (45x45) cm^2 pour le RDC
- Une section de (40x40) cm^2 pour le 1er, et le 2ème étage.
- Une section de (35x35) cm^2 pour, le 3ème et le 4ème étage.
- Une section de (30x30) cm^2 pour, le 5ième et 6ème étage

Tableau II-8: calcul de l'effort N

Etage	Dimensio	B_r (cm^2)	L_0(m)	L_f (m)	I(m)	λ	α	A (cm^2)	N(KN)
6eme	30x30	784	3.23	2.261	6.75	26.11	0.76	0.90	1134.44
5eme	30x30	784	3.23	2.261	6.75	26.11	0.76	0.90	1134.44
4eme	35x35	1089	3.23	2.261	12.51	22.38	0.79	1.23	1618.09
3eme	35x35	1089	3.23	2.261	12.51	22.38	0.79	1.23	1618.09
2eme	40x40	1444	3.23	2.261	21.33	19.58	0.80	1.60	2183.58
1ère étage	40x40	1444	3.23	2.26	21.33	19.58	0.80	1.60	2183.58
RDC	45x45	1849	3.23	2.261	34.17	17.41	0.81	2.03	2830.35

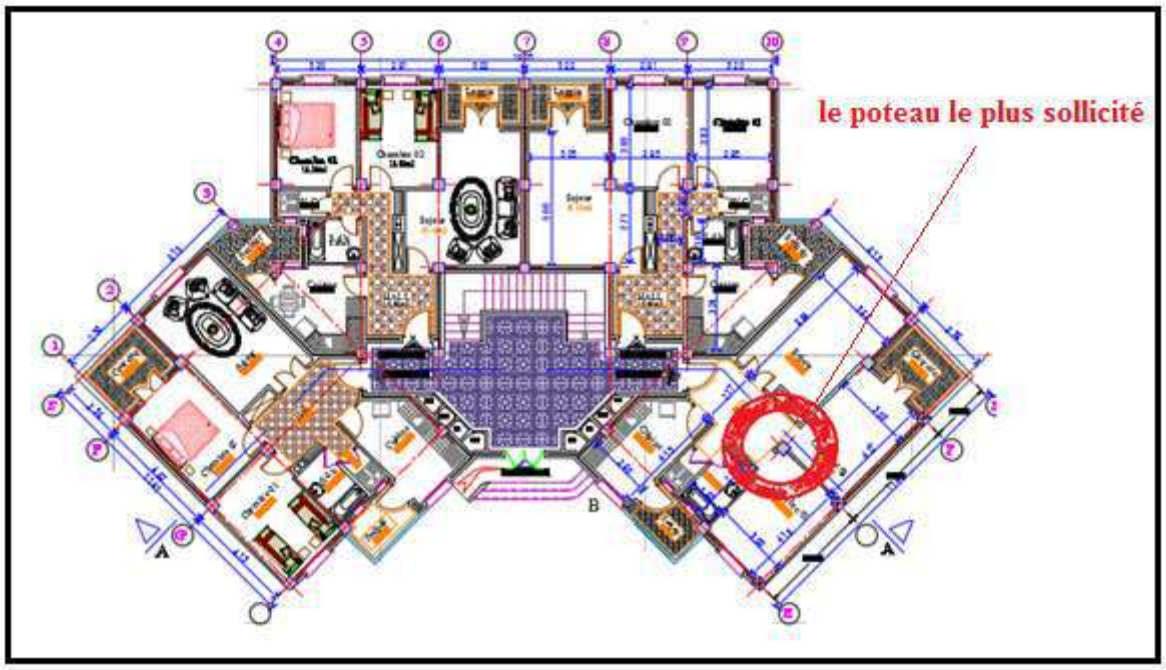


Figure II-3 : position de poteau le plus sollicité

II-3-5-1 Choix du poteau le plus sollicité :

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

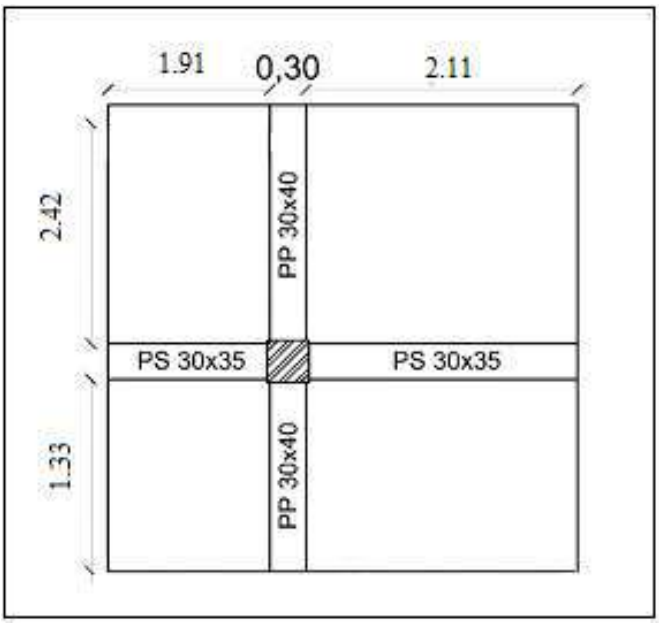


Figure II-4: surface de plancher supportée par le poteau le plus sollicité

On a la surface complète reprise par le poteau le plus sollicité: S_t = **17.50 m²**

La surface du plancher seulement reprise par le poteau le plus sollicité: S_p=**15.08 m²**

II-3-5-2 Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

- **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 ρ_b

$G_{\text{(poteau)}}$= b x h x he x ρ_b

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

$G_{\text{étage}}$: G= $G_{\text{plancher cc}}$ + $G_{\text{poutrelle (P+S)}}$ + G_{poteau}

Tableau II-9: Détermination des charges permanentes.

étage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{pot} (KN)	G_{pp} (KN)	G_{ps} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
6	84.821	7.2675	9.844	10.5525	112.48455	112.48455
5	79.1316	7.2675	9.844	10.5525	106.79535	219.2799
4	79.1316	9.891875	9.844	10.5525	109.41973	328.69963
3	79.1316	9.891875	9.844	10.5525	109.41973	438.11935
2	79.1316	12.92	9.844	10.5525	112.44785	550.5672
1	79.1316	12.92	9.844	10.5525	112.44785	663.01505
rdc	79.1316	16.351875	9.844	10.5525	115.87973	778.89478

- **Surcharge d'exploitation :**

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

$\sum Q_n = Q_0 \frac{3+n}{2n} \sum Q_n$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n≥ 5

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

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

n: Nombre d'étage.

Q_0: La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1 , Q_2 ,……, Q_n: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Les surcharges des planchers sont différentes :

$6^{ème}$ étage : Q_0

$5^{ème}$ étage : Q_0+Q_1

$4^{ème}$ étage : $Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$

$3^{ème}$ étage : $Q_0 + 0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$

$2^{ème}$ étage : $Q_0 + 0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

$1^{ère}$ étage : $Q0+ 0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

RDC : $Q_0+ 0.75\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

Tableau II-10: Détermination des charges d'exploitation.

étage	Q(KN)		n	$\frac{3+n}{2n}$	Qcum (kN)
6	Q0	17.49	0	/	17.490
5	Q1	26.235	1	1	43.725
4	Q2	26.235	2	0.95	67.3365
3	Q3	26.235	3	0.9	88.3245
2	Q4	26.235	4	0.85	106.689
1	Q5	26.235	5	0.8	122.43
rdc	Q6	26.235	6	0.75	135.548

II-3-5-3 L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

Nu=1.35G+1.5Q

Nu= Nu+10%Nu=1.1Nu

Tableau II-11: Détermination de l'effort normal ultime.

étage	G_{cum} (KN)	Q_{cum} (KN)	N_U	$1{,}1*N_U$	$N_{U\ adm}$ (kN)	vérification
6	112.485	17.49	178.08914	195.89806	1134.4377	cv
5	219.280	43.725	361.61537	397.7769	1134.4377	cv
4	328.700	67.3365	544.74924	599.22417	1618.0893	cv
3	438.119	88.3245	723.94787	796.34266	1618.0893	cv
2	550.567	106.689	903.29922	993.62914	2183.5808	cv
1	663.015	122.43	1078.7153	1186.5868	2183.5808	cv
rdc	778.895	135.548	1254.8292	1380.3121	2830.3446	cv

- **<u>Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1] :</u>**

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

Où : $\frac{h_e}{20} = 15.3$

Tableau II-12: Vérification conditions RPA99v2003.

Dimension	Min (b_1, h_1)≥30cm	Min (b1, h1)≥ $\frac{h_e}{20}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	vérification
30 × 30	30 ≥ 30 cm	30 ≥ 16.15	$\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$	CV
35× 35	35 ≥ 30 cm	35 ≥ 16.15	$\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$	CV
40× 40	40 ≥ 30 cm	45 ≥ 16.15	$\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$	CV
45× 45	45 ≥ 30 cm	45 ≥ 16.15	$\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$	CV

II-3-5 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.

$e \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow e \geq 12.92$ cm

$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 14.68$ cm

$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq 16.15$ cm

On adopte e= 15 cm

III-1 ACROTERE :

III.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire situé au niveau du plancher-terrasse. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q)

Il a pour rôle de :

- Servant comme garde-corps.
- Eviter les débordements des eaux pluviales au niveau des murs extérieurs.

Principe de calcul:

Le calcul se fait en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

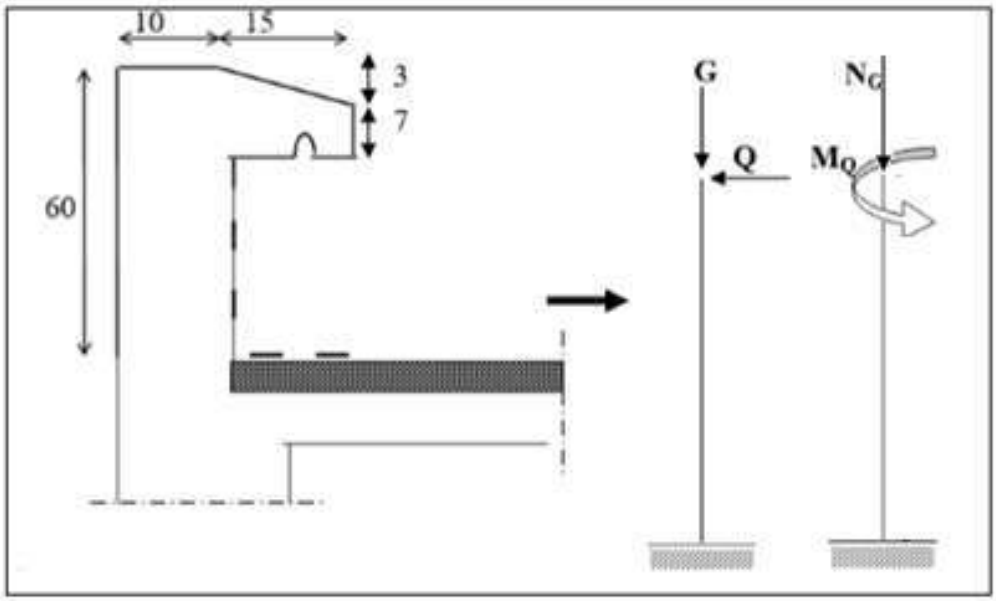


Figure III-1: L'acrotère.

III.1.2 Evaluation des charges et surcharge d'exploitation :

III.1.2.1 Charge permanente :

$$G= 25\times \left(0.1 \times 0.60 + \left(\frac{0.15\times 0.03}{2} + 0.07 \times 0.15\right) \times 1ml\right) = 1.82KN/ml$$

III-1-2-2 surcharge d'exploitation :

$$Q=1\times 1ml = 1KN/ml$$

III-1-2-3 Combinaisons d'action :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

Tableau III-1 : Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS.

Etat limite ultime :	
Effort normal :	$N_u=1.35G= 1.35 \times 1.82 = 2.46KN$
Effort tranchant :	$V_u=1.5\times Q = 1.5 \times 1.00 = 1.5KN$
Moment d'encastrement :	$M_u=1,5.Q.h= 1.5\times 1 \times 0.6 = 0.9KN.m$
Etat limite de service	
Effort normal :	$N_{ser}=G=1.82\ KN$
Effort tranchant :	$V_{ser}=Q=1KN$
Moment d'encastrement :	$M_{ser}=Q\times h = 1 * 0.6 = 0.6KN.m$

III.1.3 Ferraillage :

III.1.3.1 À l'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée avec :

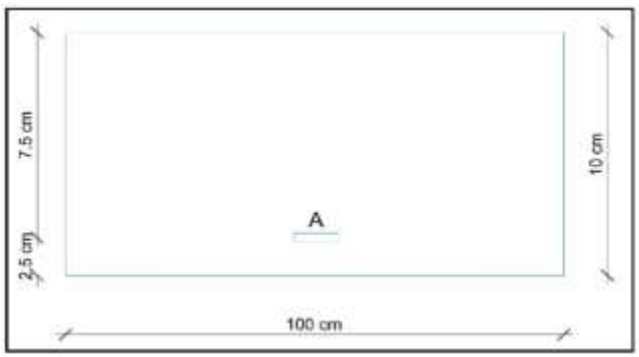


Figure III-2 : Section de calcul.

Tableau III-2 : Section de calcul.

dimensions			caractéristique		
notation	Valeur	Utilités	Notation	Valeurs	Utilités
b	100	cm	F_{c28}	25	MPa
h	10	cm	FeE	400	MPa
c	2.5	cm	σ_b	14.17	MPa
c'	2.5	cm	σ_s	348	MPa
d	7.5	cm	γ_s	1.15	/
/			γ_b	1.5	/

Calcul de l'excentricité :

$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9\times10^2}{2.46} = 36.6\ cm$

$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

e >2.5

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, alors, on a une section partiellement comprimée.

Calcul au Flexion simple:

Le moment fictif: $e = e1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 36.6 + 2.5 = 39.1$ cm $= 0.39$ m

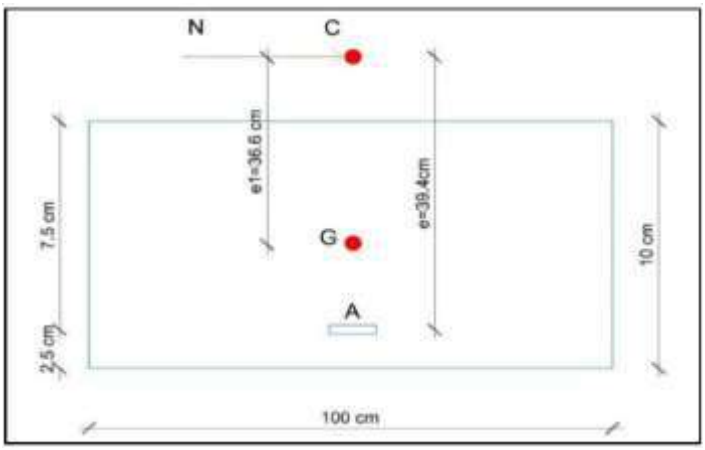


Figure III-3: Position de centre de pression

$M_1 = Nu \times e = 2.46 \times 0.39 = 0.96$ KN.m

Calcul des armatures en (flexion simple) :

Le calcul se fait à la flexion simple:

$$\mu = \frac{M_1}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{0{,}96\,.10^6}{1000\,.75^2.14{,}17} = 0.012$$

μ =0.012 < μ_l=0.392 ⇒ pas d'acier dans la zone comprimé $A_1' = 0$

Du tableau on a : β=0.994

$$A1 = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{0{,}96\times10^6}{0{,}994\times75\times348} = 0.012$$

Calcul (flexion compose):

N: effort de compression

$$A = A1 - \frac{N}{\sigma_s} = 37 - \frac{2.46\times10^3}{348} = 29.93\ mm^2 = 0.29cm^2$$

et $A' = A_1' = 0$,

donc:

$A=0.29cm^2$; $A'=0$

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1cm^2$$

Donc: $A_{min} > A_{calculé} \Rightarrow A = A_{min}$

On adoptera :

$As = 5HA10 = 3.93\ cm^2$

Avec espacement de 20 cm

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\ cm^2 \Rightarrow A_{choisi} = 5HA8 = 2.51\ cm^2$$

Avec espacement de 20cm

III-1-3-2 à l'ELS:

Calcul de l'excentricité:

e_0= GC = $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6\times10^2}{1.82}$ = 32.97cm

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\ cm < e_0 = 32.97$ cm

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur du saignement limité par les armatures, et on a effort normal N de compression.

Vérification section partiellement comprimé:

On doit vérifier l'inégalité ci-contre:

$\frac{M'_G}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B_0\ U_2}$

On a :

B0= b.h + 15(A+A') = 100×10 + 15× (3.93)= 1058.95 cm²

U_1= 5.14 cm

U_2 =h- U_1 =10-5.14=4.86

I_G= 8681.25

Alors : $\frac{I_G}{B_0 U_2}$ = 1.68 cm

M'$_G$= Nser×G'C

G'c=G'G+GC

G'G=0.14 cm ; GC=32.97 cm ; G'C=33.11

MG=0.602 KN.m

$\frac{M_G}{N_{ser}}$ = 0.33m =33cm

Donc la condition $\frac{M_G}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{B_0\ U_2}$ est vérifié alors, ona une section partiellement comprimé.

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = K \cdot y_1 \leq \overline{\sigma_b} = 0.6.fc28$$

$$\sigma_s = 15.\ K.\ (d\text{-}y1) \leq \overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{n.f_{tj}}\right]$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable

On a $\Delta = q^2 + \frac{4.p^3}{27} = 39313.06^2 + \frac{4.(-2221.50)^3}{27} = 78.6 \times 10^6$

$\Delta < 0$, donc on a trios solutions réelles

$$Y_1 = 30.61 \ ; \ Y_2 = -54.27 \text{ cm} \ ; \ Y_3 = 23.65 \text{ cm}$$

Vérification :

$$0 < y1 = y2 + c) < d \begin{cases} d = 7.5 > 2.64 > 0 \ldots\ldots\ldots vérifié \\ -82.24 > 0 \ldots\ldots\ldots\ldots non\ vérifié \\ 4.32 > 0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots non\ vérifié \end{cases}$$

$Y_1 = 2.64$ cm

SG = 61.98 cm^3

$K = 29.3 \times 10^{-3} \times 26.4 = 0.77\ MPa$

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6.\ f_{c28} = 15$ MPa …… cv

$\sigma_s = 15.K.(d - y1) = 21.3MPa \leq \sigma_s = 201.63$ …… cv

Donc on adoptera la section calculée à l'ELU

III-1-3-3 vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02 \text{ Mpa} \leq \tau_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17 \text{ MPa}$$

, Donc pas de risqué de cisaillement

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables

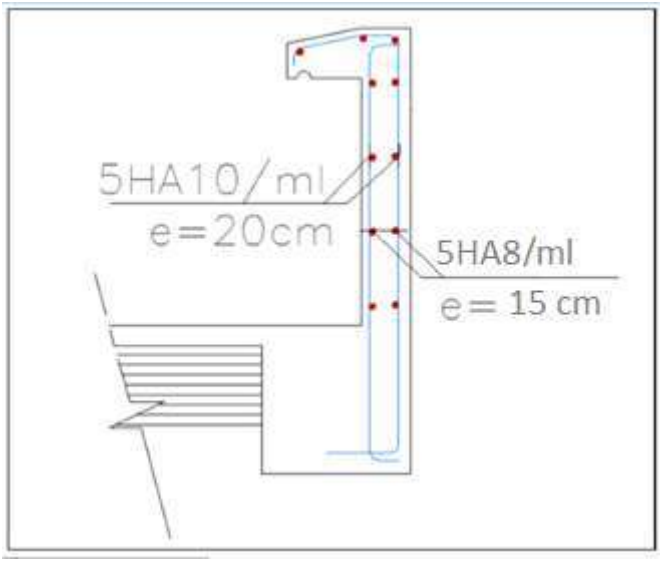


Figure III-4 : ferraillage de l'acrotère

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 :

- 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'incendie

III-3-2 Dimensionnement des poutrelles :

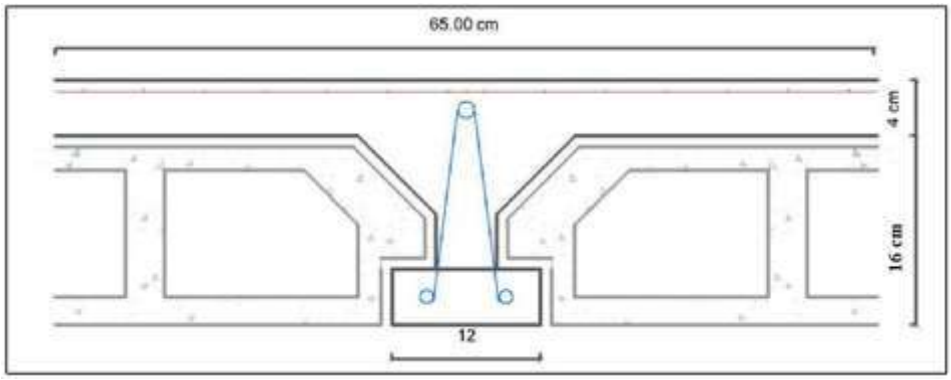


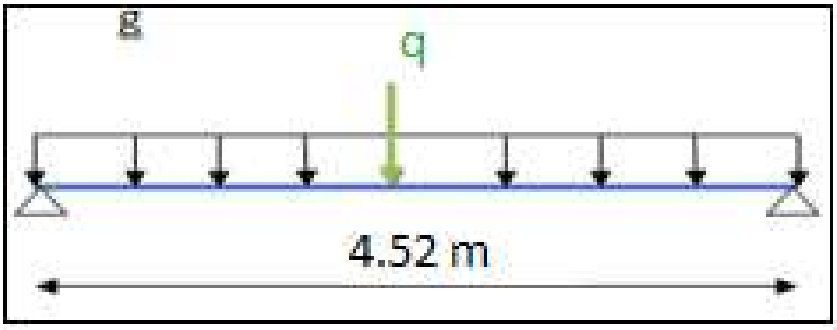
Figure III-5 : Dimensionnement de la poutrelle

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes : "avant le coulage" et "après le coulage".

III-3-2-1 Avant coulage:

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

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée à son milieu, qui représente le poids d'un ouvrier.



III-6 la sollicitation avant le coulage

Où:

Q = max (1; 0.5L)

G = PP (poutrelle) + PP (corps creux)

Tableau III-3: chargement des poutrelles avant le coulage

Travée (m)	Q (KN)	G (KN/m)	
4.52	2.26	Poutrelle	Corps creux
		0.12	0.65
		0.77	

Calcul des étaillement :

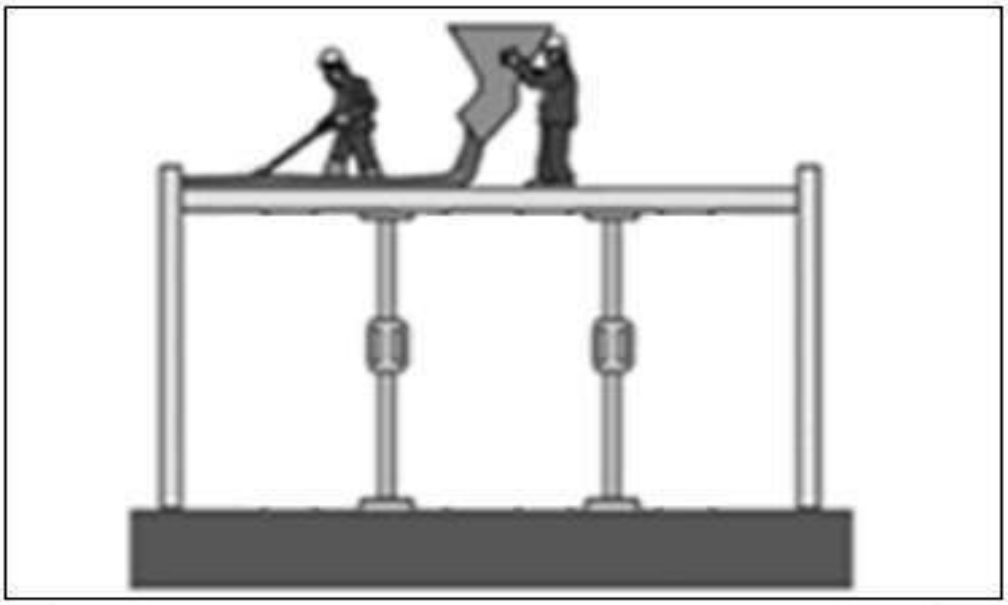


Figure III-7 choix de disposition des étaillements

On a :

$L_{max} < 5\ m \longrightarrow \overline{f} = \frac{L_{max}}{500}$

$$f_Q = \frac{P_Q \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \quad ; \quad f_G = \frac{P_G \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Où:

P_Q= max (1 ; 0.5×L) ..... (KN)

P_G= PP (poutrelle) + PP (corps creux) ..... (KN)

E= 11000.$\sqrt[3]{f_{c28}}$ .....(MPa)

I= $\frac{b \times h^3}{12}$ ..... (mm)

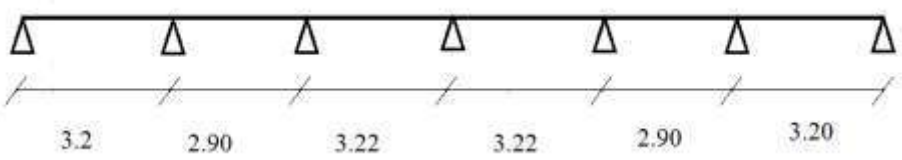
Tableau III-4 calcul de nombres des étaillement

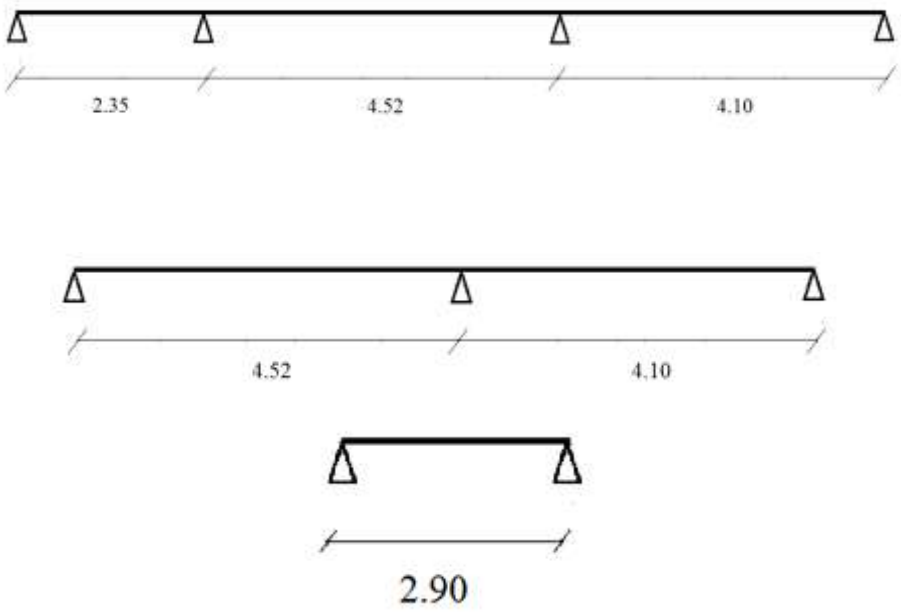
N^{br} des étaillement	L (mm)	P_G (KN/m)	P_Q (KN/m)	f_G	f_Q	f (mm)	$\overline{f}$ (mm)	$f \leq \overline{f}$
1	2260	0.77	1.13	12.7	0.013	12.71	4.52	Non
2	1500	0.77	1	2.4	0.003	2.5	3	oui

III-3-2-2 Après le coulage:

On 4 types des poutrelles :

- à six travées.
- à deux travées
- à une seule travée
- à trois travées.





