REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DR. YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté Des Sciences et de La Technologie

Département de Génie De la Matière

Filière De Génie Civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du Diplôme Master en Génie Civil

Option : Structures

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT EN (R+4) D'UN SYSTEME DE CONTREVENTEMENT MIXTE A USAGE D'HABITATION

Réalisé par :

Mr: ABOUDA Mohamed

Mr: LARBI oussama

Dirigé par :

Mr : SAFIDDINE Salim

Promotion: juin 2015

Remerciement

Nous remercions Dieu, Le Tout Puissant, de nous avoir Donné le courage et la patience jusqu'à l'achèvement de ce travail.

*Nous exprimons nos sincères reconnaissances à notre promoteur "**Mr SAFIDDINE Salim** "pour avoir dirigé ce travail et participé grandement à sa réalisation et son encadrement et pour son service et ses orientations qui apportent l'aide précieuse et des conseils bénéfiques et ses critiques judicieux qui ont beaucoup pratiquent à l'amélioration de ce travail.*

Nous remercions tous les enseignants du Génie civile et surtout

D'option structure.

Nous n'oublierons pas de remercier nos familles respectives pour leur grand soutien.

Nous remercions enfin tous ceux et celles qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce travail. Que ceux nous ont aidé d'un simple encouragement trouvent ici l'expression de notre reconnaissance la plus sincère.

Dédicace

Je dédie ce travail :

A ma famille

A mes enseignants

A mes amis

A mes collègues

A tous ceux et celles qui ont contribué de prés ou de

Loin à la réalisation de ce travail .

MOHAMED

Dédicace

Je dédie ce travail :

A ma famille

A mes enseignants

A mes amis

A mes collègues

A tous ceux et celles qui ont contribué de prés ou de Loin à la réalisation de ce travail .

OUSSAMA

ملخص :

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى دراسة بناية ذات استعمال سكني من الخرسانة المسلحة مكونة من (طابق أرضي+ أربعة طوابق) والمقرر بناءها في ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة القوية زلزاليا.3
مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة .قياس الأبعاد ونتائج كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المضادة للزلازل
- قانون الخرسانة المسلحة .

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج «SAP2000 Version 17» .
وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

Résumé :

Ce projet consiste à étudier un bloc contient (RDC + 4 étages) en béton armé à usage d'habitation dans la willaya d'Alger, cette région est classée selon le **RPA99 (version 2003)** comme étant une zone de forte sismicité III.
La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte.
Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur: **RPA99 (version 2003)** et **CBA93**.
L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel **« SAP2000 version 17»**.
En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Abstract:

This project involves study a block contain (ground+4 stories) reinforced in Algiers the region is classified as a fort seismicity area III.
The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls.
The measurements and the design of reinforcement of all resistant elements were done according to the Algerian Standards (RPA 99 version 2003) and the technical document
CBA93.
The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program **« SAP2000 version 17»**.
Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Sommaire

Remerciements
Dédicaces
Résumé
Sommaire
Liste des figures
Liste des tableaux
Liste des symboles
Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction ……1

I.2. Présentation de l'ouvrage ……1

I.2.1. Dimension en plan ……1

I.2.2. Dimension en élévation……1

I.2.3. Système de contreventement……1

I.2.4. Les planchers ……1

I.2.5. Maçonnerie ……2

a. Murs extérieurs……2

b. Murs intérieurs ……2

I.2.6. Revêtement ……2

I.2.7. L'acrotère ……2

I.2.8. Les escalier……2

I.2.9. Terrasse ……2

I.2.10. Infrastructure ……2

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux ……3

I.3.1. Le béton ……3

a. Qualités essentielles ……3

b. Dosage du béton ……3

c. Résistance du béton ……3

d. Module d'élasticité ……4

e. Contrainte limite ……4

I.3.2. L'acier ……5

I.3.2.1.Types d'acier ……6

I.3.2.2. Module d'élasticité longitudinale ……6

I.4. Le sol ……6

I.5.Conclusion ……7

Chapitre II : prédimensionnement

II.1. Introduction……8

II.2. Pré dimensionnement des planchers ……8

II.2.1. Plancher à corps creux ……8

II.2.2. Les dalles plaines ……9

a. Critère de résistance ……9

b. Sécurité contre l'incendie ……10

c. Condition d'isolation acoustique ……10

II.3. Evaluation des charges et surcharges ……10

II.3.1. Maçonneries ……10

a. Murs intérieurs (simple cloison) ……10
b. Murs extérieurs (double cloison) ……10