On a :

Tableau III-5: chargements sur les poutrelles

sollicitation / niveaux	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	q_u (KN)	q_{ser} (KN)
Terrasse	6,34	1	6,54	4,77
Plancher courant	6,16	1.5	6,87	4,98

Pour calculer les moment en travée, aux appuis et les efforts tranchants, sous les deux combinaison ultime et service on a deux méthodes (méthode forfaitaire et méthode de Caquot)

1- méthode forfaitaire :

Condition d'application:

- $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- Q ≤(2.G et 5 KN/m²)
- les fissurations doit être considérée comme (peu nuisible).

la méthode forfaitaire est applicable dans tout les types des poutrelles sauf le type de 3 travées , par ce que les Conditions concernant les caractéristiques géométriques ne sont pas vérifiées .

les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

1^{er} type (à une seule travée) :

Tableau III-6 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à une seule travée

étages	combinaison	travées	M_0	M_t	M_w	M_e	T_0	T_w	T_e
terrasse	ELU	A-B	6,92	5,88	1,38	1,38	9.51	9.51	9.51
	ELS	B-C	5,05	3,13	1,01	1,01	6.94	6.94	6.94
courant	ELU	A-B	7,27	6,24	1,45	1,45	9.99	9.99	9.99
	ELS	B-C	5,27	3,32	1,05	1,05	7.24	7.24	7.24

Poutrelle à 2 travées:

Tableau III-7 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées

étage	combinaison	travées	M_0	M_t	M_w	M_e	T_0	T_w	T_e
terrasse	ultime	A-B	14,49	9,42	2,90	8,69	13,76	12,39	15,14
		B-C	16,70	10,85	10,02	3,34	14,78	16,25	13,30
	service	A-B	10,57	6,87	2,11	6,34	10,04	9,04	11,05
		B-C	12,18	7,92	7,31	2,44	10,78	9,85	9,70
courant	ultime	A-B	15,22	10,02	3,04	9,13	14,46	13,01	15,90
		B-C	17,54	11,55	10,52	3,51	15,52	17,07	13,97
	service	A-B	11,03	7,27	2,21	6,62	10,48	9,43	11,53
		B-C	12,72	8,38	7,63	2,54	11,25	10,28	10,13

Poutrelle à 6 travées:

Tableau III-8: Différentes sollicitations dans la poutrelle à six travées

étage	combinaison	travées	M_0	M_t	M_w	M_e	T_0	T_w	T_e
Etage terrasse	ULTIM	A-B	8,37	5,86	1,67	4,18	10,46	9,68	11,25
		B-C	6,92	4,15	3,46	2,77	9,51	9,75	9,28
		C-D	8,47	5,51	3,39	3,39	10,53	10,53	10,53
		D-E	8,47	5,51	3,39	3,39	10,53	10,53	10,53
		E-F	6,92	4,29	2,77	3,46	9,51	9,28	9,75

		F-G	8,37	5,86	4,18	1,67	10,46	11,25	9,68
	SERVICE	A-B	6,11	4,27	1,22	3,05	7,63	7,06	8,21
		B-C	5,05	3,03	2,53	2,02	6,94	7,12	6,77
		C-D	6,18	4,02	2,47	2,47	7,68	7,68	7,68
		D-E	6,18	4,02	2,47	2,47	7,68	7,68	7,68
		E-F	5,05	3,03	2,02	2,53	6,94	6,77	7,12
		F-G	6,11	4,27	3,05	1,22	7,63	8,21	7,06
Etage courant	ULTIM	A-B	8,79	6,23	1,76	4,40	10,99	10,16	11,81
		B-C	7,27	4,43	3,63	2,91	9,99	10,24	9,74
		C-D	8,90	5,86	3,56	3,56	11,06	11,06	11,06
		D-E	8,90	5,86	3,56	3,56	11,06	11,06	11,06
		E-F	7,27	4,58	2,91	3,63	9,99	9,74	10,24
		F-G	8,79	6,23	4,40	1,76	10,99	11,81	10,16
	SERVICE	A-B	6,37	4,52	1,27	3,19	7,97	7,37	8,56
		B-C	5,27	3,21	2,64	2,11	7,24	7,43	7,06
		C-D	6,45	4,25	2,58	2,58	8,02	8,02	8,02
		D-E	6,45	4,25	2,58	2,58	8,02	8,02	8,02
		E-F	5,27	3,16	2,11	2,64	7,24	7,06	7,43
		F-G	6,37	4,46	3,19	1,27	7,97	8,56	7,37

2- méthode de Caquot

Poutrelle à 3 travées

Tableau III-9: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées

Etages	combinaison	Travées	M_0 (KN.m)	M_W(KN.m)	M_e (KN.m)	Mt (KN.m)	T_W (KN)	Te (KN)
terrasse	ELU	A-B	14,49	2,90	11,98	7,05	11,61	-15,92
		B-C	16,70	11,98	7,71	6,85	15,72	-13,83
		C-D	4,25	7,71	0,85	-0,03	10,46	-4,44
	ELS	A-B	10,57	2,11	8,74	5,14	8.47	-11.62
		B-C	12,18	8,74	5,63	5,00	11.47	-10.09
		C-D	3,10	5,63	0,62	-0,02	7.64	-3.24

courant	ELU	A-B	15,22	3,04	12,59	7,40	12,19	-16,72
		B-C	17,54	12,59	8,10	7,19	16,51	-14,53
		C-D	4,46	8,10	0,89	-0,04	10,99	-4,67
	ELS	A-B	11,03	2,21	9,12	5,37	8.84	-12.12
		B-C	12,72	9,12	5,87	5,22	11.97	-10.53
		C-D	3,24	5,87	0,65	-0,03	7.97	-3.38

Conclusion:

Tableau III.10: Les résultats

	E.L.U	E.L.S
$M_{T\ max}$ (KN.m)	11,55	7.92
$M_{A\ max}$ (KN.m)	12.59	9.12
T_{max} (KN)	17.07	11.97

Ferraillage des poutrelles :

Tableau III.-11 : Les caractéristiques des matériaux

Situation durable	Situation accidentelle	Situation durable	Situation accidentelle
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=15	γ_s=1.15	γ_b=15	γ_s=1.15
σ_b = 25MPa	FeE 400	σ_b = 25MPa	FeE 400
σ_b=14.2 MPa	σ_s = 348 MPa	σ_b= 18.48 MPa	σ_s= 400MPa

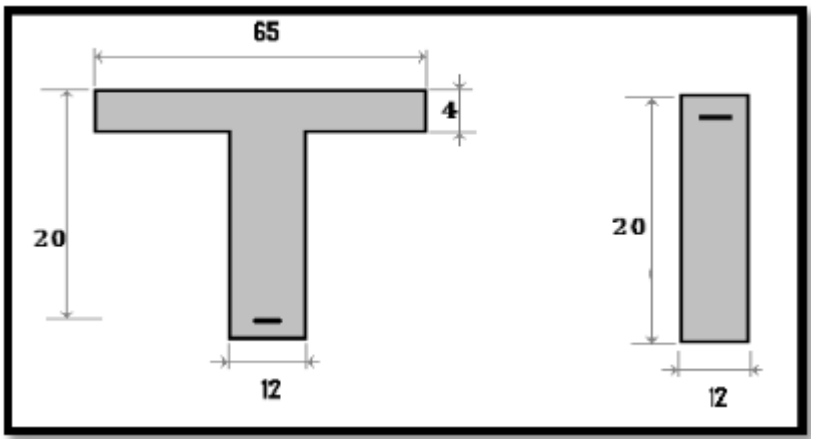


Figure III-8 : Sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est considéré comme peu nuisible, la situation est durable:

Tableau III-12 : calcul des armatures

	M max (KN.m)	A (cm²)	A choisi (cm²)
en travée	11.55	2.2	3HA10=2.36
en appui	12.59	2.4	1HA12+1HA14=2.67

III.3.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

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

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

- **Acier** : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$=min ((2/3)*Fe ; 110$\sqrt{\eta + ftj}$)=202 MPa et on doit vérifier que $\overline{\sigma s} \leq \sigma s$

III-13 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutrelles

position	M_{ser} (KN.m)	Type de fissuration	$A_{adopté}$ (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma s \leq \overline{\sigma s}$
travée	7.92	Peu nui	2.36	9.7	/	vérifiée
appui	9.12	Peu nui	3.05	8.5	/	vérifiée

III.3.4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d}$$

Où :

Tu: effort tranchant

Tableau III-14: Calcul de $\overline{\tau_u}$

fissurations	Préjudiciable	Peu-nuisible
$\overline{\tau_u}$	$\min\left[0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPA\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPA\right]$
Situation durable	$\overline{\tau_u} = 2.5\ MPa$	$\overline{\tau_u} = 3.3\ MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u} = 3.26\ MPa$	$\overline{\tau_u} = 4.34\ MPa$

Tableau III-15 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Vu (KN)	Combinaison	fissuration	τ_u (MPa)	τ_u $(\overline{MPa})$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
11.97	1.35G+1.5Q	Peu nuisible	0.79	3.3	cv

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur d'âme de la nervure.

Donc :

$\phi_t \leq (5{,}7\ ;\ 10\ ;\ 12) \longrightarrow \phi_t = 5$ mm

$A_t = a_t . n_t = 0.38$ cm²

Où :

a_t : secion d'unebarre $= \frac{\pi.\phi_t^2}{4} = 19.63$ mm²

n_t : Nombres des barres = 2

Tableau III-16 : les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A_t	Espacement (cm)
2 ϕ5	15 cm

III.3.5. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$
3. $\frac{A}{b_0 \times d} > \frac{4.2}{fe}$

Tel que :

$\frac{M_t}{M_0}$=0.8

A : section d'armatures longitudinales

Vérification de la flèche :

Tableau III-17 : Vérification de la flèche des poutrelles

1ière condition			2ième condition			3ième condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10.M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$	$\rho = \frac{A}{b.d}$	$\frac{4,2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{4,2}{f_e}$
0.044	0.062	CNV	0.078	0.08	CNV	1.81E-3	0.0105	CNV

Ces dernières conditions ne sont pas vérifiées donc on doit passer à la vérification de la flèche

Avec : $F_{adm} = \frac{Lmax}{500}$ ..... *si* $L < 5\ m$

Tableau III- 18 : Vérification détaillée de la flèche des poutrelles

A_{s1}	A_{S2}	$M_{t\ ser}$ (KN.m)	L (m)	F_i (mm)	F_{adm} (mm)	$F_i \leq F_{adm}$
2.36	0.79	7.92	4.52	5.6	9.04	CV

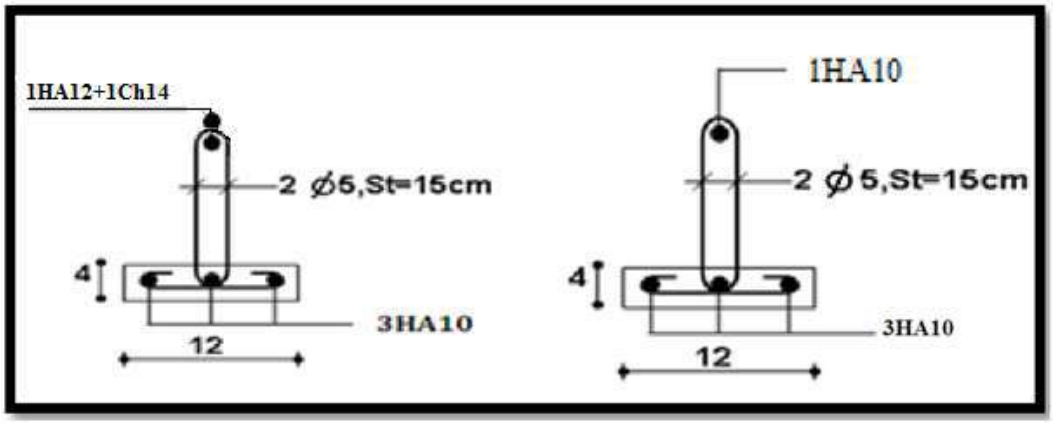


Figure III-9 : ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.3. Escalier:

III.3.1. Introduction:

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'emmarchement, la largeur est le giron, la partie verticale est là contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

III.3.2 Etudes des escaliers à trois volées avec deux paliers de repos :

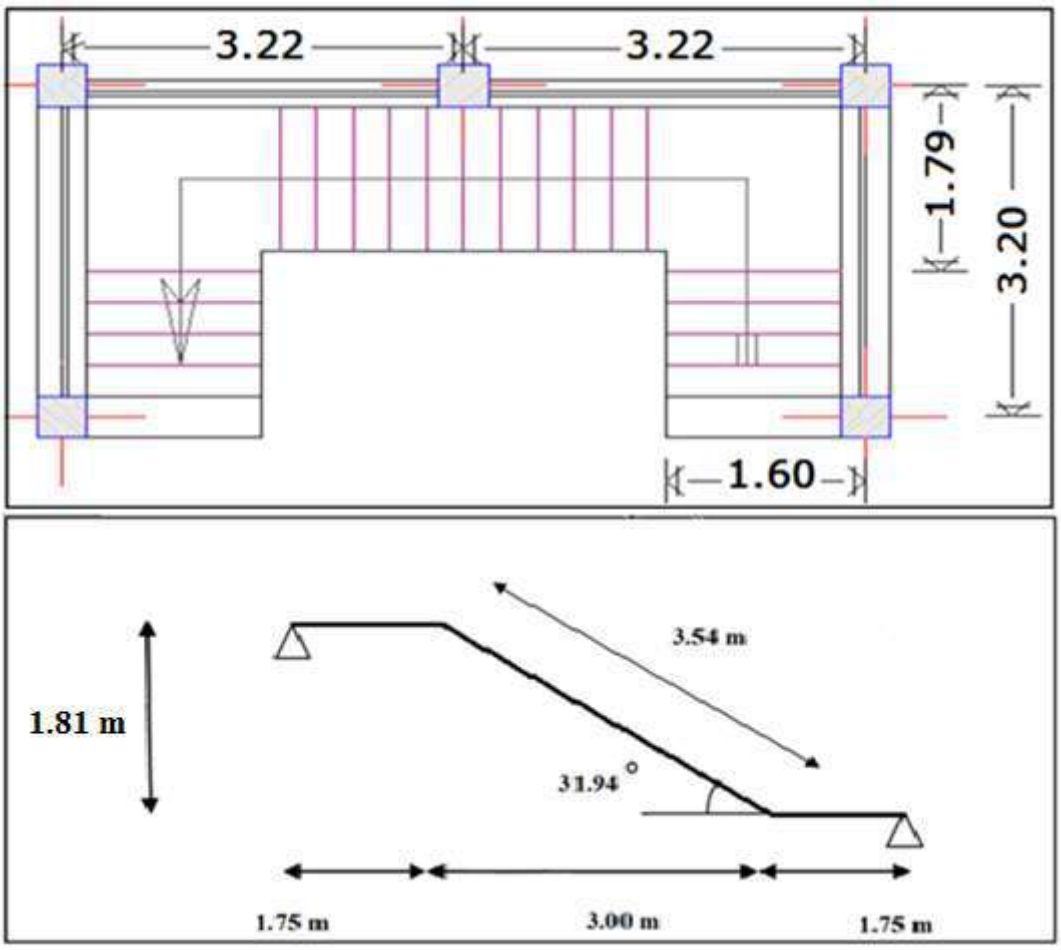


Figure III-10 : Dimensions de l'escalier.

III-3-2-1 Dimensionnements :

Nombre des Marche : 10

Nombre de contre marche : 11.

H =11x0.17 = 1.87 m

L =10x0.30 =3.00 m.

- **L'inclinaison de la paillasse :**

tg $\alpha=\frac{H}{L}=\frac{1.87}{3}=0.62 \longrightarrow \alpha$=31.94°

- **La longueur de l'escalier :**

$L_0=\sqrt{H^2+L^2}=\sqrt{3^2+1.87^2}=3.54m$

$L_{tot}=1.75+3.54+1.75$=7.04 m

- **Epaisseur de la paillasse :**

Condition d'épaisseur:

$$\frac{L_{tot}}{35} \leq e_p \leq \frac{L_{tot}}{30}$$

$$\frac{7.04}{35}=0.2\text{m} \leq e_p \leq \frac{7.04}{30}=0.23\text{m}$$

, Donc on prend: $e_p = 20\text{cm}$

a) Vérification de BLONDEL:

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

$$59\text{ cm} \leq 30+34=64 \leq 66\text{ cm}$$

III.3.2.2 Charges et surcharge de l'escalier:

a- palier :

Tableau III-19 : charge permanent de palier.

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m)
01	carrelage	0.02	22	0.44
02	Lit de sable	0.03	18	0.54
03	mortier de pose	0.02	20	0.40
04	Poids propre du palier	0.20	25	5.00
05	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Total:	G=6.74

b- paillasse :

Tableau III-20 : charge permanent de paillasse.

N°	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	Lit de sable	0.03	18	0.54
03	mortier de pose	0.02	20	0.40
04	Poids propre de la paillasse	$0.20/\cos\alpha$	25	5.88
05	Poids des marches	0.17/2	25	2.12
06	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Total	**G=9.74**

III-3-2-3 Détermination des efforts

Charges d'exploitation: Q =2.5 KN/m², selon: **DTR (charge et surcharge art 7.2.1) page 20**

➢ Détermination de l'effort :

- **à l'ELU** : p_u = 1.35G+1.5Q
- **à l'ELS:** p_{ser} = G+Q

Tableau III-21 : Combinaisons des charges sur l'escalier.

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	p_u(KN/m²)	p_{ser}(KN/m²)
Palier	6.74	2.5	12.85	9.25
paillasse	9.74	2.5	16.90	12.24

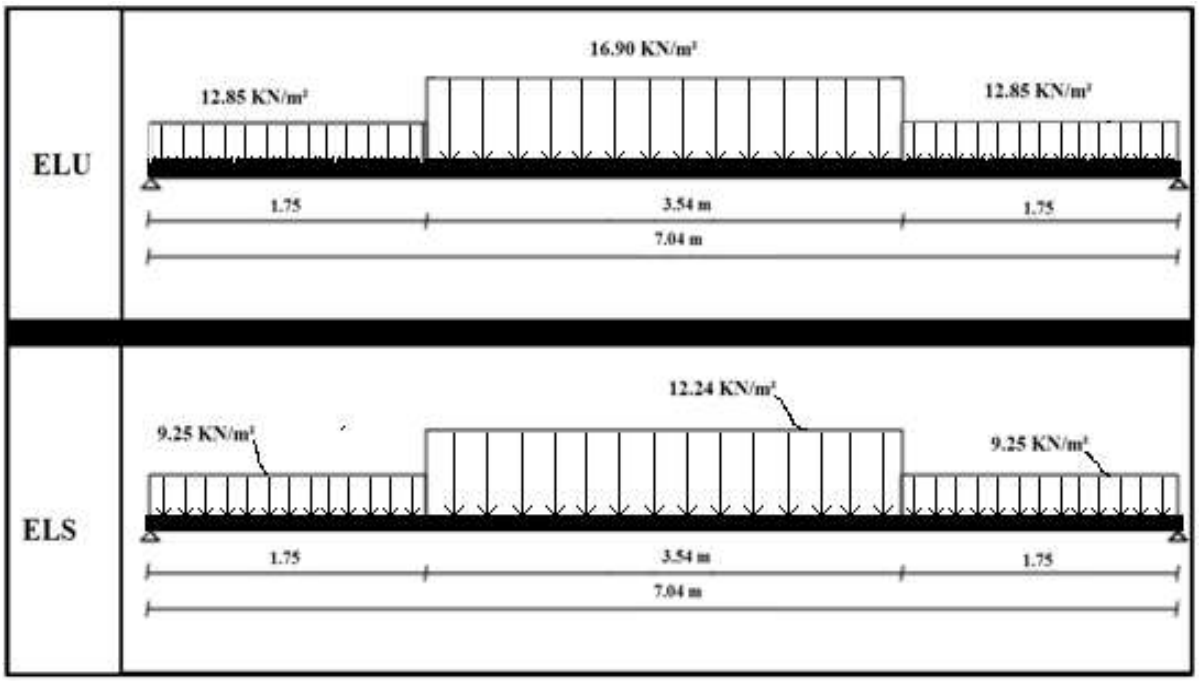


Figure III-11: schéma simplifie du chargement de la poutre à l'ELU et ELS

➢ Calcul des efforts tranchants, moments fléchissant en travée et aux appuis :

Tableau III-22 : Sollicitations max d'escalier en travée et en appuis

	Moment en travée (KN.m)	Moment aux appuis (KN².m)	L'effort tranchant max (KN)
E.L.U	74.86	44.04	52.34
E.L.S	54.02	31.77	/

III-3-2-4 Calcul des armatures

III-3-2-4 -1 Ferraillage à ELU :

Tableau III-23 : paramètres de calcul.

Béton	$f_{c28=}25MPa$	$\gamma_b = 1.5$	$\sigma_b = 14.2MPa$	C=2 cm
	f_{t28}=2.1MPa	b=100cm	h=20cm	d=18cm
Acier	FeE400	$f_e = 400MPa$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348MPa$

Tableau III-24 : Calcul des sections d'acier

	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm^2)
En travée	74.86	0.172	0.905	10.9	0	8HA14=12.32
aux appuis	44.04	0.101	0.134	6.10	0	8HA12=9.05

- **Condition de non fragilité :**

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

- En travées: A= 12.32 cm² $\geq A_{min} = \frac{100\times20}{1000} = 2.00\ cm^2$ (cv)
- En appuis : A= 7.96 cm² $\geq A_{min} = \frac{100\times20}{1000} = 2.00\ cm^2$ (cv)

III-3-2-4 -2 Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit pas vérifier les contraintes des armatures

Tableau III-25 : vérification des contraintes à l'ELS

	En travées	En appuis
A (cm²)	12.32	7.69
M_{ser} (KN.m)	54.02	31.77
Y (cm)	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=6.81$	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=4.32$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=36540.98$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=24382.30$
$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}=11.64$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=6.46$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

III-3-2-4 -3 Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u=\frac{V_u}{b_0.d}=\frac{52.34\times10^3}{1000\times180}=0.290\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u=Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b}=3.33MPa;5MPa\right]=3.33\,MPa$$

$$\tau_u=0.290MPa<\overline{\tau}_u=3.33\,MPa \qquad (Cv)$$

III-3-2-4-4 Les armatures de répartition :

Tableau III-26 : Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4}=\frac{12.32}{4}=3.08$	5 HA 10 = 3.92 cm²
En appuis	$\frac{A}{4}=\frac{7.69}{4}=1.92$	4 HA 8 = 2.01cm²

III-3-3-4-5 Vérification de l'espacement :

Tableau III-27 : vérification des espacements

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=60cm;33cm]=33cm	St=15cm ≤ min[3h=80cm;33cm]=33cm
En appuis	St=30cm ≤ min[4h=80cm;45cm]=45cm	St=30cm ≤ min[4h=80cm;45cm]=45cm

III-3-3-4-6 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0.20}{7.04} = 0.0284 < \frac{1}{16} = 0.0625 \ldots\ldots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{0.20}{7.04} = 0.0284 < 0.08 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CNV$$

$$\frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{fe} \longrightarrow \frac{10.9}{100\times17.5} = 0.00623 > \frac{4.2}{400} = 0.001 \ldots\ldots \text{CV}$$

Ces dernières conditions ne sont pas vérifiées donc on doit passer au vérification de la flèche :

Avec :

F_{adm} = 0.5 cm+$\frac{L}{1000}$ ..... si L> 5 m

$F_{adm} = \frac{Lmax}{500}$ ……..... si L< 5 m

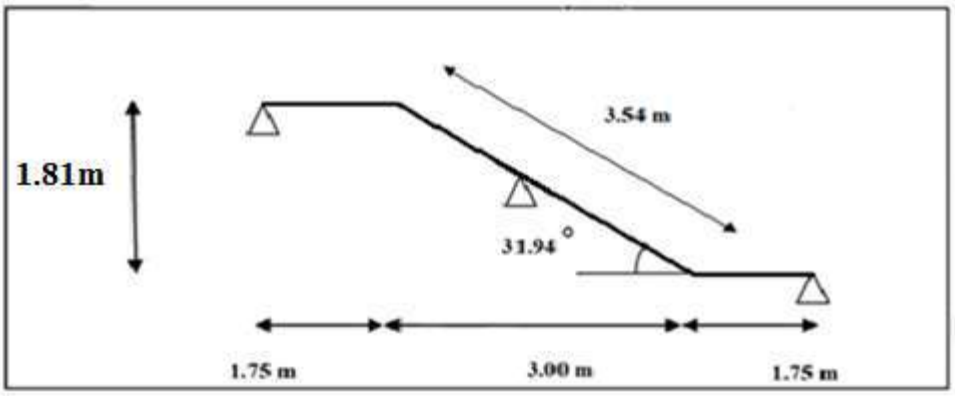
Tableau III-28 : Vérification détaillé de la flèche

A_{s1}	A_{S2}	M_{tser}	L	F_i (mm)	F_{adm} (mm)	$F_i \leq F_{adm}$
10.9	6.10	54.02	7.04	1.260	1.204	CNV

Commentaire :

On remarque qu'il y a un risque sur l'escalier, donc on doit redimensionner l'escalier ou bien ajouter une console pour minimiser le moment fléchissant en travée.

Donc le schéma statique de l'escalier devient:



d

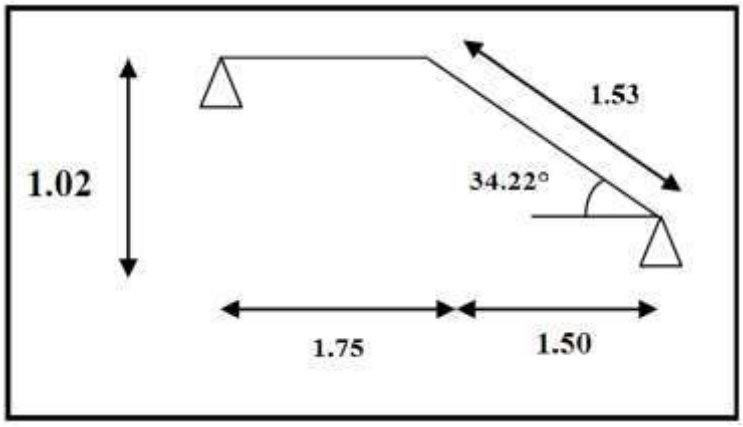


Figure III-12 : Schéma statique de l'escalier à étudier:

III-3-2-2 Dimensionnements :

Nombre des Marche : 5

Nombre de contre marche : 6

H =6x0.17 = 1.02 m

L =5x0.30 =1.5 m

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.02}{1.5} = 0.68 \longrightarrow \alpha = 34.22°$

- **La longueur de l'escalier :**

$L_0 = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{1.5^2 + 1.02^2} = 1.81\text{m}$

$L_{tot} = 1.75 + 1.81 = 3.56\text{ m}$

- **Epaisseur de la paillasse :**

Condition d'épaisseur:

$$\frac{L_{tot}}{35} \leq e_p \leq \frac{L_{tot}}{30}$$

$$\frac{3.56}{35} = 0.10\text{m} \leq e_p \leq \frac{3.56}{30} = 0.12\text{m}$$

Donc on adopte $e_p = 15\text{cm}$

III-3-2-3 Charges et surcharge de l'escalier:

Tableau III-29 : charge permanent de palier.

N	Composantes	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^3)
01	Carrelage	0.02	22	0.44
02	Lit de sable	0.03	18	0.54
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
05	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			Total :	G=5.49

Tableau III-30 : charge permanent de paillasse.

N°	**composantes**	**Epaisseur (m)**	**Poids volumiques (KN/m^3)**	**Poids surfaciques (KN/m^2)**
01	**Carrelage**	0.02	22	0.44
02	**Lit de sable**	0.03	18	0.54
03	**mortier de pose**	0.02	20	0.40
04	**Poids propre de la Paillasse**	$0.15/\cos\alpha$	25	4.71
05	**Poids des marches**	0.17/2	25	2.12
06	**Enduit en ciment**	0.02	18	0.36
			Total	**G= 8.57**

Charges d'exploitation: **Q =2.5 KN/m2,** selon: DTR (charge et surcharge art 7.2.1) page 20

Détermination de l'effort :

- à l'ELU : p_u = 1.35G+1.5Q
- à l'ELS: p_{ser} = G+Q

Tableau III-31 : charge d'exploitation

	G(KN/m²)	Q(KN/m²)	p_u(KN/m²)	p_{ser} (KN/m²)
Palier	5.49	2.5	11.16	7.99
paillasse	8.57	2.5	15.32	11.07

- calcul des moments fléchissant en travée et aux appuis :

Tableau III-32: les résultats

	Moment en travée (KN.m)	Moment au appui (KN².m)	L'effort tranchant max (KN)
E.L.U	14.9	8.77	23.18
E.L.S	6.54	3.85	

III-3-2-3 calcul de ferraillage :

Tableau III-33: ferraillage à l'ELU

	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	14.90	0.032	0.984	3.4	0	6HA12
aux appuis	6.54	0.014	0.993	1.7	0	6HA12

III.3.3.4.A. Condition de non fragilité :

On vérifie que: $A \geq \frac{B}{1000}$

- En travées: $A = 12.32\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 20}{1000} = 2.00\ cm^2$ (cv)
- En appuis : $A = 7.96\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 20}{1000} = 2.00\ cm^2$ (cv)

III.3.3.4.B. Les armatures de répartition :

Tableau III-34 : Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{3.4}{4} = 0.85$	4 HA 8 = 2.01 cm²
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{1.7}{4} = 0.43$	4 HA 8 = 2.01cm²

III.3.3.4.C. Vérification de l'espacement :

Tableau III-35 : calcul des espacements

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=20cm ≤ min[3h=60cm;33cm]=33cm	St=15cm ≤ min[3h=80cm;33cm]=33cm
En appuis	St=30cm ≤ min[4h=80cm;45cm]=45cm	St=30cm ≤ min[4h=80cm;45cm]=45cm

III.3.3.4.D. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{23.18\times10^3}{1000\times180} = 0.128 \text{ MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.128\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33\text{ MPa} \qquad \text{(Cv)}$$

III.3.3.4.E. Vérification à l'E.L.S :

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

$$\overline{\sigma}_b = 0.6.\ f_{c28} = 0.6\times25 = 15\text{ MPa}$$

Tableau III-36 : Vérification à l'ELS

	En travées	En appuis
A (cm²)	6.79	6.79
M_{ser} (kN.m)	6.54	3.85
Y (cm)	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=4.86$	$50y^2+15A.y-15A.d=0 \Rightarrow y=3.08$
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=25540.98$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=17382.30$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	15
σ_b (Mpa)	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$=8.13	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y$=5.11
$\sigma_b \le \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

III-3-3-4-6 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0.15}{3.56} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625 \ldots\ldots\ldots \text{CNV}$

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{0.15}{3.56} = 0.0420 < 0.08 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{CNV}$

$\frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4.2}{fe} \longrightarrow \frac{6.79}{100\times13} = 0.00522 > \frac{4.2}{400} = 0.001 \ldots \text{CV}$

Ces dernières conditions ne sont pas vérifiées donc on doit passer à la vérification de la flèche

,Avec :

$F_{adm} = 0.5\ cm + \frac{L}{1000}$ ..... si $L > 5\ m$

$F_{adm} = \frac{Lmax}{500}$ ..... si $L < 5\ m$

Tableau III-37 : vérification détaillées de la flèche

A_{s1}	A_{S2}	M_{tser}	L	F_i (mm)	F_{adm} (mm)	$F_i \leq F_{adm}$
6.79	6.79	6.54	3.56	0.7	7.12	CV

III-3-2-2 Calcul de console sous paillasse :

III-3-2-2-1 Vérification des prescriptions du RPA 2003 :

b= 30 cm $\geq 20\ cm \ldots\ldots CV$

h= 30 cm $\geq 30\ cm \ldots\ldots CV$

b/h = $1 < 4 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$

Poids propre de la console : 0.3×0.3×25 = 2.25 KN/ml

Q= 23.18 KN ⟶ Q= 23.18/1.5 = 15.45 KN/ml

Mg = -0.5×P×L² = 29.49 KN.m

T = - P×L = 39.32 KN

Tableau III-38 : les sollicitations appliquées sur la console

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	Pu	Mg	T
ELU	2.25	15.45	26.21	- 29.49	-39.32
ELS			17.70	-19.91	-26.55

III-3-2-2-2 Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$; $\overline{\tau_u} = \min\left(0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ MPa\right)$

$\tau_u = 0.47 < \overline{\tau_u} = 3.33$ ……. CV

III-3-2-2-3 Ferraillage de console à l'ELU :

Tableau III-39 : calcul des sections d'acier de la console

section	Mu	A	A'	A choisi
30*30	-29.49	3.3	0	3HA12

III-3-2-2-4 Vérification à l'ELS :

Tableau III-40 : vérification de ferraillage à l'ELS

section	fissuration	M_{ser}	A	A'	σs′	σs	σb	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
30*30	Peu nuisible	19.91	3.39	3.39	/	/	5.6	cv

III-3-2-2-5 Armatures transversales :

- D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \frac{At}{St} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\frac{h}{4} et\ 12\varphi) \\ S' \leq h/2 \end{cases}$$

On adopte :

Tableau III-41 : vérification de ferraillage à l'ELS

		RPA 99		S_t adopté (cm)		
B (cm²)	S_t (cm)	S_t (courante) (cm)	A_t (cm²)	S_t(nodale) (cm)	S_t(courante) (cm)	A_t choisi (cm²)
30×30	7.5	15	1.35	5	15	3Ø8
30×30	15	15	1.35	5	15	3Ø8

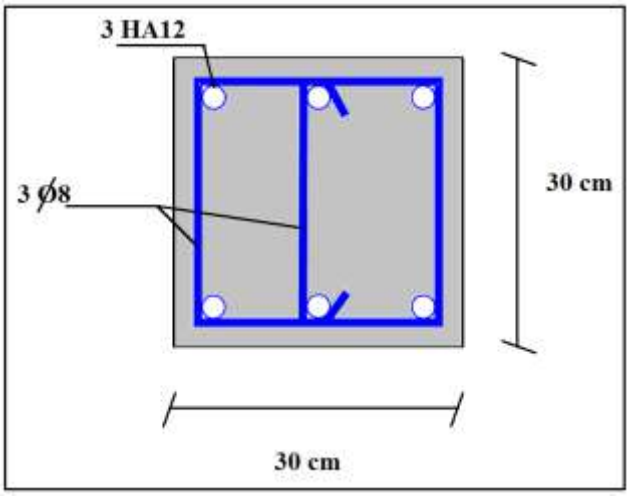


Figure III-13 ferraillage de la console

III-3-2-2-6 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} . \frac{M_t}{M_0}$
3. $\frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{fe}$

Tel que :

$\frac{M_t}{M_0}$=0.8

A : section d'armatures longitudinales:

Tableau III-42 : Vérification de la flèche des poutres

	1ière condition			2ième condition			3ième condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10.M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$	$\rho = \frac{A}{b.d}$	$\frac{4,2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{4,2}{f_e}$
PP 30×30	0.2	0.062	CV	0.2	0.08	CV	6.84E-3	0.0105	CNV

Ces dernières conditions ne sont pas vérifiées donc on doit passer à la vérification de la flèche , avec :

$F_{adm} = 0.5+\frac{L}{1000}$ ..... si $L> 5\ m$

$F_{adm} = \frac{Lmax}{500}$ ..... si $L< 5\ m$

Tableau III-43 : Vérification détaillé de la flèche

section	A_{s1}	A_{S2}	M_{tser}	L (m)	F_i (mm)	F_{adm} (mm)	$F_i \leq F_{adm}$
PP 30×40	3.39	3.39	19.91	1.5	0.5	3	CV

III.4.Les dalles pleines :

III.4.1 Méthodes de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- La méthode forfaitaire : la plus utilisé aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré et chargement répartie.
- La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

On a utilisé la méthode des lignes de ruptures pour la détermination des moments de flexion pour les panneaux des dalles pleines.

On a 2 types des dalles pleines:

1er Type :

Un triangle droit encastré sur les 3 cotés :

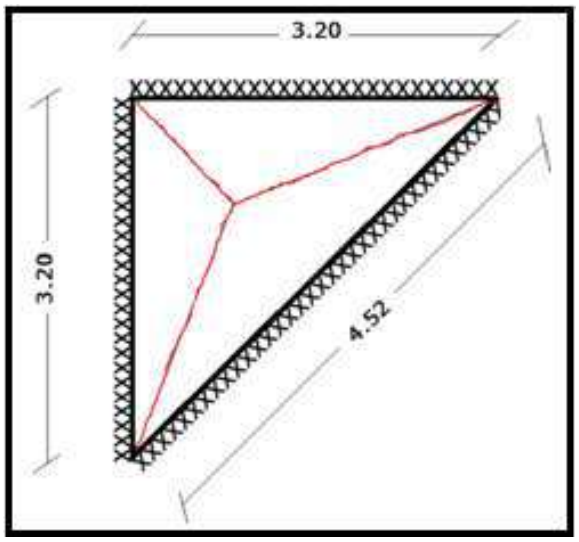


Figure III-14 1er type des dalles pleines

2^{ième} Type :

Un rectangle encastré sur 4 cotés

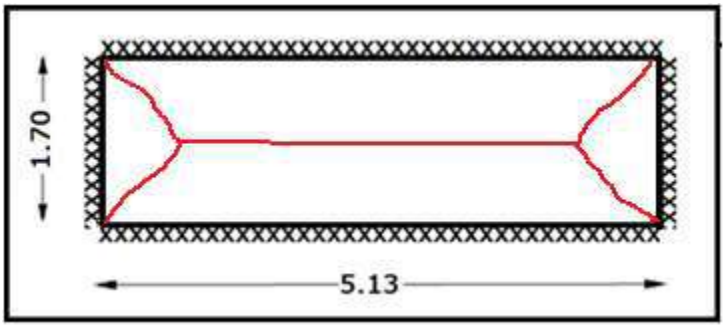


Figure III-15 2ème type des dalles pleines

III-4-2 Principe de la méthode des lignes de ruptures :

Le travail intérieur égale le travail extérieur

$$T_{ext} = \text{q.S.}f_{cdg}$$

$$T_{int} = \text{M.L.}\theta$$

Où :

q : la charge répartie sur le paneau

S : la surface du région rigide

f_{cdg} : La flèche au niveau du centre du gravité de la région rigide

M: moment de flexion

L : la projection de a ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ: l'angle de rotation

$$\frac{dq}{dx} = 0 \; ; \; \frac{dq}{dy} = 0$$

Après le calcul on a trouvé que :

$M_0 = \frac{q_0}{0.69}$ KN/m²

$M_t = M_0$

$M_a = 0.5M_0$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau = \frac{V}{b_0.d} \leq \overline{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

Où :

τ= la contrainte tangentielle (en MPa)

V : l'effort tranchant (KN) …… $\begin{cases} V_x = \frac{P.L_x.L_y}{2L_x+L_y} \\ V_y = \frac{P.L_x.L_y}{3L_y} \end{cases}$

b_0 = 1000 mm

d = h-c = 125 mm

Tableau III-44 Tableau III-38 : les sollicitations appliquées

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Pu (KN/m²)	Pser (KN/m²)
Terrasse	7.29	1	11.34	8.29
Etage courant	7.11	1.5	11.85	8.61

Tableau III-45: sollicitation max

		E.L.U	E.L.S
$M_{T\ max}$ (KN.m)		17.17	12.48
$M_{A\ max}$ (KN.m)		8.58	6.24
T_{max} (KN)	1er types	0.10	0.073
	2ième types	0.160	0.12

III-4-3 Calcul de ferraillage :

Tableau III-46 : Les caractéristiques des matériaux

Situation durable	Situation accidentelle	Situation durable	Situation accidentelle
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=15	γ_s=1.15	γ_b=15	γ_s=1.15
σ_b = 25MPa	FeE 400	σ_b = 25MPa	FeE 400
σ_b=14.2 MPa	σ_s = 348 MPa	σ_b= 18.48 MPa	σ_s= 400MPa

III-4-3-1 Calcul des armatures à l'ELU :

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm.

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

La fissuration est considéré comme peu nuisible, la situation est durable:

Tableau III-47 : calcul des armatures

	M max (KN.m)	A (cm²)	A choisi (cm²)
en travée	17.17	3.9	5HA10=3.93
en appui	8.58	1.9	5HA10=3.93

III-4-3-2 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire. Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

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

On doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Où : $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa

- **Acier** : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

On doit vérifier que $\overline{\sigma s} \leq \sigma s$

Où : $\sigma_s = \overline{\text{min}}$ ((2/3)*Fe ; $110\sqrt{\eta + ftj}$)=202 MPa

Tableau III-48 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutrelles

position	M_{ser} (KN.m)	Type de fissuration	$A_{adopté}$ (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma s \leq \overline{\sigma s}$
travée	12.48	Peu nui	3.93	8.4	/	vérifiée
appui	6.24	Peu nui	3.93	1.6	/	vérifiée

III-4-4 Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d}$$

Où :

Tu: effort tranchant

$\tau_u = 3.3\ MPa$ …… (Situation durable ; fissuration peu-nuisible)

Tableau III-49 : Vérification de la contrainte de cisaillement

Vu (KN)	Combinaison	fissuration	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
0.16	ELU	Peu nuisible	0.128	3.3	cv

III-4-5 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10}.\frac{M_t}{M_0}$
3. $\frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{fe}$

Tel que :

$\frac{M_t}{M_0}$=0.8

A : section d'armatures longitudinales

Tableau III-50 : Vérification de la flèche des poutrelles

1ière condition			2ième condition			3ième condition		
$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10.M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$	$\rho = \frac{A}{b.d}$	$\frac{4,2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{4,2}{f_e}$
0.047	0.063	CNV	0.047	0.08	CNV	3.14E-3	0.0105	CV

Ces dernières conditions ne sont pas vérifiées donc on doit passer à la vérification de la flèche:

$F_{adm} = 0.5+\frac{Lmax}{1000}$ ..... si L> 5 m

Tableau V-51: Vérification détaillée de la flèche des poutres

Section (cm)	A_{s1} (cm²)	A_{S2} (cm²)	M_{tser} (KN.m)	L (m)	F_i (mm)	F_{adm} (mm)	$F_i \leq F_{adm}$
15× 100	3.93	3.93	12.48	3.20	2.9	5.03	CV

IV.1. Introduction:

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure.

Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les Caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure:

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

Les caractéristiques à déterminer sont:

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

IV.3 disposition des voiles:

On a essayé plusieurs dispositions : On adopte la dernière disposition (figure VI-4) pour être la disposition finale, donc tous les vérifications se fait selon ce modèle.

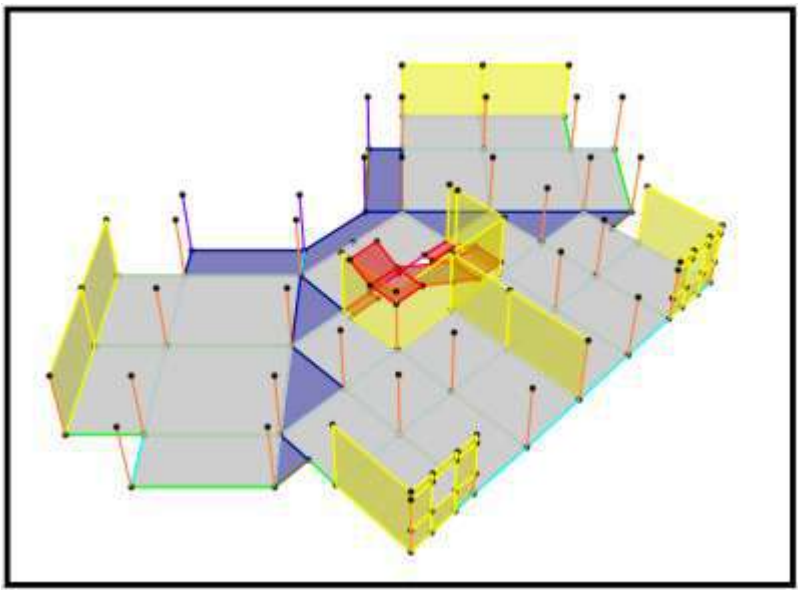


Figure IV.1: la 1ère disposition des voiles

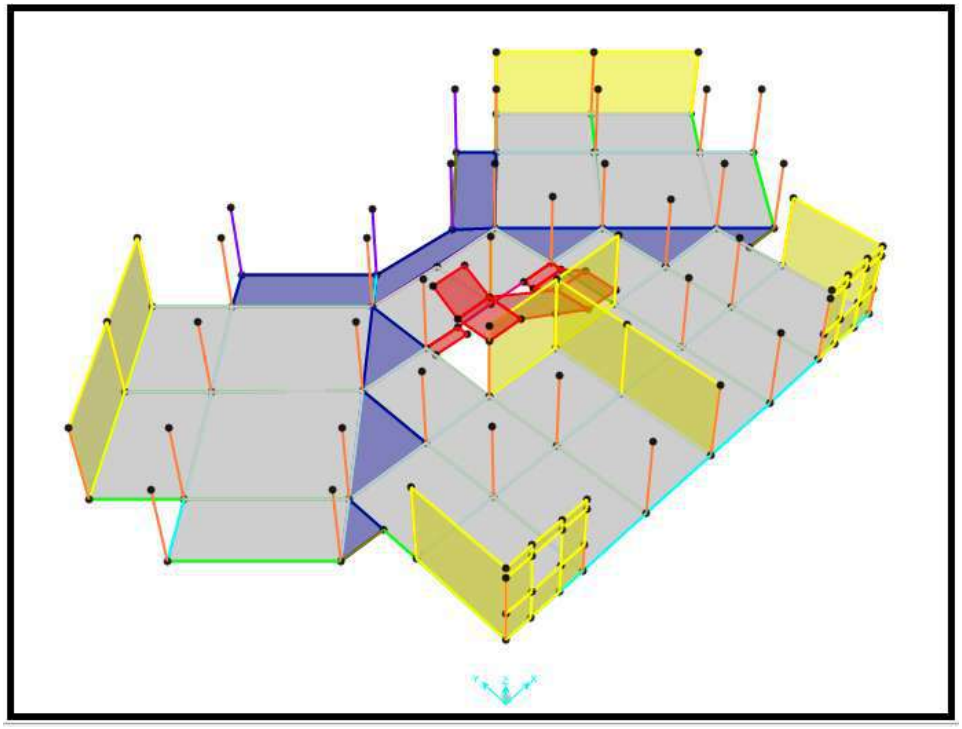


Figure IV.2: la 2ème disposition des voiles

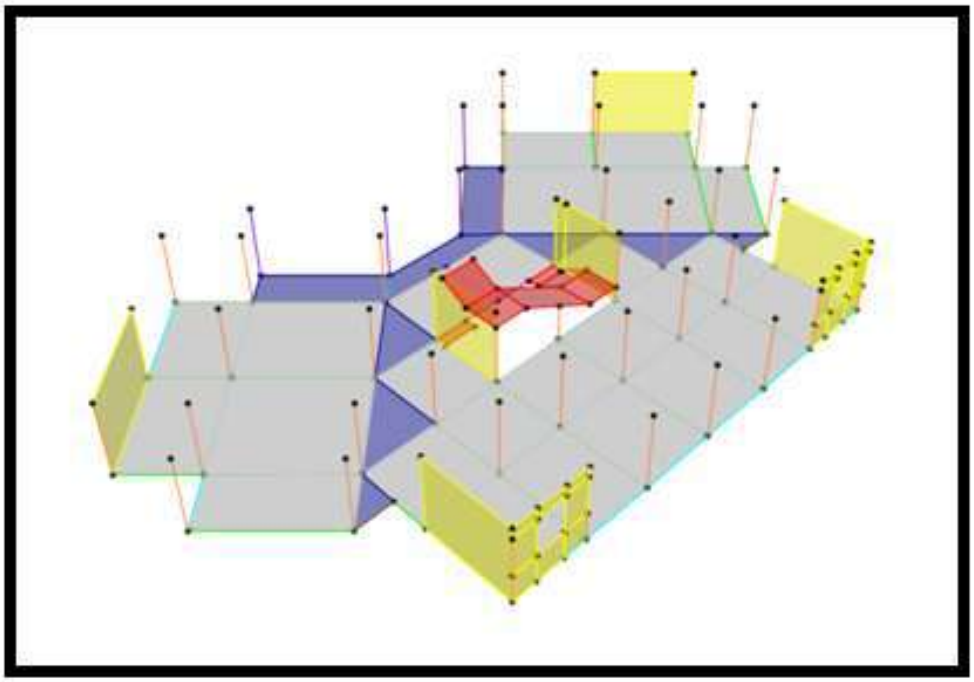


Figure IV.3: la 3ème disposition des voiles

On adopte cette disposition pour être la disposition finale, donc tous les vérifications se fait selon ce modèle.

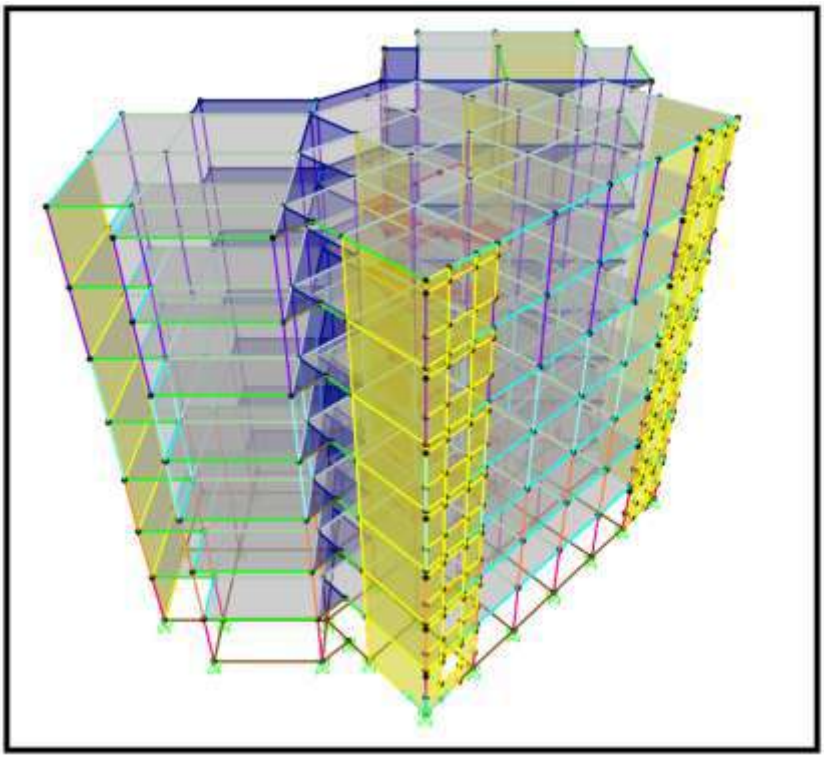


Figure IV.4: la disposition du voile, vu en 3D

IV-4 Caractéristique dynamique de la structure

IV-4-1 Centre de masse:

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

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

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

Avec:

$\boldsymbol{W_i}$**:** Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

$\boldsymbol{X_i, Y_i}$**:** Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

$\boldsymbol{X_G, Y_G}$: Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV-4-2 Centre de torsion:

Le centre de torsion **T** est un point caractérisé par:

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

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

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} X_i}{\sum I_{yi}} \quad ; \quad Y_R = \frac{\sum I_{Xi} Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

$\mathbf{I_X}; \mathbf{I_Y}$: Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

$\mathbf{X_i}, \mathbf{Y_i}$: Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi

$\mathbf{X_R}, \mathbf{Y_R}$**:** Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Tableau IV-1 : calcul de centre de masse et de torsion

Niveau		Masse et centre de Masse			centre d'inertie	
Diaphragme	Nive	Poids	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)
G_ DIAPH	3.23	4733.785	9.2389	8.8040	9.2390	11.6040
F_ DIAPH	6.46	4669.787	9.2370	8.8038	9.2289	10.2138
E_ DIAPH	9.69	4611.902	9.2364	8.8063	9.2253	9.5239
D_ DIAPH	12.92	4555.432	9.2347	8.8062	9.2230	9.1150
C_ DIAPH	16.15	4505.265	9.2342	8.8085	9.2207	8.8180
B_ DIAPH	19.38	4429.995	9.2105	8.8005	9.2180	8.5934
A_ DIAPH	22.61	3892.135	9.3150	8.9304	9.2152	8.4027

IV-4-2-1 Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :

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.

IV-4-2-2 Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 33.76 m

Largeur du bâtiment = 19.20 m

IV-4-2-3 Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 5.064 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.88 m

IV-4-2-4 Excentricité :

Tableau IV-2 calcul de l'excentricité théorique

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
G_ DIAPH	3.23	0.802	2.753	Ok
F_ DIAPH	6.46	0.250	2.507	Ok
E_ DIAPH	9.69	0.151	2.373	Ok
D_ DIAPH	12.92	0.105	2.330	Ok
C_ DIAPH	16.15	0.013	2.252	Ok
B_ DIAPH	19.38	0.103	2.111	Ok
A_ DIAPH	22.61	0.338	1.716	Ok

IV-4-2-5 Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]:

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

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

$$Ex = 0,05.\ Lx$$

$$Ey = 0,05.\ Ly$$

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

Tableau IV-3 : calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x	L_y	E_x	E_y
G_ DIAPH_ 3.23	33.76	19.20	0.17	0.096
F_ DIAPH_ 6.46	33.76	19.20	0.17	0.096
E_ DIAPH_ 9.69	33.76	19.20	0.17	0.096
D_ DIAPH_ 12.92	33.76	19.20	0.17	0.096
C_ DIAPH_ 16.15	33.76	19.20	0.17	0.096
B_ DIAPH_ 19.38	33.76	19.20	0.17	0.096
A_ DIAPH_ 22.61	33.76	19.20	0.17	0.096

IV. 5. Choix de la méthode de calcul:

IV. 5.1. Introduction :

On admet toujours quelles efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers.

Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes :

- ❖Méthode statique équivalente
- ❖Méthode dynamique modale spectrale

Pour notre structure :

- ➢ La hauteur totale est 22.61 m > 17m ..... [zone III, groupe d'usage 2]
- ➢ La régularité en plan n'est pas assurée.
- ➢ La régularité en élévation est assurée.

, donc selon le **RPA v2003 Art 4.1.2**, la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

IV.5.3. Méthode dynamique modale spectrale:

IV.5.2.1. Principe :

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

IV.5.2.2. Modélisation: ►► [Art 4.3.2] ◄◄ RPA2003:

Le modèle choisi dans la modélisationsurle**'SAP2000'**estle diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.5.2.3. Le spectre de réponse de calcul:

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

Coefficient d'accélération A [TAB.4.1 RPA99V2003] :

Tableau IV-4 coefficient d'accélération A

zone	Groupe 2	A
III	0.15	0.25

Facteur de correction d'amortissement η:

$\sqrt{7/(2+\xi)}\xi = 7\%$ [1] ►► **RPA [Tab4.2]** ◄◄

Avec remplissage dense ⟶ η = 0,882

Coefficient de comportement R:

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé **(R = 3.5):**

Ce système est constitué des voiles et des portiques, dont les voiles reprennent plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise **uniquement par les voiles.**

Tableau IV-5 : Justification du coefficient de comportement R suivant X (%)

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
A_ DIAPH	100 %	83.019 %	16.981 %	100 %	0 %	100 %
B_ DIAPH	100 %	82.682%	17.318 %	100 %	0 %	100 %
C_ DIAPH	100 %	83.722 %	16.278 %	100 %	0 %	100 %
D_ DIAPH	100 %	87.637 %	12.363 %	100 %	0 %	100 %
E_ DIAPH	100 %	88.664 %	11.336 %	100 %	0 %	100 %
F_ DIAPH	100 %	88.879 %	11.121 %	100 %	0 %	100 %
G_ DIAPH	100 %	87.883 %	12.117 %	100 %	0 %	100 %

Tableau IV-6 : Justification du coefficient de comportement R suivant Y(%)

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Ty (%)	Ty /Poteaux (%)	Ty /Voiles (%)
A_ DIAPH	100 %	66.002 %	33.998 %	100 %	0 %	100 %
B_ DIAPH	100 %	66.161 %	33.839 %	100 %	0 %	100 %
C_ DIAPH	100 %	68.282 %	31.718 %	100 %	0 %	100 %
D_ DIAPH	100 %	68.725 %	31.275 %	100 %	0 %	100 %
E_ DIAPH	100 %	70.969 %	29.031 %	100 %	0 %	100 %
F_ DIAPH	100 %	71.570 %	28.430 %	100 %	0 %	100 %
G_ DIAPH	100 %	73.509 %	26.491 %	100 %	0 %	100 %

Facteur de qualité Q:[RPA:Tab.4.4]:

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non: Q=1+$\sum P_q$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant:

Tableau VI-7 calcul de facteur Q

critères	P_q			
	observé	Non observé	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
Redondance en plan	0	0.05	0	0
Régularité en plan	0	0.05	0.05	0.05
Régularité en élévation	0	0.05	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.1	0	0
		$\sum$	1.10	1.10

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x=1+0.1=1.1$$

$$Q_y=1+0.1=1.1$$

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

D'après le rapport du sol:

$$\text{Site S2} \longrightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{cases}$$

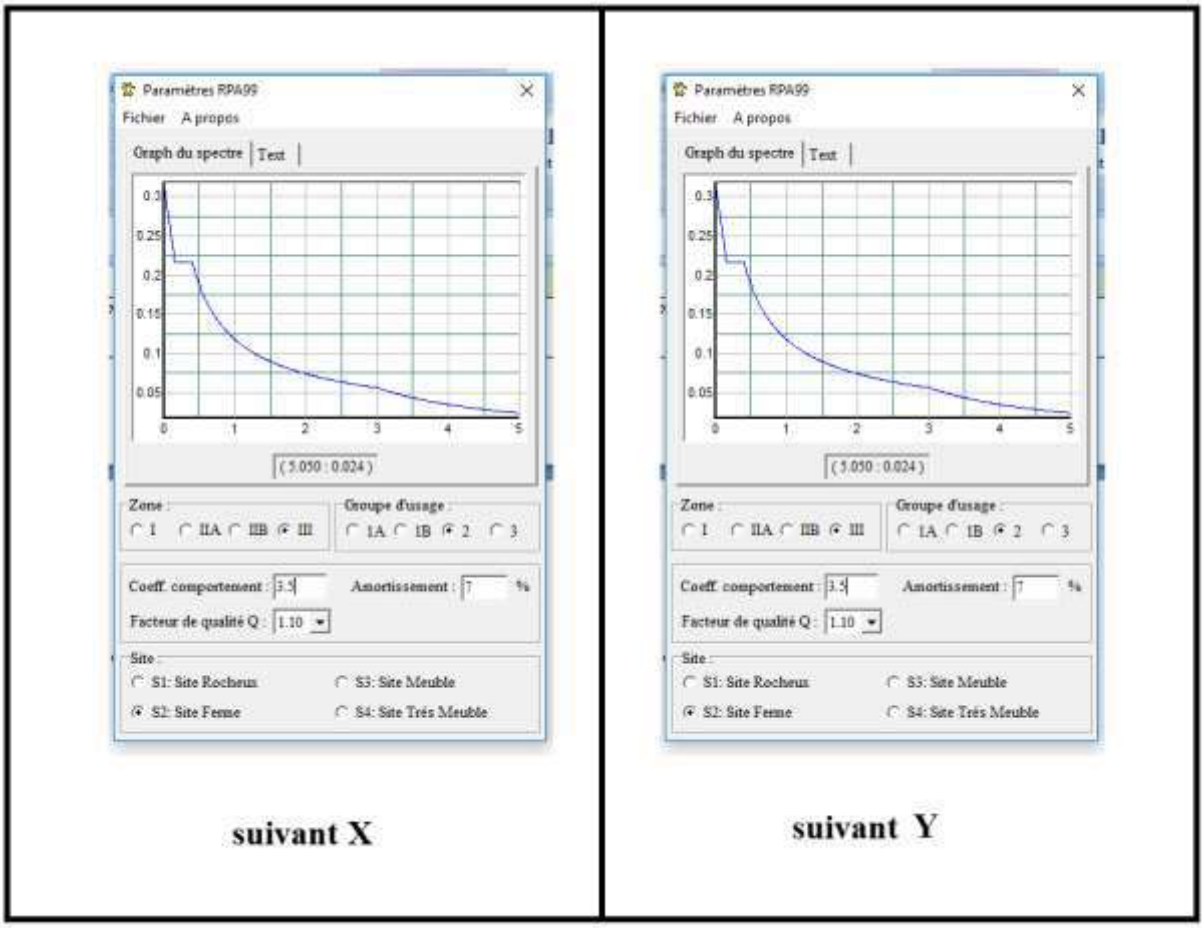


Figure IV-5 : Spectres de réponse

IV.6. Résultats de l'analyse dynamique:

Dans les deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 version 2003 exige les vérifications suivantes:

1. Vérification du comportement modale de la structure pour les trois premiers modes.
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 des déplacements inter-étage.
6. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.
7. Vérification de l'effet P-Δ.

Mais avant de passer aux vérifications exigée par le RPA, on va vous expliquer les critères qu'on a suivi pour la disposition des voiles selon le livre **[conception parasismique –page 75- de MILAN ZACEK]**

Les voiles sont disposé de façon à:

- Obtenir un comportement modal convenable.
- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des charges aux fondations.
- Minimiser l'excentricité entre le CM et le CR.
- Assurer la continuité des voiles verticalement
- Assurer une ductilité suffisante.
- Assurer une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.
- Il suffit de trois éléments verticaux par niveau, à condition qu'il soit non concourant et non parallèles
- Il est cependant nettement préférable d'utiliser un nombre d'élément plus élevé afin de mieux répartir les charges horizontales

IV.6.1 Vérification du comportement modale de la structure :

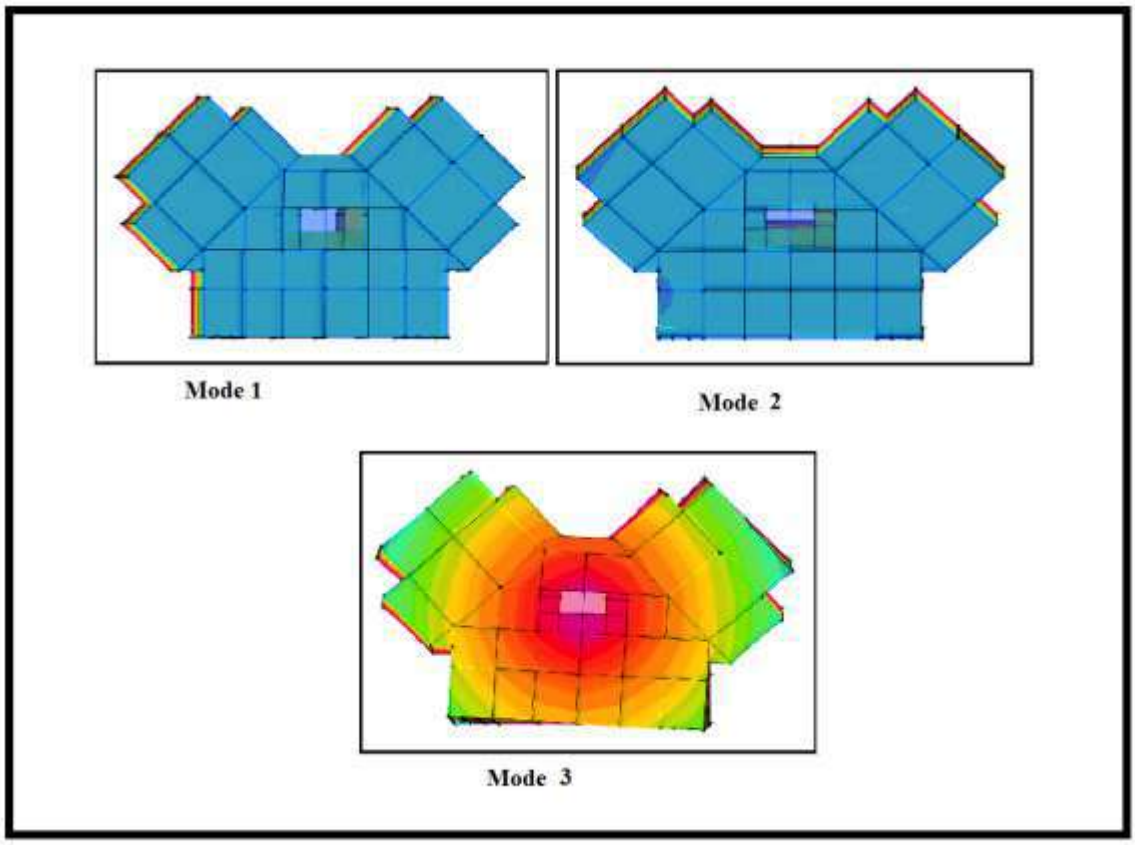


Figure IV-6: Vérification de comportement des trois premiers mode

IV-8 Vérification de comportement des trois premiers modes :

modes	périodes	U_x	U_y	R_z	commentaire
Mode 1	0.633	67.907%	0.001%	0.001%	Translation suivant l'axe X
Mode 2	0.501373	0.001%	66.507%	0.002%	Translation suivant l'axe Y
Mode 3	0.366	0.072%	0.001%	66.384%	Rotation autour l'axe Z

IV.6.2 Vérification de participation massique [Art 4.3.4.a RPA99v2003] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau IV-9 : Période et facture de participation massique du modèle

Mode	Période (s)	Ux	Uy	Rz	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
Mode 1	0.612431	68.17%	0.00%	0.004%	68.17%	0.00%	0.00%
Mode 2	0.500584	0.00%	66.52%	0.00%	68.17%	66.52%	0.01%
Mode 3	0.365735	0.09%	0.00%	66.38%	68.25%	66.52%	66.39%
	….	….	….	….	….	….	….
Mode 13	0.072	0.03%	0.02%	0.00%	89.18%	87.13%	87.23%
Mode 14	0.071	5.06%	0.00%	0.58%	94.24%	87.13%	87.81%
Mode 15	0.070	0.52%	0.00%	0.05%	94.76%	87.13%	87.87%
.	….	….	….	….	….	….	….
Mode 43	0.050	0.03%	0.30%	0.00%	95.60%	87.66%	88.02%
Mode 44	0.049	0.00%	4.20%	0.00%	95.60%	91.86%	88.02%
Mode 45	0.049	0.00%	0.19%	0.00%	95.60%	92.05%	88.02%
	….	….	….	….	….	….	….
Mode 70	0.037	0.01%	0.00%	0.35%	97.72%	94.36%	88.79%
Mode 71	0.037	0.00%	0.00%	0.02%	97.72%	94.36%	88.81%
Mode 72	0.037	0.27%	0.00%	4.26%	97.98%	94.36%	93.07%
$\sum T$	4.63						

Commentaire :

- La participation massique atteint plus de 90% de l'énergie total suivant **X** dans le **14ememode**
- La participation massique atteint de plus de 90%de l'énergie total suivant **Y** au **44eme mode**
- La participation massique atteint de plus de 90% de l'énergie total autour de **Z** au **72eme mode**
- La structure prend T=4.63s pour dissiper 90% de l'énergie total suivant les deux directions X et Y
- On remarque que le sens X dissipé rapidement que **le sens Y car ce dernier est le sens de plus faible rigidité**.
- la structure est **retardée jusqu'à le 72ème mode** pour dissiper 90% de l'énergie total: à cause des modes parasites provoqués par l'escalier, les longues travées et les balcons

Remarque :

On a fait une autre modélisation sans escalier, et on trouvé que la structure dissipe plus de 90% de l'énergie totale dans **le 48^{ième} mode**, les résultats est résumé dans le tableau ci-dessous

Tableau IV-10 : Période et facture de participation massique du modèle sans escalier

Mode	Période (s)	Sum Ux	Sum Uy	Sum Rz
14	0.067332	88.91%	87.26%	87.56%
15	0.066618	95.17%	87.26%	87.81%
…..	…..	….	…..	…..
…..	…..	…..	…..	…..
39	0.04814	95.30%	87.78%	87.94%
40	0.047334	95.30%	94.34%	87.94%
…..	….	…..	…..	…..
…..	…..	…..	…..	…..
47	0.037153	97.45%	94.35%	88.33%
48	0.036447	97.69%	94.35%	91.95%
$\sum T$= 4.09817				

IV.6.3 Vérification de la force sismique V à la base:

La résultante des forces sismique à la base Ed obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Donc il faut vérifier que: $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

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

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

$$V_x = \frac{A+D_x+Q_x}{R}.W \quad ; \quad V_y = \frac{A+D_y+Q_y}{R}.W$$

Tel que:

A : coefficient d'accélération de zone

A = 0,25 ..... [TAB.4.1 RPA99V2003]

D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

T2 = 0,40 s, (site S2) ..... [Tab 4.7 RPA99v2003]

η: facteur de correction d'amortissement: $\eta=\sqrt{1+(2+\xi)}$

ξ = 7 % (remplissage dense)..... [TAB.4.2 RPA99V2003].

η = 0,882

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

$$\begin{cases} T=C_T h_n^{\frac{3}{4}} = 0.518 \ldots. (4\text{-}6) \\ T_{x,y} = \frac{0.09+h_n}{\sqrt{D}} \ldots\ldots\ldots (4-7) \end{cases}$$

$$T_x = \frac{0.09+h_n}{\sqrt{D_x}} = 0.358 \quad ; \quad T_y = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_y}} = 0.460s$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par(4.6) et (4.7)

Donc :

T_x=0.350 s ; T_y=0.460

$T = 0 \leq 0.350 \leq T_2 = 0.40 \leq 3.0$ s $\longrightarrow$ $D_x = 2.5\,\eta = 2.205$

T_2=0.4≤ $T = 0.460 \leq 3.0$ s $\longrightarrow$ $D_y = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.008$

R : coefficient de comportement global de la structure

R = 3.5..... [Tab 4.3 RPA99v2003]

Q : facteur de qualité [Tab.4.4 RPA99V2003]:

Q_x=1.10 ; Q_y=1.10

W : poids total de la structure

w=$\sum_{i=1}^{n} w_i$; 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= 34704.11 KN

$V_x = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0.25 \times 2.205 \times 1.10}{3.5} \times 34704.11 = 6012.487$

$V_y = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0.25 \times 2.008 \times 1.10}{3.5} \times 34704.11 = 5475.317$

Tableau IV-11 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	Force statique (KN)	Force dynamique (KN)	E_d/V	vérification
Suivant x	6012.487	3659.656	0.609	Non Vérifiée
Suivant y	5475.317	4707.896	0.860	Vérifiée

Pour les deux directions(x,y) la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport:

$$\frac{0{,}8.V}{E_d}$$

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

$$\frac{V_x}{E_{dx}} \times 0.8 = 1.314$$

$$\frac{V_y}{E_{dy}} \times 0.8 = 1.000$$

Donc : $\begin{cases} E_{dx} = 4830.746\ KN \\ E_{dy} = 4707.896\ kN \end{cases}$

Vérification:

Tableau IV-12 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	Force statique (KN)	Force dynamique (KN)	E_d/V	vérification
Suivant x	6012.487	4830.746	0.803	Vérifiée
Suivant y	5475.317	4707.896	0.860	Vérifiée

IV-6-4 Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003]:

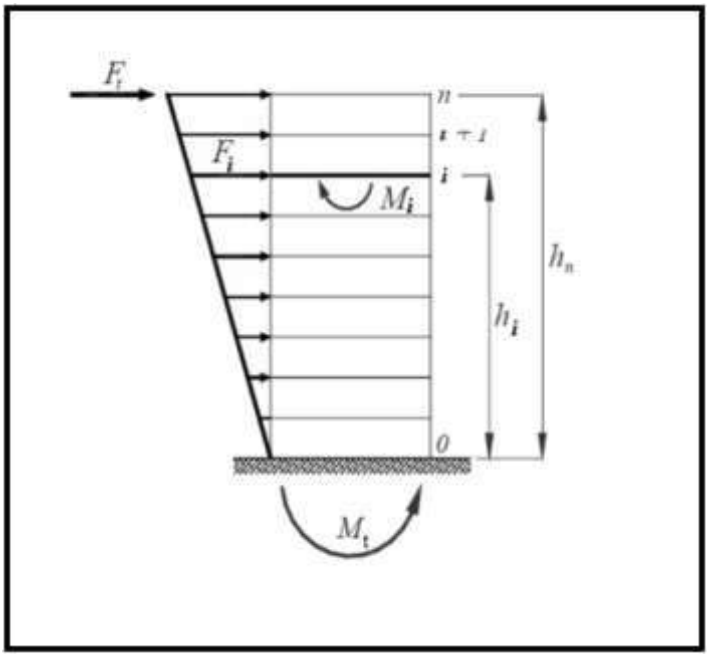


Figure IV-7 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

IV-6-4-1 Le moment de renversement:

Le moment de renversement est égal à :

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$

Tel que:

- le moment de renversement :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \quad ; \quad M_{Ry} = \sum_{i=0}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

$\boldsymbol{F_{ix}}$,$\boldsymbol{F_{iy}}$**:** la force distribuée en hauteur suivant X et Y

$\mathbf{h_i}$: la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

- Le moment de stabilité qui est égal à :

$$M_{Sx} = Y_G . W_i \quad ; \quad M_{Sy} = X_G . W_i$$

Avec :

$\mathbf{X_G}$, $\mathbf{Y_G}$: Les coordonnées du centre de géométrie de la structure.

$\mathbf{W_i}$**:** La masse de plancher dans chaque niveau.

Tableau IV-13 : Vérification de stabilisation

M_{sx}(KN.m)	M_{sy}(KN.m)	M_{Rx}(KN.m)	M_{Ry}(KN.m)	Msx/Mry	Msy/Mrx	Vérification
295498.629	321172.840	74075.085	75890.392	4.336	3.893	Oui

IV-6-4-2 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [RPA]:

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j . h_j}\right).(\text{V-}F_t)$$

$$F_t \begin{cases} 0{,}07.T.V \leq 0{,}25V & \text{si } T \geq 0.7s \\ 0 & \text{si } T < 0.7s \end{cases}$$

on a:

$T_x = 0.350\ s < 0.7\ s \longrightarrow F_t = 0$

$T_y = 0.460\ s < 0.7\ s \longrightarrow F_t = 0$

Donc on a: $F_{ix} = \left(\frac{W_i . h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right) . V_x$; $F_{iy} = \left(\frac{W_i . h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right) . V_y$

Tableau IV-14 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Niveau (m)	W_i(kN)	$W_i h_i (KN.m)$	Fix (KN)	Fiy (KN)
3.23	4759.882	15374.419	232.764	211.968
6.46	4695.883	30335.404	459.268	418.236
9.69	4637.998	44942.201	680.411	619.621
12.92	4581.529	59193.355	896.169	816.103
16.15	4531.362	73181.496	1107.945	1008.958
19.38	4443.044	86106.193	1303.621	1187.152
22.61	3892.135	88001.172	1332.310	1213.278
SOMME		397134.24	397134.240	5475.317

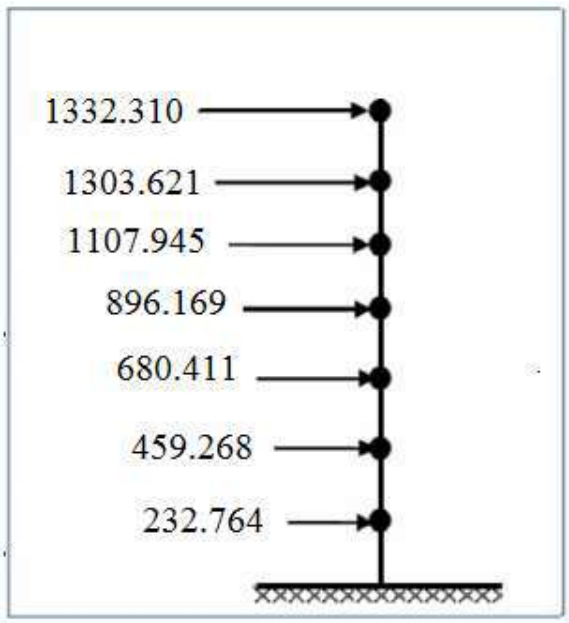
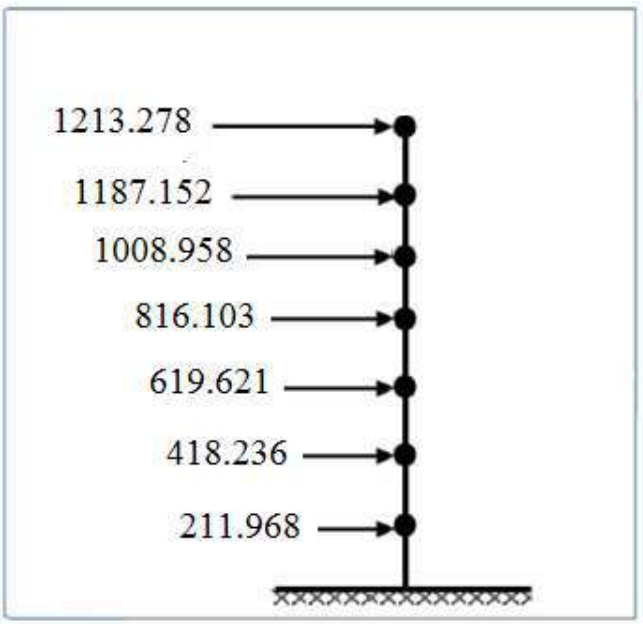


Figure IV-8.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X



Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV-6-5 Vérification des déplacements inter-étage : [RPA : Art 4.4.3] :

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

$$\delta_K = R\ \delta_{eK}$$

tel que :

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta k = \delta_K - \delta_{K-1}$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

$$\Delta \text{ k limite} = 0.01 \text{ he}$$

tel que :**h_e :** la hauteur de l'étage k.

Tableau. IV.15 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δ_x (cm)	$\delta_{kx}= R*\delta_x$ (cm)	$\Delta K = \delta_k-\delta_{k-1}$ (cm)	$0.01h_e$ (cm)	vérification
3.23	0.17	0.60	0.60	3.23	OUI
6.46	0.47	1.65	1.05	3.23	OUI
9.69	0.88	3.08	1.43	3.23	OUI
12.92	1.35	4.73	1.65	3.23	OUI
16.15	1.86	6.51	1.78	3.23	OUI
19.38	2.41	8.44	1.93	3.23	OUI
22.61	2.96	10.36	1.92	3.23	OUI

Tableau. IV.16 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y.

Niveau (m)	δ_y (cm)	$\delta_{ky}= R*\delta_x$ (cm)	$\Delta K = \delta_k-\delta_{k-1}$ (cm)	$0.01h_e$ (cm)	vérification
3.23	0.09	0.32	0.32	3.23	OUI
6.46	0.30	1.05	0.73	3.23	OUI
9.69	0.59	2.07	1.02	3.23	OUI
12.92	0.93	3.26	1.19	3.23	OUI
16.15	1.31	4.59	1.33	3.23	OUI
19.38	1.69	5.92	1.33	3.23	OUI
22.61	2.07	7.25	1.33	3.23	OUI

IV-6-6 Vérification de l'effort normal réduit à la base [Art7.1.3.3RPA99v2003]:

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\upsilon=\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où:

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

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

f_{cj}: est la résistance caractéristique du béton.

Vérification:

Tableau IV-17 : Vérification de l'effort normal réduit à la base

	direction	$Nd(KN)$	$Bc(cm2)$	$Combinaison$	υ	$\upsilon \leq 0.3$
Pot 45× 45	Suivant x	1946.272	280900	G+Q+E_{dX}	0.277	Vérifiée
	Suivant y	1997.685	280900	G+Q+E_{dY}	0.284	Vérifiée

IV-6-7 Vérification vis à vis de l'effet P-Δ [Art 5.9 RPA99v2003]:

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta=\frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

où:

$\boldsymbol{P_K}$: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

$\boldsymbol{V_K}$**:** effort tranchant d'étage au niveau "k".

$\boldsymbol{\Delta_K}$**:** déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$\boldsymbol{h_K}$**:** hauteur de l'étage « k ».

- Si: $0.10 < \theta \leq 0.20$:

Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordre par le facteur:

$$\frac{1}{1-\theta_K}$$

- Si $\theta > 0.20$:

la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Suivant X:

Tableau IV-18 : Vérification l'effet P-Δ suivant X

Niveau(m)	P_K(KN)	$\Delta K_x(KN)$	$\Delta K_y(KN)$	$V_{Kx}(KN)$	$V_{Ky}(KN)$	h_K	θ_{KX}	θ_{Ky}	vérification
22.61	3932.800	1.92	1.33	1066.20	1039.12	323.00	0.0219	0.0156	vérifiée
19.38	4536.670	1.93	1.33	1054.21	1027.43	323.00	0.0257	0.0182	vérifiée
16.15	4593.310	1.78	1.33	889.47	866.88	323.00	0.0285	0.0218	vérifiée
12.92	4643.480	1.65	1.19	719.35	701.08	323.00	0.0330	0.0244	vérifiée
9.69	4699.950	1.43	1.02	546.07	532.20	323.00	0.0381	0.0279	vérifiée
6.64	4757.830	1.05	0.73	368.53	359.17	323.00	0.0420	0.0299	vérifiée
3.23	4821.830	0.6	0.32	186.74	182.00	323.00	0.0480	0.0262	vérifiée

V-1 INTRODUCTION :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence **le C.B.A93** et **R.P.A.99 (version 2003).**

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - E.L.U : 1,35G +1,5Q
  - E.L.S : G + Q
- Les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - G + Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation

E : charges sismique.

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 V-1 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=15	γ_s=1.15	γ_b=15	γ_s=1.15
σ_b = 25MPa	FeE 400	σ_b = 25MPa	FeE 400
σ_b=14.2 MPa	σ_s = 348 MPa	σ_b= 18.48 MPa	σ_s= 400MPa

V.2.2Recommandation des règlements :

1- Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003]:

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de: **0,5%** de la section des poutres
2. Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** de la section des poutres
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 50ϕ en Zone III
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°.

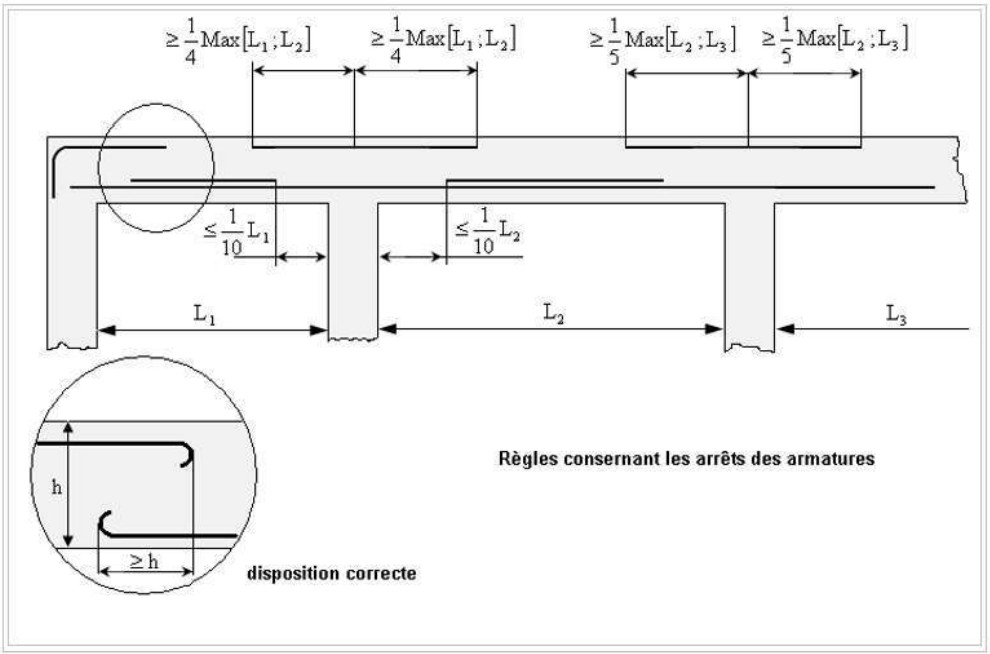


Figure V-1: Disposition des armatures longitudinales pour les poutres

2- Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003]:

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

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- St ≤ h/2 en Zone courante.
- St ≤min (h/4 ; 12ϕ ; 30 cm) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

V .2.3. Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires :

➢ Poutre principales :

Tableau V-2: Ferraillage longitudinal des poutres principales 30×40

	niveau	position	B	combinaison	Mu	A	A'	A_{choisi}
intermédiaire	terrasse	appuis	30×40	$G+Q+E_{dy}$	-116.1892	8.4	0	3HA14+3Ch14=9.24
		travée	30×40	$G+Q+E_{dx}$	90.3574	6.4	0	3HA12+3Ch12=6.79
	Etage courant	appuis	30×40	$G+Q+E_{dy}$	-167,3844	12,7	0	3HA16+2Ch16+2CH14=13,13
		travée	30×40	$G+Q+E_{dx}$	101,5809	7,3	0	3HA14+2CH14=7.70
rive	terrasse	appuis	30×40	$G+Q+E_{dy}$	-140.900	10.4	0	3HA16+2Ch16+2CH14=13,13
		travée	30×40	$0.8G+E_{dy}$	73.117	5.1	0	3HA12+3Ch12=6.79
	étage	appuis	30×40	$G+Q+E_{dy}$	-154.082	11.6	0	3HA16+2Ch16+2CH14=13,13
		travée	30×40	$0.8G+E_{dy}$	85.971	6.1	0	3HA12+3Ch12=6.79

Tableau V-3: Ferraillage longitudinal des poutres principales 30×45

	position	B	combinaison	Mu	A	A'	A_{choisi}
terrasse	appuis	30×45	$G+Q+E_{dx}$	-97.0322	6.0	0	3HA12+3Ch12=6.8
	travée	30×45	1.35G+1.5Q	83.000	6.0	0	3HA12+3Ch12=6.8
courant	appuis	30×45	$G+Q+E_{dy}$	105.55	6.6	0	3HA12+3CH12=6,8
	travée	30×45	$G+Q+E_{dx}$	83.00	5.1	0	3HA12+3CH12=6,8

➢ Poutre secondaires :

Tableau V-4: Ferraillage longitudinal des poutres secondaires 35× 35

	niveau	position	B	combinaison	Mu	A	A'	A_{choisi}
intermédiaire	terrasse	appuis	30×35	G+Q+Edx	-88.0859	8.2	0	3HA14+3Ch14=9.24
		travée	30×35	G+Q+Edx	71.7596	6.30	0	3HA12+3CH12=6,8
	courant	appuis	30×35	G+Q+E_{dx}	-113,5531	9,8	0	3HA14+3CH16=10,65
		travée	30×35	0.8G+E_{dx}	93.51	7.9	0	3HA14+3CH14=9.24
rive	terrasse	appuis	30×35	G+Q+Edx	-80.9846	6.7	0	3HA12+3CH12=6,8
		travée	30×35	0.8G+Edx	68.5663	5.6	0	3HA12+3CH12=6,8
	courant	appuis	30×35	G+Q+E_{dx}	-103.3876	8.8	0	3HA14+3CH16=10,65
		travée	30×35	0.8G+E_{dx}	87.1903	7.0	0	3HA14+2CH14=7.70

Tableaux V-5: ferraillage longitudinales des chainages :

N°	position	B	combinaison	Mu	A	A'	A_{choisi}
1037	appuis	30×30	1.35G+1.5Q	-33,2244	3.7	0	3HA12+1CH12=4.52
55	travée	30×30	G+Q+E_{dy}	21,3383	2.3	0	3HA12 =3.39

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

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

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

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 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 ((2/3)*Fe ; 110$\sqrt{\eta + ftj}$)=202 MPa et on doit vérifier que σs≤ $\overline{\sigma s}$

Tableau V-6 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

N°	position	B	M_{ser} (KN.m)	Type de fissuration	combinaison	$A_{adopté}$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma s \leq \overline{\sigma s}$
675	travée	30×40	46.63	Peu nui	G+Q	7.7	5.9	/	vérifiée
675	appui	30×40	36.47	Peu nui	G+Q	13.13	5.4	/	vérifiée
21	Travée	30×45	61,27	Peu nui	G+Q	6.8	7.7	/	vérifiée
21	appui	30×45	57,49	Peu nui	G+Q	6.8	7.3	/	vérifiée

Tableau V-7 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaire

N°	position	B	M_{ser} (KN.m)	Type de fissuration	combinaison	$A_{adopté}$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma s \leq \overline{\sigma s}$
665	Travée	30×35	32,18	Peu nui	G+Q	7.70+6.03	6	147.40	vérifiée
524	appui	30×35	49,04	Peu nui	G+Q	10.65	8.4	164.8	vérifiée

Tableau V-8 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres Chainages

N°	position	B	M_{ser} (KN.m)	Type de fissuration	combinaison	$A_{adopté}$	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma s \leq \overline{\sigma s}$
1003	Travée	30×30	10,94	préjudiciable	G+Q	3.39	3.6	130.2	vérifiée
1037	appui	30×30	-24,20	Peu nui	G+Q	4.52	7.2	/	vérifiée

V.2.5. Vérification de ferraillage selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifier que :

- $A \geq A_{min}$ CBA
- $A \geq A_{min}$ RPA et $A \leq A_{max}$ RPA

Tel que :

Selon le RPA 2003 : [Art.7.5.2.1] : $\begin{cases} A_{min} = 0.5\% \ (b \times h) \\ A_{max} = 4\% \ (b \times h) \end{cases}$

Selon le CBA [Art.7.1.2.1.CBA93] : $A_{min} = \frac{b \times h}{1000}$

V-9 : Calcul des armatures longitudinales max et min exigé par le CBA et RPA

sections	A_{max} (cm²) (RPA)	A_{min} (cm²) (RPA)	A_{min} (cm²) (CBA)
45×30	54	6.75	1.35
40× 30	48	6	1.2
35× 30	42	5.25	1.05
30× 30	36	4.5	0.9

Tableau V-10 : vérification de ferraillage des poutres principales (30*40) selon les règlements

Section (cm2)	Position	$A_{adoptée}$ (cm2)	A_{min} (CBA93)	A_{min} (RPA)	A_{max} (RPA)
30×40	travée	8.01	cv	cv	cv
30×40	appui	13.19	cv	cv	cv

Tableau V-11 : vérification de ferraillage des poutres principales (30*45) selon les règlements

Section (cm^2)	Position	$A_{adoptée}$ (cm2)	Amin (cm^2) (CBA93)	Amin (cm^2) (RPA)	A_{max} (RPA)
30×45	travée	6.8	cv	cv	cv
30×45	appui	6.8	cv	cv	cv

Tableau V-12 : vérification de ferraillage des poutres principales (30* 35) selon les règlements

Section (cm^2)	Position	$A_{adoptée}$ (cm2)	Amin (cm^2) (CBA93)	Amin (cm^2) (RPA)	A_{max} (RPA)
30×35	travée	8.01	cv	cv	cv
30×35	appui	10.65	cv	cv	cv

V.2.6. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d}$$

- Tu: effort tranchant

Tableau V-13 : Calcul de $\overline{\tau}_u$

fissurations	Préjudiciable	Peu-nuisible
$\overline{\tau_u}$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPA\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPA\right]$
Situation durable	$\overline{\tau_u} = 2.5\ MPa$	$\overline{\tau_u} = 3.3\ MPa$
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u} = 3.26\ MPa$	$\overline{\tau_u} = 4.34\ MPa$

Tableau V-14 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

section	Vu (KN)	Combinaison	fissuration	τ_u	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
30×45	-79.781	1.35G+1.5Q	Peu nuisible	0.63	3.3	cv
30×40	-106.196	G+Q+Edx	Peu nuisible	0.94	4.34	cv

Tableau V-15: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

section	Vu (KN)	Combinaison	fissuration	τ_u	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
30×35	99.817	1.35G+1.5Q	Peu nuisible	1.02	3.3	cv
30×30	-59.412	1.35G+1.5Q	Peu nuisible	0.72	3.3	cv

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

- D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \frac{At}{St} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\frac{h}{4} et\ 12\varphi) \\ S' \leq h/2 \end{cases}$$

- D'après CBA 93 : $\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u - 0.3 f_{tj}.K}{0.9.f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ s_t \leq \min(0.9d\ ; 40cm) \\ \frac{A_t f_e}{b.s_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leur espacement (St) pour chaque Poutre sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V-16 : calcul des armatures transversales et leurs espacements

		CBA 93		RPA 99			S_t adopté (cm)		
B (cm²)	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm²)	S_t(nodale) (cm)	S_t (courante) (cm)	A_t (cm²)	S_t(nodale) (cm)	S_t(courante) (cm)	A_t choisi (cm²)
30×40	0.63	33.75	1.01	10	20	1.8	10	20	4Ø8
30×45	0.94	38.25	1.72	10	20	1.8	10	20	4Ø8

Tableau V-17 : calcul des armatures transversales et leurs espacements

		CBA 93		RPA 99			S_t adopté (cm)		
B (cm²)	τu (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm²)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courante) (cm)	A_t (cm²)	S_t(nodale) (cm)	S_t(courante) (cm)	A_t choisi (cm²)
30×35	1.02	29.25	0.87	8.75	17.5	1.35	5	15	4Ø8
30×30	0.72	24.75	0.6	5	10	1.35	5	10	4Ø8

V.2.7. Vérification de la flèche des poutres :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} . \frac{M_t}{M_0}$
3. $\frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{fe}$

Tel que :

$\frac{M_t}{M_0}$=0.8

A : section d'armatures longitudinales

Vérification préliminaire de la flèche :

Tableau V-18 : Vérification de la flèche des poutres

	1ière condition			2ième condition			3ième condition		
section	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10.M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$	$\rho = \frac{A}{b.d}$	$\frac{4,2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{4,2}{f_e}$
PP 30×40	0.078	0.062	CV	0.078	0.08	CNV	6.84E-3	0.0105	CV
PP30×45	0.070	0.062	CV	0.070	0.08	CNV	6.78E-3	0.0105	CV
PP30×35	0.077	0.062	CV	0.077	0.08	CNV	7.90E-3	0.0105	CV
Chainage 30×30	0.058	0.062	CNV	0.058	0.08	CNV	4.11E-3	0.0105	CV

Ces dernières conditions ne sont pas vérifiées donc on doit passer à la vérification de la flèche :

$F_{adm} = 0.5+\frac{Lmax}{1000}$ ..... si L> 5 m

$F_{adm} = \frac{Lmax}{500}$ ..... si L< 5 m

Tableau V-19: Vérification détaillée de la flèche des poutres

section	A_{s1} (cm²)	A_{S2} (cm²)	M_{tser} (KN.m)	L (m)	F_i (mm)	F_{adm} (mm)	$F_i \leq F_{adm}$
PP 30×40	7.7	15.58	46.63	5.14	3.00	10.10	CV
PP30×45	8.64	4.62	61.27	6.44	5.5	11.44	CV
PS30×35	7.7	4.62	32.18	4.52	2.9	0.904	CV
Chainage 30×30	3.39	3.39	10.94	5.13	2.1	10.13	CV

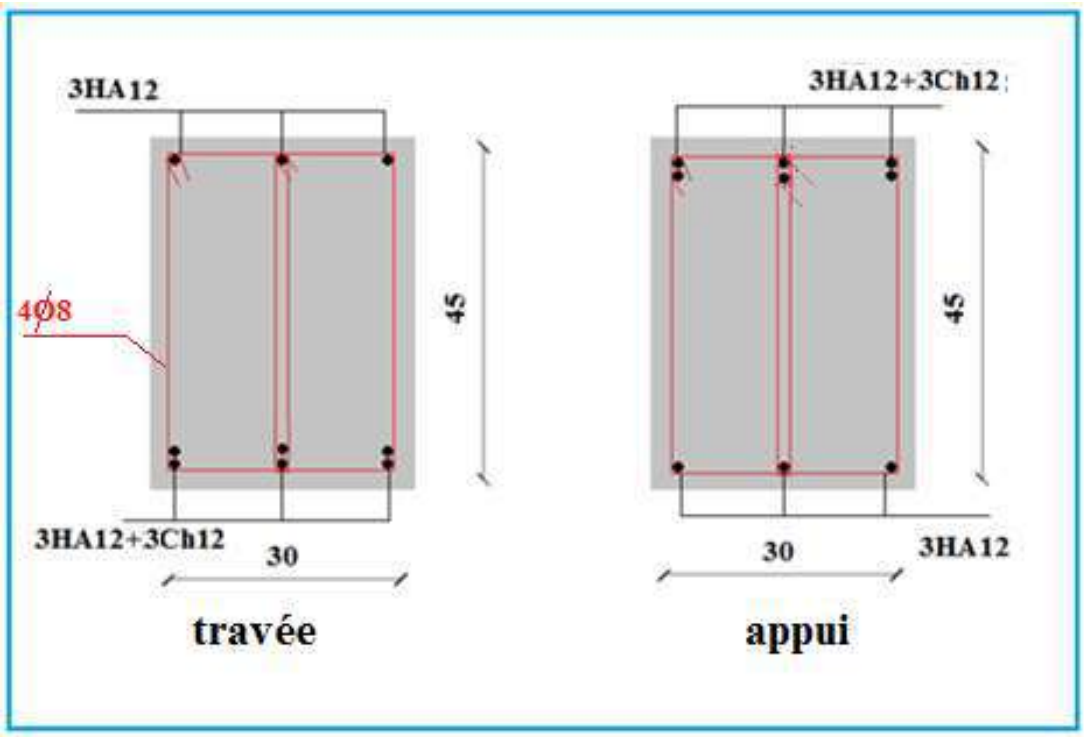


Figure V-2 ferraillage des poutres 30×45

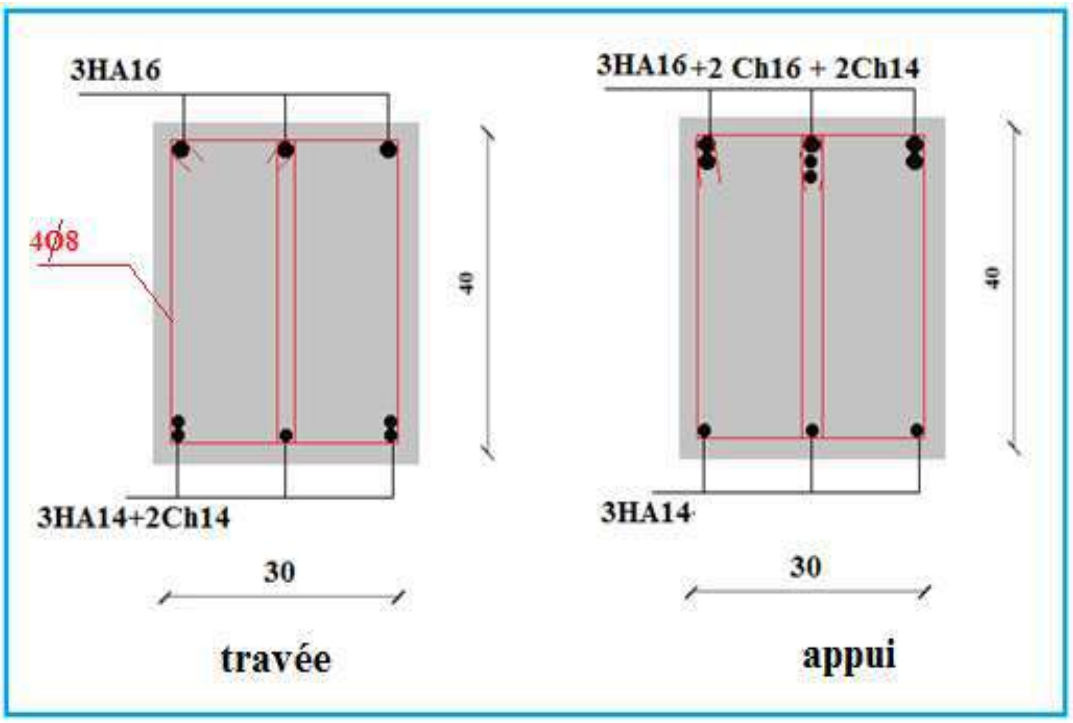


Figure V-3 ferraillage des poutres 30×40

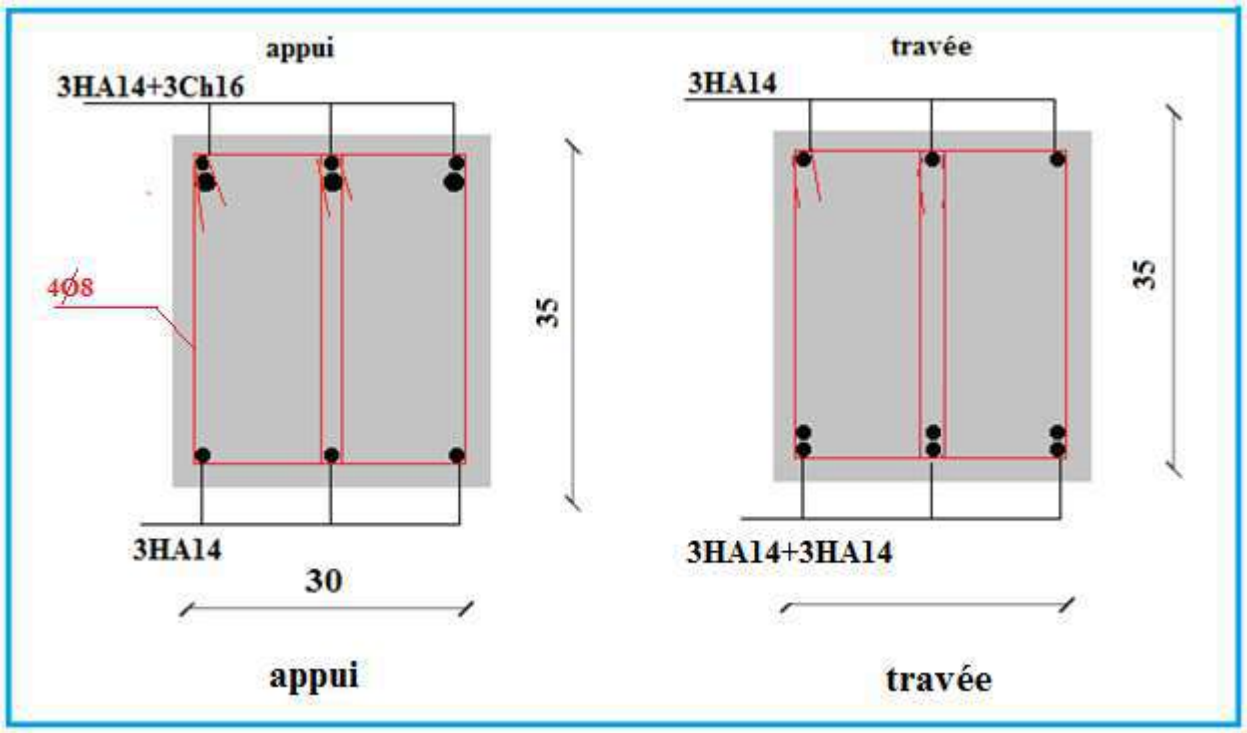


Figure V-4 ferraillage des poutres 30×35

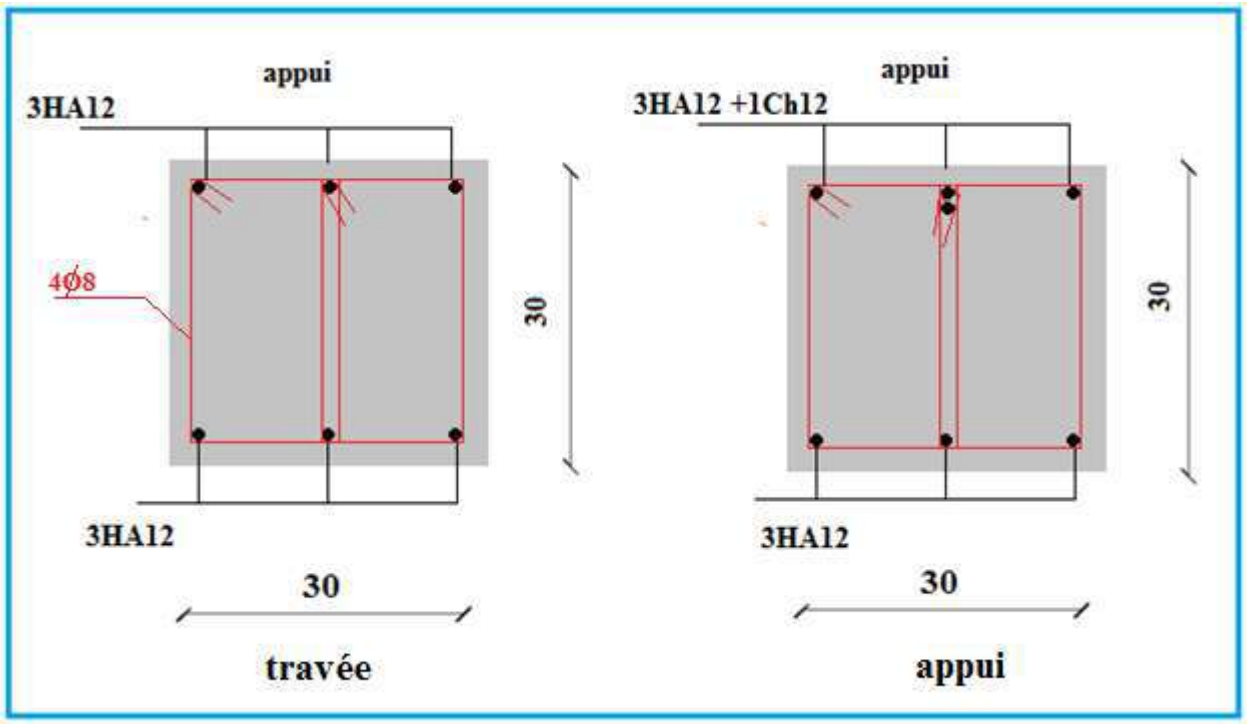


Figure V-5 ferraillage des poutres chainage 30×30

V-3 Ferraillage longitudinal des poteaux :

Les Poteaux calculés en flexion composée 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

Tableau V-20 les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=15	γ_s=1.15	γ_b=15	γ_s=1.15
σ_b = 25MPa	FeE 400	σ_b = 25MPa	FeE 400
σ_b=14.2 MPa	σ_s = 348 MPa	σ_b=14.2 MPa	σ_s = 348 MPa

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

1. (N_{max} ; M_{corr}).
2. (M_{max} ; N_{corr}).
3. (N_{min} ; M_{corr}).

V-3-1 Recommandation du règlement RPA99v2003 :

1- <u>Armatures longitudinales [Art 7.4.2.1 RPA99v2003] :</u>

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : **0,9%** en zone III
- Leur pourcentage maximal sera de : - **4%** …… en zone courante
  - **6%** …… en zone de recouvrement
- Leur diamètre minimal et de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est : - 40 Φ en zone I, IIa.
  - 50 Φ en zone IIb, III.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

- **20 cm ……** en zone IIb, III.

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

2- Armatures transversales [Art 7.4.2.2 RPA99v2003] :

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

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_I}$$

Où :

T_u : L'effort tranchant de calcul

$\boldsymbol{h_I}$: Hauteur totale de la section brute

S_t: Espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \begin{cases} 10\ cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots zone\ nodale \\ Min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\varphi_L\right) \ldots\ldots\ldots zone\ courante \end{cases}$$

ρ_a: Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots si: \lambda \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots si: \lambda < 5 \end{cases}$$

Fe : 235 MPa

La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage donnée par :

$$\frac{A_t}{S_t \times b} = \begin{cases} 0.3\% \ldots\ldots si\ \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \ldots\ldots si:\ \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes λ_g est l'élancement géométrique du poteau :

V-3-2 Ferraillage à l'ELU

V-3-2-1 Ferraillage des poteaux: 45×45 :

Tableau V-21 : ferraillage des poteaux 45×45 à l'ELU

N°	cas	combinaison	N_z (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	A_{total} (cm²)	A_{min} (RPA) (cm²)	A_{choisi}
811	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$	1.35G+1.5Q	1390.22	3.9555	1.6429	3.6	18.23	12HA14 =18.47
1076	$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$	1.35G+1.5Q	876.897	23.0841	7.0588	3.6	18.23	
623	$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$	G+Q	293.305	-3.2303	2.7685	3.6	18.23	

V-3-2-2 Ferraillage des poteaux: 40×40 :

Tableau V-22 : ferraillage des poteaux 40×40 à l'ELU

N°	cas	combinaison	N_z (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	A_{total} (cm²)	A_{min} (RPA) (cm²)	A_{choisi}
812	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$	1.35G+1.5Q	1159.03	8.5326	3.2095	3.2	14.4	12HA14=18.47
1075	$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$	1.35G+1.5Q	759.755	25.558	3.567	3.2	14.4	
147	$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$	G+Q	262.401	5.6817	2.9126	3.2	14.4	

V-3-2-3 Ferraillage des poteaux: 35×35 :

Tableau V-23 : ferraillage des poteaux 35×35 à l'ELU

N°	cas	combinaison	N_z (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	A_{total} (cm²)	A_{min} (RPA) (cm²)	A_{choisi}
814	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$	1.35G+1.5Q	738.28	12.4849	2.59	2.8	11.03	8HA14=12.32
1088	$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$	1.35G+1.5Q	704.08	13.659	28.529	2.8	11.03	
640	$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$	G+Q	546.96	11.0117	22.29	2.8	11.03	

V-3-2-4 Ferraillage des poteaux: 30×30

Tableau V-24 : ferraillage des poteaux 30×30 à l'ELU

N°	cas	combinaison	N_z (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	A_{total} (cm^2)	A_{min} (RPA) (cm^2)	A_{choisi}
816	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$	1.35G+1.5Q	356.23	11.5649	2.1458	2.4	8.10	4HA14+4HA12 =10.68
1100	$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$	1.35G+1.5Q	-257.939	18.1029	-8.8749	2.4	8.10	
147	$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$	G+Q	86.978	11.2011	0.9661	2.4	8.10	

V-3-3 Vérification à l ELS :

Tableau V-25 : ferraillage des poteaux à l'ELS

Section	N(KN)	M (KN.m)	A adopté	σb	σs	σ b adm	σs adm (MPa)	vérifct
45*45	1059.67	2.89	18.47	4.5	68.2	15	202	cv
40*40	885.648	6.23	18.47	4.7	70.8	15	202	cv
35*35	564.154	6.70	12.32	4	60	15	202	cv
30*30	270.819	6.70	10.68	2.6	38.3	15	202	cv

V-3-4 Vérification des contraint tangentielle

T= 0 ; car : R=3.5

$$A_t \geq 0.13\ F_{tj}\ .\left(\frac{b.S_t}{F_e}\right)$$

$$A_t \geq 0.13\ .2{,}1.\left(\frac{450.100}{400}\right)$$

Tableau V-26: les armatures transversales et leurs espacements

Section	A_t(cm²)	S_t calcul	zone	S_t final	Choix A
45*45	0.27	20	nodale	10	4HA8=2.01
			courant	15	
40*40	0.27	20	nodale	10	4HA8=2.01
			courant	15	
35*35	0.24	17.5	nodale	10	4HA8=2.01
			courant	15	
30*30	0.20	15	nodale	10	4HA8=2.01
			courant	15	

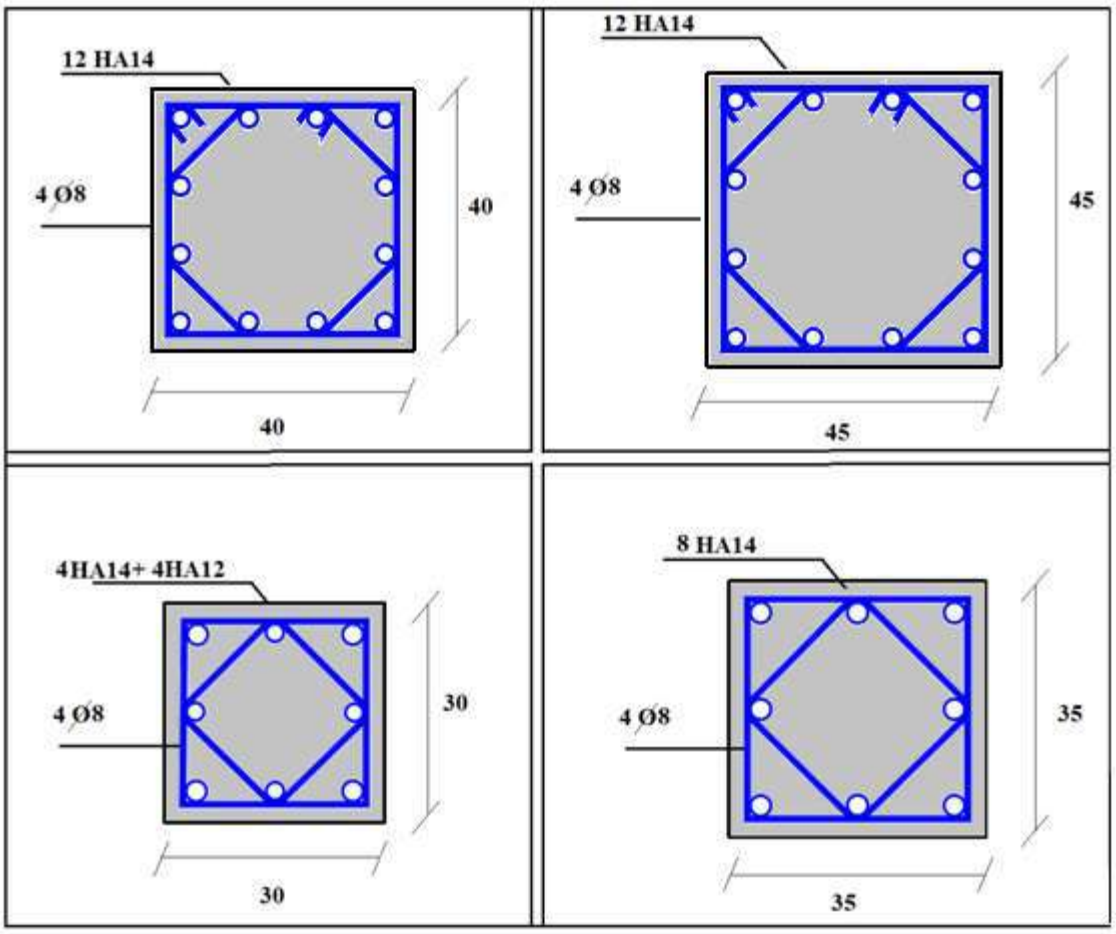


Figure V-6 ferraillage des poteaux

V.4. Ferraillage des voiles :

V-4-1 Recommandation du règlement RPA99v2003 :

V-4-1-1 Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V-4-1-2 Voiles avec files d'ouvertures :

V-4-1-2-1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

A fin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

V-4-1-2-2 Les linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion " A_l ".
- Des aciers transversaux " A_t ".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).

V-4-1-3 Méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " S ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M "a niveau RDC nous utilisant le calcul en flexion simple et composé.

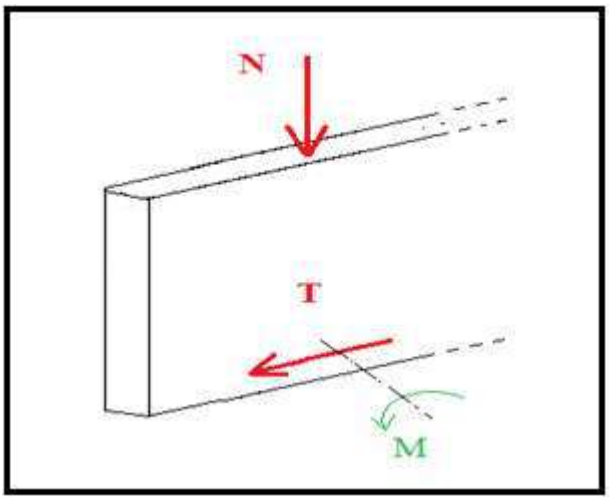


Figure V.7: Différentes sollicitation appliqué sur le voile

V-4-1-3 Ferraillage es trimeaux :

V-4-1-3-1 Armatures verticales :

- **Selon le RPA :**

$$A_{min}\ (RPA) = \max \begin{cases} 0.2\%\ B_t \\ 0.15\%\ B \\ 0.10\%\ B_c \end{cases}$$

Tel que :

$$\begin{cases} B_t = a.L_t \\ B = a.L \\ B_c = a.\left(\frac{8.L}{10}\right) \end{cases}$$

$e = \frac{M}{N}$

$$\sigma_t = \frac{N}{a.L}\left[1 - \frac{6.e}{L}\right]$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a.L}\left[1 + \frac{6.e}{L}\right]$$

Avec :

L=L_t+ L_c

a : l'épaisseur du voile

e : l'excentricité de la force

$$\frac{\sigma_t}{L_t} = \frac{\sigma_c}{L_c}$$

$\boldsymbol{\sigma_t}$, $\boldsymbol{\sigma_c}$ = la contrainte de (compression/traction)

$\mathbf{L_t}$, $\mathbf{L_c}$ = largeur de la zone (tendu/comprimé) de voile

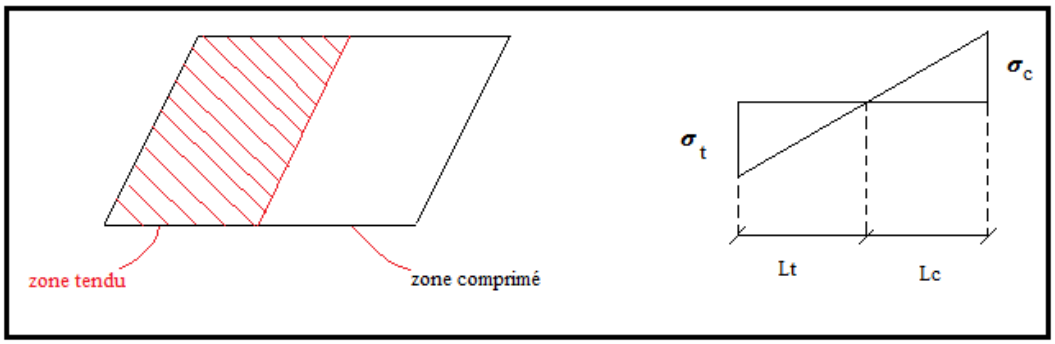


Figure V.8 : schéma démonstratif des distribution des force sur le voile

V-4-1-3-2 Les armatures horizontales :

$A_h = \frac{A_v}{4}$ …….. (Pour une bonde de 1 m²)

V-4-1-3-3 Les espacement entre les barres :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être : St= Min (1.5a ; 30cm)

V-4-1-4 Ferraillage des linteaux :

V-4-5-1 premier cas : $\tau_b \leq \tau_{u\,adm}$:

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts **M, V**)

on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion ……...(A_L)
- Des aciers transversaux ……..(A_t)
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) ……..(A_c)

a) Aciers longitudinaux :

Les acier longitudinaux inférieur et supérieurs sont calculé par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z.f_e}$$

Avec : **Z**=h-2d' ; **où** : h : hauteur totale du linteau

d : est la distance d'enrobage

M : moment dû à l'effort tranchant (V=1,4 $V_{u\,calculé}$)

b) <u>Aciers transversaux :</u>

- **Si : $\lambda_g = \frac{L}{h} > 1$:**

Donc : $s \leq \frac{A_t . f_c . Z}{V}$

où:

s : espacement des cours d'armatures transversales

$\mathbf{A_t}$: section d'un cours d'armatures transversales

Z= h-2d'

V=1,4. Vu calculé

L : portée du linteau

- **Si : $\lambda_g \leq 1$:**

On doit avoir :

$S \leq \frac{A_t . f_e . L}{V + A_t f_e}$

V= min (V_1, V_2) ; **tel que :** $V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{ci}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2.V_{u\ calculé}$

V-4-5-2 deuxième cas $\tau_b > \overline{\tau_u}$:

$A_d = \frac{V}{2 f_e \sin\propto}$ **;** avec : $tg \propto \frac{h - 2d'}{L}$

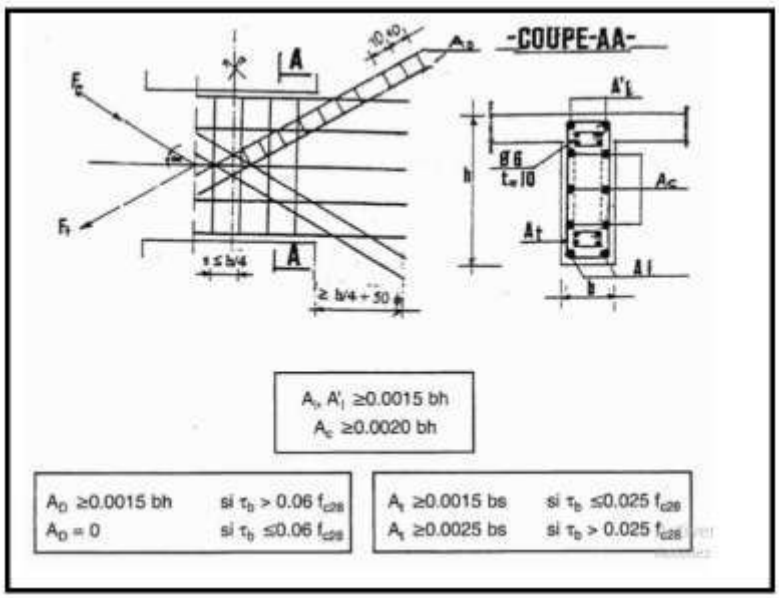


Figure V-9 ; Armatures de linteau

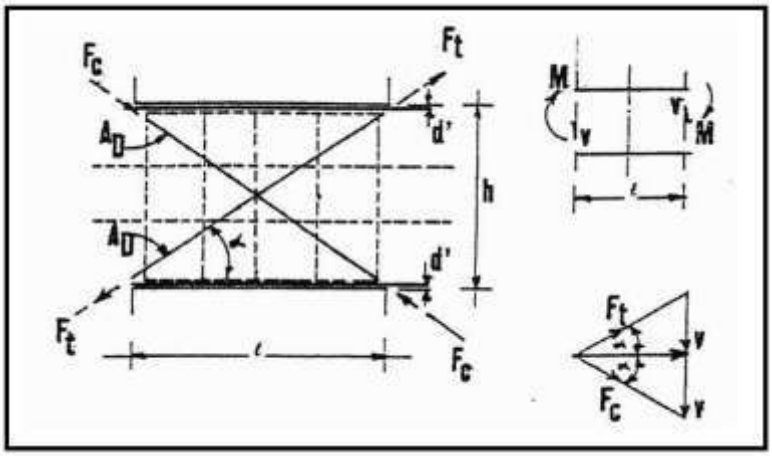


Figure V-10 efforts dans les bielles du linteau

V-4-1-5 Ferraillage minimal :

- Armatures longitudinales :

$(A_t, A_l) \geq 0.15\%$ b. h

- Armatures transversales :

Pour : $\tau_b \leq 0.025\, f_{c28}$ ……. $A_L \geq 0.15\%.b.S$

$\tau_b > 0.025\, f_{c28}$: ……. $A_L > 0.25\%.b.S$

- Armatures en section courante (armatures de peau) :

  Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%

V-4-1-6 Vérification de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40 % **[selon le RPA99 v2003 (ART 7.7.2)]**

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

$\overline{\tau}_u$:Contrainte admissible de cisaillement = $0.2 f_{c28}$

τ_u: La contrainte de cisaillement = $\frac{\overline{1.4}\, V}{b_0.d}$ tel que : $V = \overline{1.4}\, Vu_{calculé}$

Où :

τ_b **:** Contrainte de cisaillement.

$\overline{\tau_b}$ **:** Contrainte de cisaillement admissible.

b_0 **:** épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0.9 h

V-4-2 calcul des armatures

V.4.2 les voiles pleins :

V-4-2-1 Calcule de ferraillage de 1er type voile :

a- Les armatures verticales à l'ELU:

Ce type de voile et de dimension **L=3.78m** et de épaisseur de **20cm** comme il et illustrer dan la figure suivant :

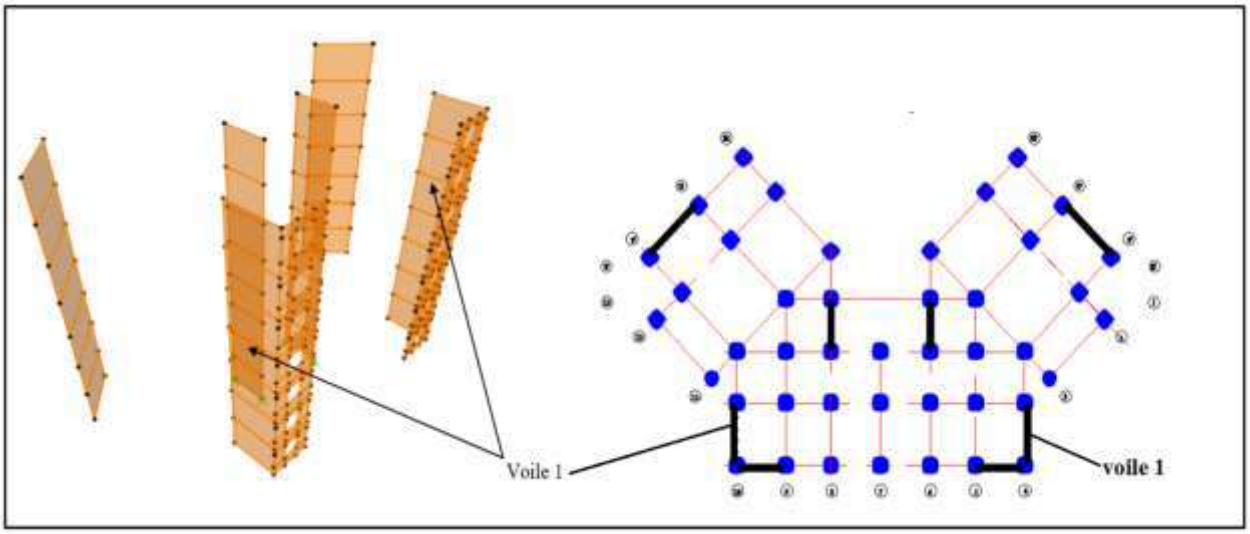


Figure V.11:la disposition du 1er type de voile en plan.

Tableau V-27 calcul des armatures minimum exigé par le RPA

e(m)	σ_t (KN/m²)	σ_c (KN/m²)	L_c (m)	Lt (m)	0.2%.B (cm²)	0.15%.B_t (cm²)	0.10%.B_c (cm²)	A_{min} (cm²)
2.53	-8291.354	13802.507	2.36	1.42	7.09	14.175	9.45	14.175

Tableau V-12 : calcul des armatures verticales

Niveau	L (m)	combinaison	N (KN)	M (KN.M)	A_v	A_{min} (RPA)	S_t (cm)	A_{choisi} (cm²)
3.23	3.78	$0.8G+E_{dy}$	3788.15	11662.35	18.64	14.175	10	2(17HA12)=19.23
6.46	3.78	$0.8G+E_{dy}$	3753.73	7736.55	18.64	14.175	10	2(17HA12)=19.23
9.69	3.78	$0.8G+E_{dy}$	2838.56	5984.12	18.64	14.175	10	2(17HA12)=19.23
12.92	3.78	$0.8G+E_{dy}$	2080	4022.42	18.64	14.175	10	2(17HA12)=19.23
16.15	3.78	$0.8G+E_{dy}$	1361.42	2478.84	18.64	14.175	10	2(17HA12)=19.23
19.38	3.78	$0.8G+E_{dy}$	760.59	1257.59	18.64	14.175	10	2(17HA12)=19.23
22.61	3.78	$0.8G+E_{dy}$	299.92	421.92	18.64	14.175	10	2(17HA12)=19.23

b- Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que :

Fissuration préjudiciable $\begin{cases} \sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6fc28 = 15\,MPA \\ \sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa \end{cases}$

Tableau V-13 vérification des armatures à l'ELS

niveau	fissuration	N (KN)	M (KN.m)	A_{choisi} (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	vérification
3.23	Préjudiciable	1477.48	9.59	19.23	1.2	19.2	cv
6.46	Préjudiciable	1249.45	182.61	19.23	1.2	17.3	cv
9.69	Préjudiciable	1062.85	111.44	19.23	0.9	14.1	cv
12.92	Préjudiciable	902.38	100.16	19.23	0.8	12	cv
16.15	Préjudiciable	681.18	59.20	19.23	0.6	8.8	cv
19.38	Préjudiciable	476.93	32.27	19.23	0.4	6	cv
22.61	Préjudiciable	232.61	5.09	19.23	0.2	3	cv

c- Calcul des armatures horizontales :

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

$A_h = \frac{A_v}{4}$ = 4.81 cm²/ml ; donc on adopte 7HA10 = 5.50 cm²

,avec : St= 15 cm

V-4-2-2 Calcule de ferraillage de 2ième type voile :

Ce type de voile et de dimension **L=4.52m** et de épaisseur de **20cm** comme il et illustrer dan la figure suivant :

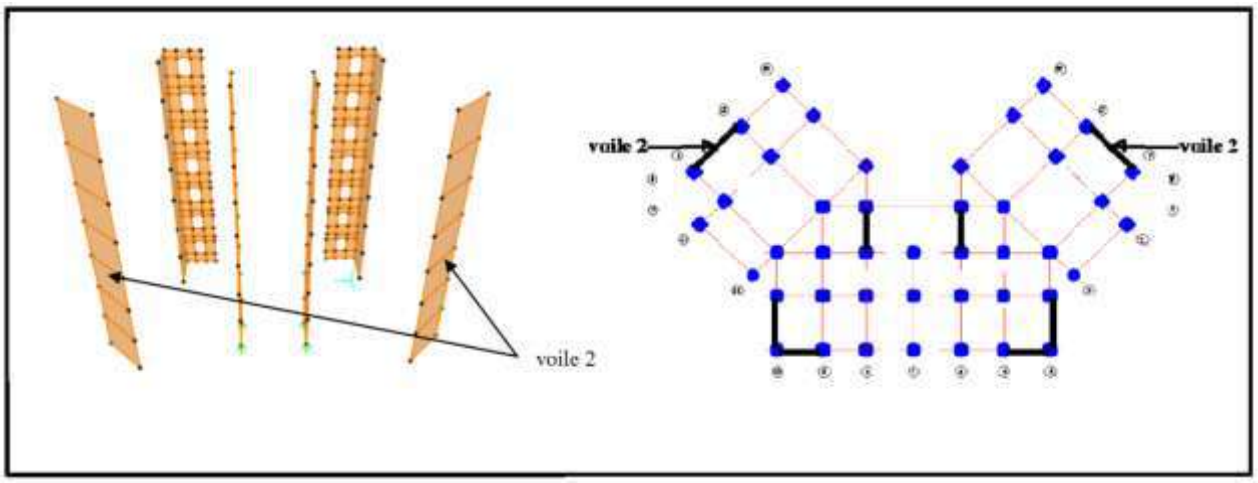


Figure V.9:la disposition du 2ième type de voile en plan

Tableau V-14 calcul des armatures min exigé par le RPA

e(m)	σ_t (KN/m²)	σ_c (KN/m²)	L_c (m)	Lt (m)	0.2%.B (cm²)	0.15%.B_t (cm²)	0.10%.B_c (cm²)	A_{min} (cm²)
4.10	7076.07	10264.98	2.68	1.84	9.22	16.95	11.3	16.95

a- Les armatures verticales à l'ELU:

Tableau V-15 : calcul des armatures verticales

niveau	L (m)	combinaison	N (KN)	M (KN.M)	Av	A_{min} (RPA)	S_t (cm)	A_{choisi} (cm²)
3.23	4.52	$G+Q+E_{dx}$	1801.75	7380.92	20.7	16.95	10	2(19HA12)=21.49
6.46	4.52	$G+Q+E_{dx}$	1660.04	6265.89	20.7	16.95	10	2(19HA12)=21.49
9.69	4.52	$G+Q+E_{dx}$	1399.83	4710.60	20.7	16.95	10	2(19HA12)=21.49
12.92	4.52	$G+Q+E_{dx}$	1182.25	3592.09	20.7	16.95	10	2(19HA12)=21.49
16.15	4.52	$G+Q+E_{dx}$	881.83	2305.48	20.7	16.95	10	2(19HA12)=21.49
19.38	4.52	$G+Q+E_{dx}$	601.73	1350.28	20.7	16.95	10	2(19HA12)=21.49
22.61	4.52	$G+Q+E_{dx}$	274.48	583.24	20.7	16.95	10	2(19HA12)=21.49

b- Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que :

Fissuration préjudiciable $\begin{cases} \sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6fc28 = 15\ MPA \\ \sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa \end{cases}$

Tableau V-16 : vérification des armatures à l'ELS

niveau	fissuration	N (KN)	M (KN.m)	A_{choisi} (cm²)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	vérification
3.23	Préjudiciable	1514.30	46.19	21.49	1.1	17	cv
6.46	Préjudiciable	1381.61	0.29	21.49	1	15.1	cv
9.69	Préjudiciable	1158.62	1.11	21.49	0.8	12.7	cv
12.92	Préjudiciable	976.81	2.10	21.49	0.7	10.7	cv
16.15	Préjudiciable	730.09	2.98	21.49	0.5	8	cv
19.38	Préjudiciable	499.96	3.73	21.49	0.4	5.5	cv
22.61	Préjudiciable	231.57	4.52	21.49	0.2	2.6	cv

a- Calcul des armatures horizontales :

Selon le CBA93, les aciers horizontaux seront calculés et disposés dans le voile afin d'équilibrer l'effort tranchant.

$A_h = \frac{A_v}{4}$ = 5.37 cm²/ml ; donc on adopte 7HA10 = 5.50 cm²

, avec : St= 15 cm

V-4-2-3 Calcul de ferraillage de 3ième type voile : (avec ouverture) :

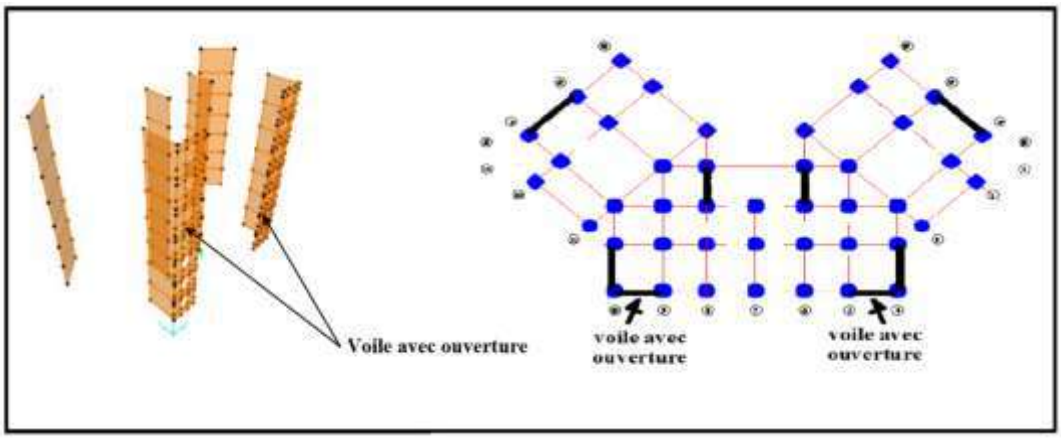


Figure V.17:la disposition du 3ième type de voile en plan.

- **Trimaux :**

Tableau V-33 : calcul des armatures min exigé par le RPA

e(m)	σ_t(KN/m²)	σ_c(KN/m²)	L_c(m)	L_t(m)	0.2%.B (cm²)	0.15%.B_t (cm²)	0.10%.B_c (cm²)	A_{min} (cm²)
2.17	-18785.922	31016.703	1.99	1.21	6.04	12	8	12

a- Les armatures verticales à l'ELU:

Tableau V-34 : calcul des armatures verticales

niveau	L (m)	combinaison	N (KN)	M (KN.M)	A_v (cm²)	A_{min} (RPA)	S_t (cm)	A_{choisi} (cm²)
3.23	3.2	G+Q+Edx	4892.31	10027.91	15.14	12	10	2(14HA12)=15.83
6.46	3.2	G+Q+Edx	3911.23	7940.24	15.14	12	10	2(14HA12)=15.83
9.69	3.2	G+Q+Edx	2829.8	5792.54	15.14	12	10	2(14HA12)=15.83
12.92	3.2	G+Q+Edx	1956.8	3967.39	15.14	12	10	2(14HA12)=15.83
16.15	3.2	G+Q+Edx	1221.5	2538.85	15.14	12	10	2(14HA12)=15.83
19.38	3.2	G+Q+Edx	648.87	1402.66	15.14	12	10	2(14HA12)=15.83

22.61	3.2	G+Q+Edx	231.94	932.26	15.14	12	10	2(14HA12)=15.83

b- Vérification à l'ELS :

Tableau V-35 : vérification des armatures à l'ELS

niveau	fissuration	N (KN)	M (KN.m)	A_{choisi} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	vérification
3.23	Préjudiciable	467.21	124.77	15.83	0.6	9.3	cv
6.46	Préjudiciable	567.97	55.46	15.83	0.6	9.4	cv
9.69	Préjudiciable	695.05	73.21	15.83	0.8	11.7	cv
12.92	Préjudiciable	531.73	64.81	15.83	0.6	9.1	cv
16.15	Préjudiciable	293.89	72.31	15.83	0.4	5.8	cv
19.38	Préjudiciable	205.7	69.05	15.83	0.3	4.4	cv
22.61	Préjudiciable	110.86	62.31	15.83	0.2	2.9	cv

c- Vérification de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{\overline{V}}{b_0.d} \text{ ; Tel que : } \overline{V}=1.4\, Vu_{calcul\ é}$$

Avec :

T : l'effort tranchant des voiles à la base

b_0 : l'épaisseur de voile

d : hauteur utile = 0.9h

h: hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\overline{\tau_u}$= 0.2f_{c28}= 5M

Tableau V-36 : Vérification de cisaillement

Voile	Epaisseur (cm)	T (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	vérification
1ier type	20	1097.58	0.181	5	CV
2ième type	20	1356.50	0.187	5	CV
3ième type	20	1064.11	0.209	5	CV

d- Les armatures horizontales :

Tableau V-37 : calcul des armatures des linteaux;

Niv	T_{max}	L	b=a	h	ζ	$ζ_{adm}$	$ζ>ζ_{adm}$
(m)	KN	mm	mm	mm	Mpa	Mpa	
3,23	787.40	1200	250	1630	2.15	1,5	Traction/compression
6,46	653.21	1200	250	1630	1.78	1,5	Traction/compression
9,69	582.25	1200	250	1630	1.59	1,5	Traction/compression
12,92	486.27	1200	250	1630	1.33	1,5	Flexion simple
16,15	246.17	1200	250	1630	0.67	1,5	Flexion simple
19,38	154.03	1200	250	1630	0.42	1,5	Flexion simple
22,61	72.95	1200	250	1630	0.2	1,5	Flexion simple

- **Linteaux**

a- Par traction :

Tableau V-38: les armatures horizontales des voiles

	$A_{calculé}$ (cm²)					A_{choisi} (cm²)			
niveau	A_d	A_l	A_t	A_p	S_t	A_d	A_l	A_t	A_p
3,23	12.24	6.11	0.94	8.15	15	8HA14=12.32	4HA14=6.16	2HA10=2.57	14HA10=11.00
6,46	10.15	6.11	0.94	8.15	15	9HA12=10.18	4HA14=6.16	2HA10=2.57	14HA10=11.00
9,69	9.05	6.11	0.94	8.15	15	8HA12=9.05	4HA14=6.16	2HA10=2.57	14HA10=11.00

Tableau V-39 : vérification des espacements

Voiles	épaisseur (cm)	L (m)	H (m)	St (CBA) (cm)	St (RPA) (cm)	$S_{t\ choisis}$ (cm)	A_h choisis (cm²/ml)	A_{min} =0.5%B (cm²)	$A_h \geq A_{min}$
V1	20	3.78	2.88	40	30	15	7HA10	10.8	cv
V2	20	4.52	2.83	40	30	15	7HA10	10.6	cv
V3	20	3.20	2.88	40	30	15	7HA10	10.8	cv

3- Par flexion :

Tableau V-40 : calcul de ferraillages longitudinaux et transversaux des linteaux

	$A_{calculé}(cm^2)$			A_{choisi}	
niveau	A_l	A_t	S_t	A_l	A_t
12,92	10.75	0.79	15	10HA12=11.31	2HA10=1.57
16,15	7.81	0.79	15	7HA12=7.92	2HA10=1.57
19,38	4.40	0.79	15	4HA12=4.52	2HA10=1.57
22,61	0.87	0.79	15	4HA12=4.52	2HA10=1.57

Tel que :

A_d : armatures diagonales.

A_l : armatures longitudinales.

A_t : armatures transversales.

A_p : armatures de peau.

Tableau V-41 : vérification de ferraillage du 1^{ier} type de voile

niveau	T (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$	h (m)	L (m)	λ_g=L/h	$\lambda_g > 1$
3,23	787.40	0.13	5	cv	1.63	1.2	0.74	Linteau court
6,46	653.21	0.11	5	cv	1.63	1.2	0.74	Linteau court
9,69	582.25	0.09	5	cv	1.63	1.2	0.74	Linteau court
12,92	486.27	0.08	5	cv	1.63	1.2	0.74	Linteau court
16,15	246.17	0.04	5	cv	1.63	1.2	0.74	Linteau court
19,38	154.03	0.03	5	cv	1.63	1.2	0.74	Linteau court
22,61	72.95	0.012	5	cv	1.63	1.2	0.74	Linteau court

IV-1 introduction :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au dessous du niveau de base en contact direct avec le sol d'assise, auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

IV-2 Classification des fondations :

Un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux)

VI-3 Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation est fixé en fonction de :

- La capacité portante du sol
- La charge appliquée
- La hauteur de l'ouvrage
- Système de contreventement
- La conception architecturale
- La morphologie du terrain
- Type de joint

VI-4 Etude préliminaire :

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1.8 bar pour une profondeur d'ancrage de 2m par rapport au niveau fini du terrain d'assise après les travaux de terrassement effectués, selon le rapport de sol.

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant : Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI-4-1 Les efforts normaux à la base de la structure :

- A l'ELS :

Le schéma suivant présenté les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

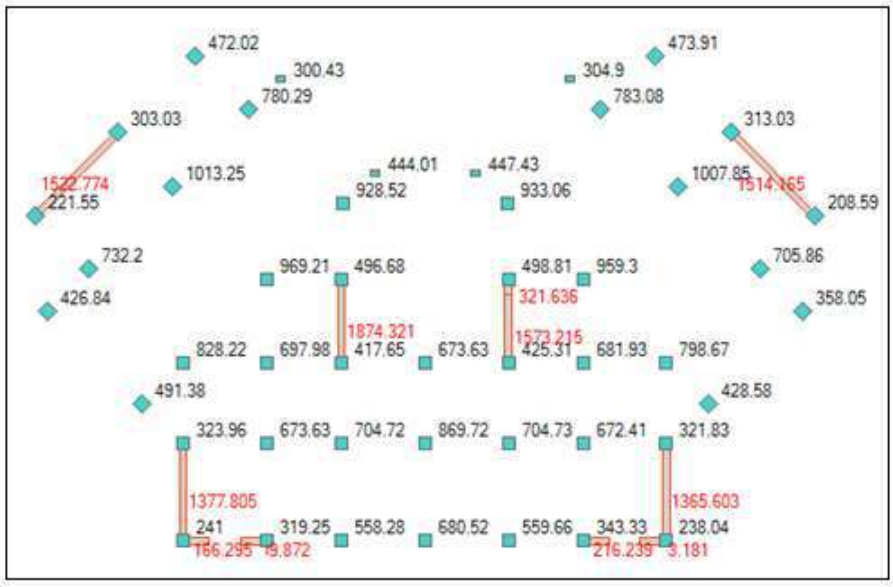


Figure VI-1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI-4-2. Calcul des semelles isolées :

VI-4-2-1 Dimensionnement initiale :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{ser\ max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux à la base :

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a}\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{a}{b}\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$h \geq \max\left\{\frac{B-b}{4} + c\ ;\ \frac{A-a}{4} + c\right\}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation (B×A).

N : Effort normal appliqué sur la fondation (ELS).

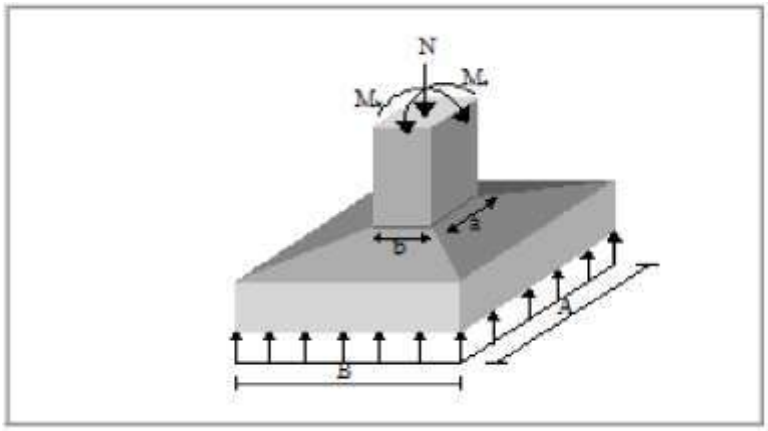


Figure VI-2 : Représentation des semelles isolées sous poteaux

On a choisi 3 dimensions des semelles isolées selon les chargements appliqués :

Tableau VI.1: dimensionnement de la section des semelles isolées

semelle	Combinaison	N (KN)	σ_{sol} (bar)	A (m)	B (m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	h (m)
S1	G+Q	1013.25		2.4	2.4	2.7	2.7	65
S2	G+Q	778.67	1.8	1.9	1.9	2	2	0.45
S3	G+Q	491.38		1.5	1.5	1.6	1.6	0.35

VI-4-2-2 Vérification des contraintes à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{A.pot} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_{sol}$$

Tableau VI.2: vérification des contraintes à l'ELS

semelle	N (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{A.pot}$	$P_{remblais}$	σ_{cal}	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
Semelle 1	1013.25	60.50	4.81	52.37	1.69	cv
Semelle 2	778.67	45	5.06	36.76	1.38	cv
Semelle 3	491.38	22.40	5.55	26.18	0.87	cv

VI.6. Calcul des semelles filantes :

On a choisi 6 catégories des semelles filantes selon les efforts normaux appliqué sur les semelles.

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions suivantes :

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

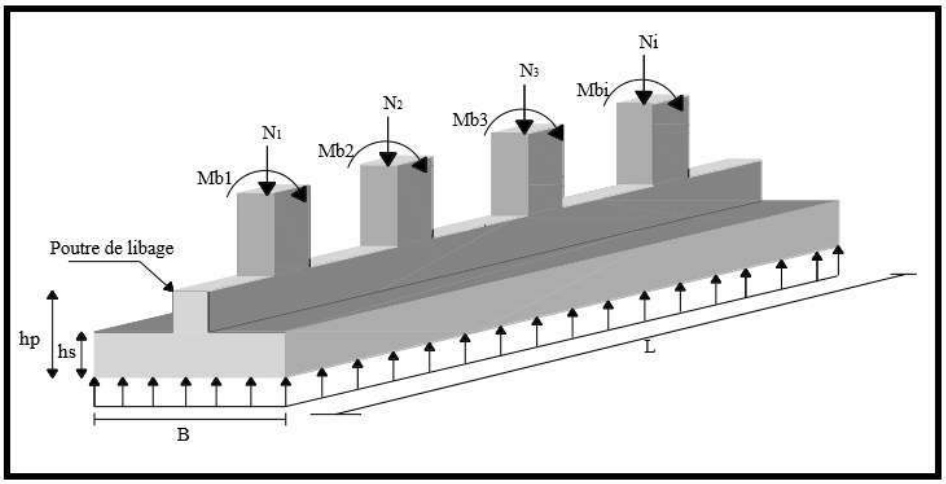


Figure VI-3 : Représentation des semelles filantes sous poteaux

VI-6-1 Dimensionnement :

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

$$S = L \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$S \geq \frac{\sum N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow \begin{cases} B \geq \frac{\sum S_{ser}}{L.\sigma_{sol}} \\ h \geq \frac{B-b}{4} + c \end{cases}$$

Tableau VI-3 Dimensionnement et vérification des contraintes

	semelle	L (m)	$B_{adopté}$ (m)	D (cm)	h (cm)	σ_{sol} (Bars)	σ_{cal} (Bars)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{sol}$
Sous poteau	SF 1	8.44	1.3	140	30	1.8	1.63	cv
	SF 2	3.67	2.2	95	50		1.70	cv
	SF 3	6.26	1.5	110	35		1.65	cv
Sous voile	SF 4	4.80	3.50	65	80		1.71	cv
	SF 5	4.8	1.3	115	30		1.56	cv
	SF 6	6.12	2	100	45		1.64	cv

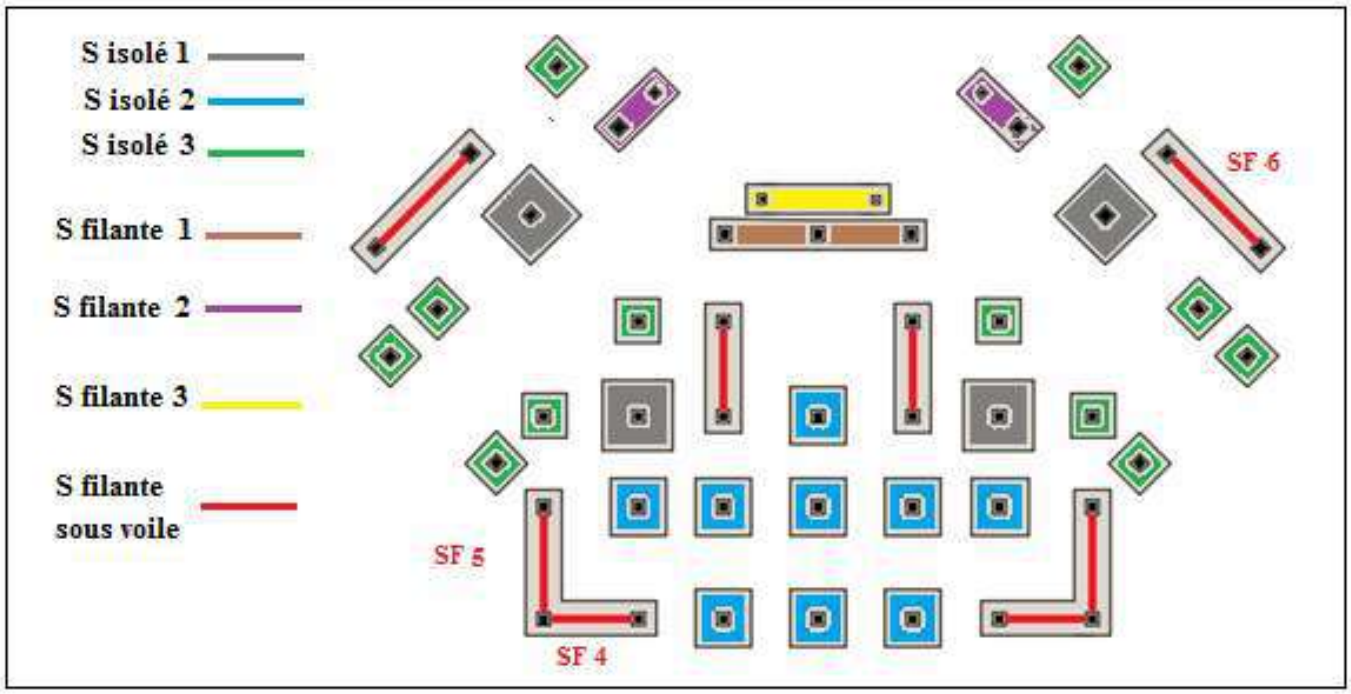


Figure VI-4 Choix préliminaire des semelles

VI-6-2 Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Lorsqu'il a deux fondations voisines (±proches), il y aura existence de pressions qui sont deux aux charges permanentes appliquées aux fondations, ces pression présenter bon forme de bulles au niveau du sol et qui peuvent s'interagirent entre elle.

Les semelles les plus charges peuvent provoquées des soulèvements des autres semelles les moins charges

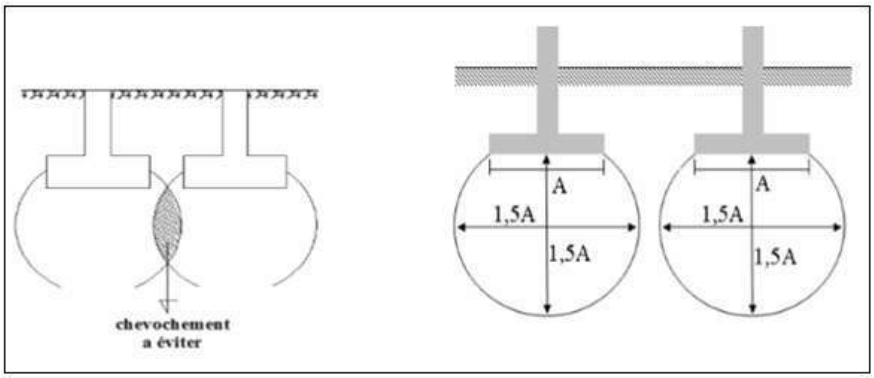


Figure VI-5 Les bulbes de pression sous la semelle

Tableau VI-4 vérification de chevauchement des semelles isolées

semelles	A	A'	1,5.(A+A')/2	L	Vérification
2-2	2	2	3	2.95	CNV
3-3	1.6	1.6	2.4	3.43	CV
1-2	2.7	2	2.1	3.53	CV
1-3	2.7	1.6	3.22	2.29	CNV
2-3	2	1.6	2.7	2.27	CNV

D'après le tableau on remarque qu'il y a un problème d'interférence des semelles isolées.

Pour les semelles filantes :

La condition suivante doit être vérifiée Pour éviter le phénomène de chevauchement :

$$B+B' \leq L$$

Tel que

L : est la distance entre axes des poteaux

Tableau VI-5 vérification de chevauchement des semelles filantes

semelles	B	B‘	(B+B')/2
SF 1-5	1.3	1.3	1.3
SF 5-2	1.3	2.2	1.75
SF 6-2	2	2.2	2.1
SF 6-3	2	1.5	1.75
SF 2-2	2.2	2.2	2.2
FS 2-4	2.2	3.5	2.85
Sf4- Si2	3.5	2	2.75

On a trouvé qu'il y a un problème d'interférence des semelles filantes, on doit passer aux semelles filantes croisé

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{A.pot} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_{sol}$$

Tableau VI-6 : Dimensionnement et vérification des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	L(m)	N (KN)	σ_{cal} (MPa)	σ_{sol} (MPa)	$B_{calculé}$ (m)	$B_{adopté}$ (m)	$h_{calculé}$ (m)	$h_{adopté}$ (m)
S-F 1	14.71	3649.1	1.73	1.80	1.59	2.00	41.75	45
S-F 2	10.09	1330.04	1.69		0.5	1.00	16.75	20.00
S-F 3	6.89	1111.94	1.44		0.9	1.5	29.25	35
S-F 4	6.89	2074.4	1.67		0.56	2.30	49.25	55
S-F 5	18.66	2380.18	1.62		0.59	1.00	16.75	20
S-F 6	18.66	2135.50	1.49		0.64	1.00	16.75	20
S-F 7	12.26	1462.00	1.54		0.86	1.00	16.75	20
S-F 8	12.71	1626.51	1.63		0.71	1.00	16.75	20
S-F 9	8.73	2021.07	1.64		1.64	1.80	36.75	40
S-F 10	2.95	628.50	1.57		1.57	1.80	36.75	40
S-F 11	2.95	660.44	1.63		1.63	1.80	36.75	40
S-F 12	2.95	457.23	1.42		1.19	1.50	29.25	35
S-F 13	7.18	866.78	1.57		0.87	1.00	16.75	20

VI-6-3 Vérification de non poinçonnement selon [CBA 91 Art A.5.2.4.2] :

$$F_{ELU} < F_{lim} = \frac{0.045.h.Uc.Fcj}{\gamma_b}$$

Où :

U_c : périmètre moyen

h : hauteur de la semelle

Tableau VI-7 Vérification de non poinçonnement

	Uc (m)	h (m)	f_{c28} (MPa)	γ_b	F_{lim}(KN)	F_{ELU} (KN)	$F_{ELU} \leq F_{lim}$
semelle filante	3.60	0.45	25	1.5	1215.00	1390.22	CNV

On a un risque de poinçonnement de la semelle : donc il faut redimensionner la semelle ou bien ajouter une poutre de libage

VI-6-4 Dimensionnement de la poutre de libage :

La poutre de libage est disposé sur la semelle filantes pour :

- Eviter le risque de poinçonnement sous les charges concentré
- Gagner plus de béton de la semelle (assurer l'économie)
- Rigidifier la semelle
- Assurer une répartition uniforme des contraintes sous la semelle

h_p : la hauteur de la poutre de libage : $h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.I^4.K}{E}}$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).

L : La plus grande travée dans la fille

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).

I : Moment d'inertie de la poutre de libage I= $\frac{b.h_p^3}{12}$

Tableau VI-8 dimensionnement de la poutre de libage

	B	L_{max}	$h_{p\ calculé}$	$h_{p\ choisi}$
Poutre de libage	45	3.78	50.26	55

VI-6-5 Vérification de non poinçonnement de la poutre de libage : [CBA 91 Art A.5.2.4.2] :

$$F_{ELU} < F_{lim} = \frac{0.045.h.Uc.Fcj}{\gamma_b}$$

Tableau VI-9 vérification de non poinçonnement de la poutre de libage

	a (m)	b (m)	Uc (m)	h (m)	F_{lim}(KN)	F_{ELU} (KN)	vérification
PL	0.45	0.45	4	0.55	1650.00	1390.22	CV

VI-6-6 Vérification du Cisaillement de la poutre de Libage CBA 91 Art A.5.2.4.2 :

$\tau = \frac{T_u}{b.d} \leq \tau$; τ= min $\left(\frac{0.15 \times fc28}{\gamma_b}; 4MPa\right)$ ……. Fissuration préjudiciable ; ou très préjudiciable

Tableau VI-10 vérification de cisaillement

	T_u (KN)	τ (MPa)	τ (MPa)	Vérification
Poutre de libage	360.54	1.54	2.5	CV

❖ **Choix finale des semelles :**

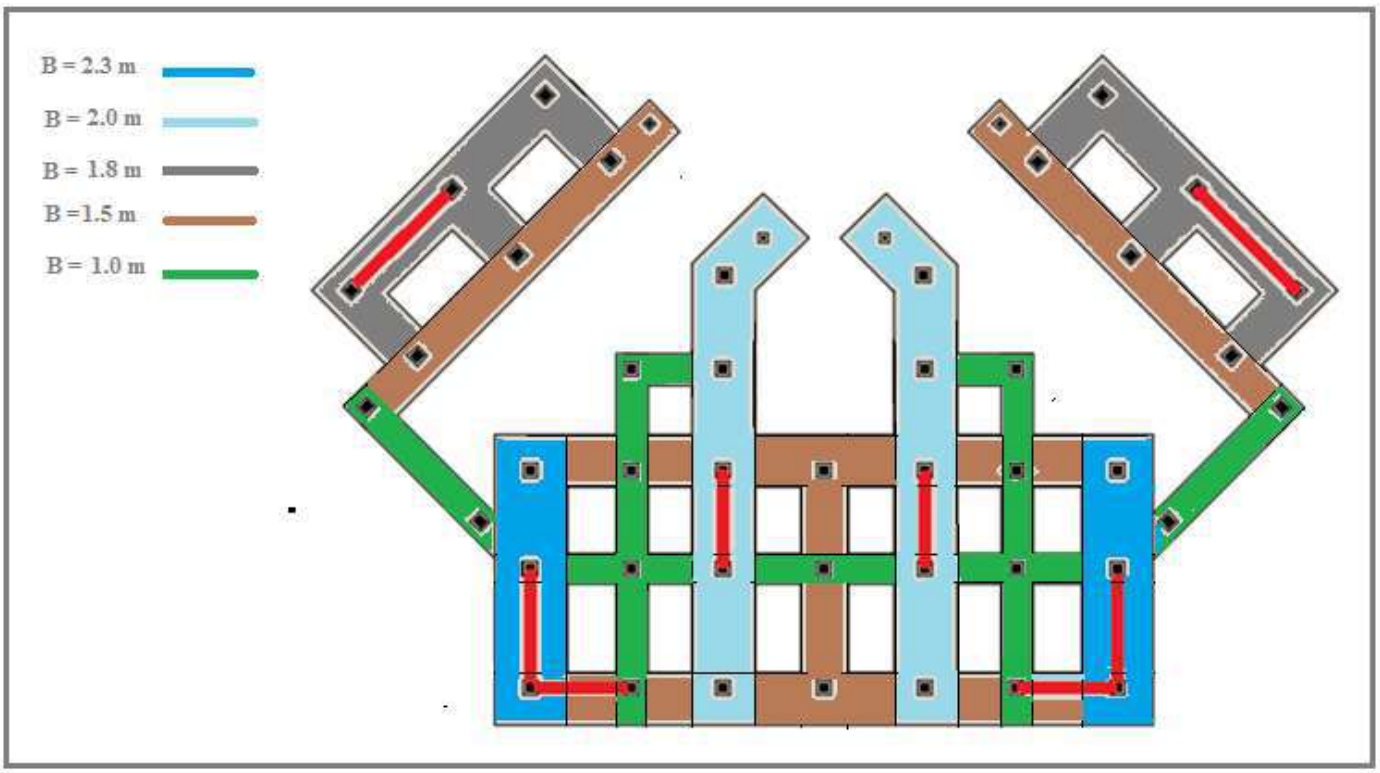


Figure VI-6: Le choix finale des semelles

$$q_{ELU} = \sigma_u = \frac{\sum N_u + 1.35 \times (P_{remblai} + P_{semelle} + P_{P.libage}}{L}$$

$$q_{ELS} = \sigma_{ser} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{remblai} + P_{semelle} + P_{P.libage})}{L}$$

VI-7 FERRAILLAGE DES SEMELLES :

VI-7 -1 Ferraillage de la poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m) par les formules suivantes :

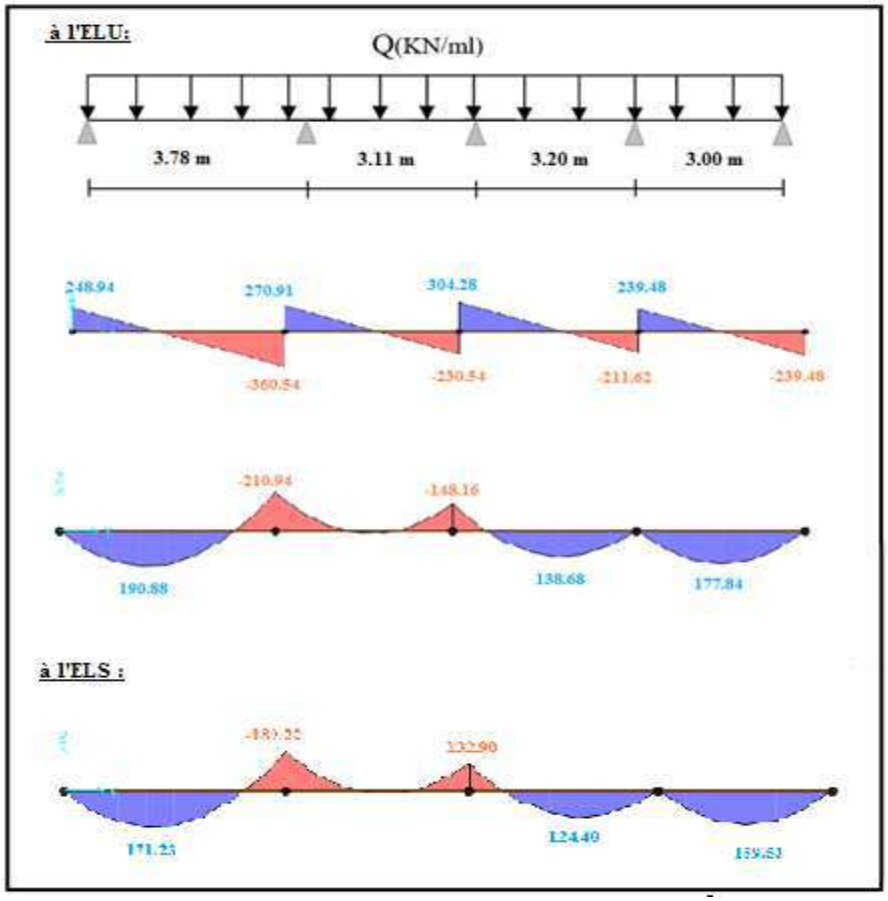


Figure VI-7 : Schéma et diagramme des efforts internes dans la poutre de libage à l'ELU et l'ELS

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 :

Tableau VI-11: Calcul du ferraillage longitudinal à l'ELU

Semelle	Zone	section	M_u (KN/m)	$A_{calculé}$ (cm2)	A' (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
PL	En travées	45× 55	190.88	9.20	0	5HA16=10.05
	En appuis		210.94	12.5	0	5HA16+2Ch14= 13.13

VI-7 -2 Vérification des contraintes à l'ELS :

On doit vérifier:

$$\sigma_b \leq \sigma_{b\ adm}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{s\ adm}$$

$$\sigma'_s \leq \sigma_{s\ adm}$$

Où : $\boldsymbol{\sigma_{b\ adm}} = 15$ MPa

$\boldsymbol{\sigma_{s\ adm}} = \left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\rho f_{t28}}\right] = 202$ MPa…… fissuration préjudiciable

Tableau VI-12 : Vérification des contraints à ELS

semelle	Zone	Mser (KN/m)	A adopté (cm²)	σ_b	σ_s	σ'_s	vérification
PL	Travée	171.23	10.05+10.05	8.4	201.6	98.6	cv
	appui	-189.22	13.13+10.05	8.5	201.6	102.9	cv

Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 80 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=3x1.00 = 3.00 cm², donc on adopte 4HA12=4.52cm².

VI-7-3 Ferraillage de la semelle filante :

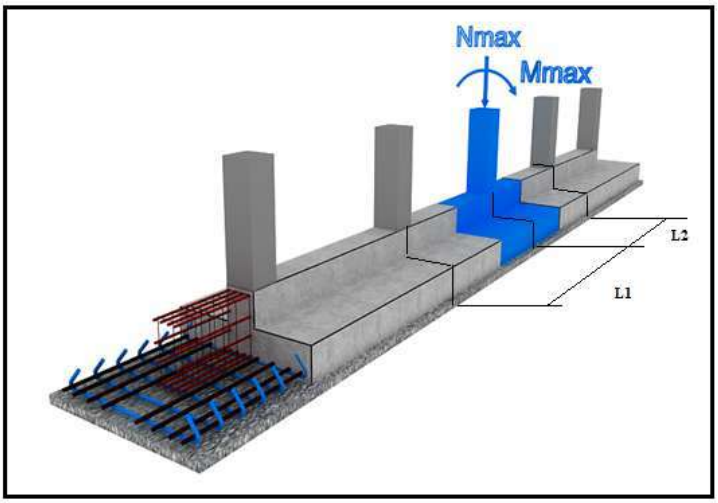


Figure VI-8 ferraillage des semelles filantes

$$\begin{cases} A = \frac{L_1+L_2}{2} = 3.45\ m \\ B = 2.00\ m \end{cases}$$

VI-7- 3-1 Armatures principales :

$A_b = \frac{N\ (B-b)}{8.d.\sigma_s}$; $N_{bre\ de\ barres} = \frac{B-2e-\emptyset}{S_t} + 1$

Tableau VI-13 armatures principale des semelles filantes

	$A_{b\ calculé}$ (cm²)	St (cm)	$A_{b\ choisi}$ (cm²)
Semelle filante B=2 m	19.78	15	14HA14 = 21.55
Les autres semelles	/		7HA14/ml

a- Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A_b \times B_{ch}}{4}$; $N_{bre\ de\ barres} = \frac{100-S_t}{S_t} + 1$

Tableau VI-14 armatures répartition des semelles filantes

	$A_{r\ calculé}$	St	$A_{r\ choisi}$
Semelle filante	10.78	10	10 HA12 = 11.31cm/ml

b- Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à : $Ls = \frac{\emptyset.f_e}{4.\tau_s}$

- $Ls \geq \frac{B}{4}$ …… ancrage courbe
- $\frac{B}{8} \leq L_s \leq \frac{B}{4}$ …… ancrage courbe ou rectiligne
- $L_s \leq \frac{B}{8}$ ……..... on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de $0.71 \times B$

Tableau VI-15 calcul de la longueur de scellement

Semelle	$\emptyset\ (mm)$	L_S (cm)	B/8 (cm)	B/4 (cm)	ancrage
filante	14	50	25	50	Ancrage courbé

Il faut vérifier que :

$Ls = 40\ \emptyset = 56\ cm \geq \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_s} = 50\ cm$

On adopte la longueur de scellement L_s = 60 cm

Toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets).

VI-8 Les longrines :

VI-8-1 Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S2) et (S3), les dimensions minimales de la section transversale des longrines exigées par RPA99 version 2003 Art [10.1.1.b] sont : 25 cm x 30 cm. La section choisie est : (25x30) cm

Sollicitations: Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " $F=\frac{N}{\alpha} \geq 20KN$

Où :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés. N_U = 2250.40 KN.

α: coefficient de site en fonction de la zone sismique Dans notre cas : α = 12 **(Zone III ; SiteS2).**

Donc : F= 187.53 KN

VI-8-2 Ferraillage:

a- <u>Etat limite ultime :</u>

Les armatures longitudinales sont données par : $A_u \geq \frac{F}{\sigma_s}$

Où : σ_s = 348 MPa

Tableau VI.16 ferraillage des longrines

B (cm²)	Nu (KN)	F(KN)	$A_{calculé}$ (cm²)	A_{min} CBA (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	A_{choisi} (cm²)	vérification
25× 30	2250.40	187.53	5.39	0.75	4.5	6HA14= 9.23 cm	CV

2- Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{choisi}} \leq \sigma_{s\,adm} = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 202\ MPa$$

N_{ser}= 1874.32 ⟶ F_{ser}= 156.19 KN

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{choisi}} = \frac{N_{ser}}{12.A_{choisi}} = 156.19\ MPa$$

Tableau VI.17 vérification de ferraillage à l'ELS

B (cm²)	Nu (KN)	F(KN)	$Achoisi\ (cm^2)$	σ_s	$\sigma_{s\,adm}$	$vérification$
25×30	1874.32	156.19	9.23	156.19	202	CV

3- Armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At), ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI.18 calcul des armatures transversales

		CBA		RPA			S_t adopté		
B (cm²)	τ_u (MPa)	S_t (cm)	A_t (cm²)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t (cm²)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisi (cm²)
25×30	1.72	24.3	0.6	7.5	15	1.125	5	15	4Ø8=2.01

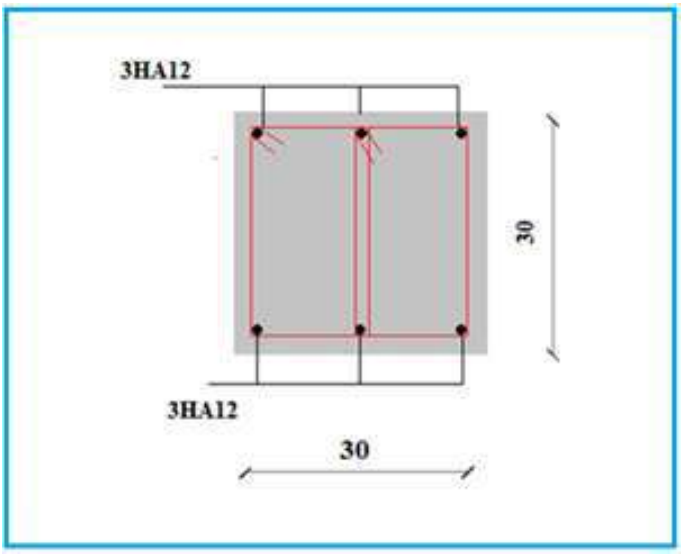


Figure VI-9: Ferraillage de la longrine

Référence bibliographique :

Documents réglementaires :

[1]:Règles de conception et de calcul des structures en béton armé

C.B.A.93.

[2]: Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

[3]:Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

[4]: Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

[5]: Conception et calcule des structure en béton «HENRY THONIER ».

[6] : choisir et réaliser les fondations «HENRY RENAUD ».

[7] : cours du béton armé Dr.BOUKENDAKDJI

[8] : [précis de calcul de béton armé] «Henri Renaud ; Jean Lamirault»

[9] : [conception parasismique de «MILAN ZACEK».]

Logiciels :

[10] : SAP2000 version 19.0.1

[11] : EXPERT BA 2010

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de convenir entre tous ce que nous avons étudié théoriquement, et ce que se passe en réalité sur le terrain. Nous avons appris beaucoup de choses dans cette expérience que nous avons combattue, nous avons appris comment rédiger un mémoire scientifiques, et les techniques de recherche scientifique, et faire face des problèmes qui étaient proche à la réalité sur le terrain.

En plus d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se 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 étroite 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 facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale 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.

C'était une expérience très utile pour nous.