II.3.2. Plancher terrasse ……11

II.3.3. Plancher courant ……11

II.3.4. Dalle pleine ……11

II.3.5. Dalle pleine au niveau terrasse ……12

II.3.6. Surcharges d'exploitation ……12

II.4. Pré dimensionnement des poutres ……13

II.5. Pré dimensionnement des poteaux……13

II.5.1. Étapes de Pré dimensionnement……13

II.5.2.Calcul de l'effort $\overline{Nu}$……14

II.5.3.Descente de charge……15

II.6. Pré dimensionnement des voiles ……17

Chapitre III :calcul des éléments secondaires

III.1.L'acrotère ……19

III.1.1.Introduction ……19

III.1.2. Principe de calcul ……19

III.1.3. Évaluation des charges et surcharges ……19

III.1.4. Détermination des efforts ……20

III.1.5. Calcul de ferraillage ……20

III.1.5. a) Vérification à E.L.U ……20

III.1.5. b) Vérification à l'E.L.S ……22

III.1.6. Vérification de l'effort tranchant ……24

III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton……25

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme……25

III.2.Les escaliers ……26

III.2.1.Terminologie ……26

III.2.2.Dimensionnement ……27

III.2.3.Evaluation des charges et surcharges ……28

a)Charges permanents ……28

b) Surcharge d'exploitation ……29

III.2.4.Détermination des sollicitations ……29

III.2.5.Détermination des efforts …… ..29

III.2.6. ferraillage de l'escalier……31

a) Condition de non fragilité ……32

b) Les armatures de répartition ……32

c) Vérification de l'espacement ……32

d) Vérification à l'E.L.S ……32

e) Vérification de l'effort tranchant ……33

f) Vérification de la flèche ……33

III.2.7.Calcul de la poutre palière ……34

III.2.7.1.Pré dimensionnement ……34

III.2.7.2.Charges revenants à la poutre……34

III.2.7.3.Calcul des efforts……34

III.2.7.4Ferraillage de la poutre palière……35

III.2.7.5.Vérifications……..36

a) Vérification à l'état limite de service ……..36

b) Vérification de l'effort tranchant……37

c) Armatures transversales……38

d) Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 Art [7.5.2.2……38

e) Vérification de la flèche……38

III.3.Plancher à corps creux ……..39

III.3.1.Introduction ……..39

III.3.2.Calcul des poutrelles ……..39

a) Avant coulage ……..39

b) Après coulage ……..41

1. Calcul des poutrelles ……41

1.1. Méthode de calcul……..41

a) La méthode forfaitaire ……..41

a.1.conditions d'application ……..41

a.2. Exposé de la méthode ……42

b) La méthode de CAQUOT ……44

III.3.2.Evaluation des charges et surcharges ……44

III.3.2.1.Sollicitations de calcule ……44

III.3.3.Détermination des moments a l'état limite ultime ……45

III.3.4.Détermination des moments a l'état limite de service ……45

III.3.5.Détermination des moments a l'état limite ultime ……46

III.3.6.Détermination des moments a l'état limite de service ……46

III.3.7.Détermination des moments a l'état limite ultime ……47

III.3.8.Détermination des moments a l'état limite de service ……48

III.3.9.Récapitulations ……48

III.4.Calcul du ferraillage ……48

III.4.1.Armatures longitudinales ……48

III.4.2. Armatures transversales ……50

III.4.2.1.Vérification au cisaillement :……50

III.4.2.2.Vérifications nécessaires : ……50

III.4.2.3.Vérifications préliminaires de la flèche : ……51

III.4.2.4. Évaluation détaillée de la flèche ……51

III.5.La dalle de compression ……53

III.4. Les dalles pleines ……55

III.4.1.Méthode de calcul ……55

III.4.1.1. Principe de calcul ……55

a) travail externe ……55

b) Travail interne ……55

III.4.1.2 Expose de la méthode ……55

III.4.2.dalle rectangulaire ……56

a) Travail externe ……56

b) Travail interne ……56

c) Principe de travail virtuel ……56

III.4.2.1. Calcul de ferraillage ……57

III.4.2.2. Vérification à l'état limite de service ……57

III.4.2.3. Condition d'espacement ……57

III.4.2.4.Vérification au cisaillement ……57

III.4.2.5. Vérifications préliminaires de la flèche……58

III.4.3Dalle triangulaire……58

a)travail externe……59

b) Travail interne ……59

III.4.3.1.Calcul de ferraillage ……59

III.4.3.2. Condition d'espacement ……60

III.4.3.3.Vérification de l'effort tranchant ……60

III.4.3.4.Vérification à l'ELS……60

III.4.3.5.Vérification de la flèche ……61

Chapitre IV : étude dynamique

IV.1.Introduction ……62

IV.2.Choix de la méthode de calcul ……62

IV.2.1.Conditions d'application de la méthode statique équivalente ……62

IV.2.2.Méthode dynamique modale spectrale :……63

a) Principe……63

b) Spectre de réponse de calcul ……63

IV.3. Caractéristiques géométrique de la structure ……..65

IV.3.1.Centre de masse ……65

IV.3.2.Centre de torsion ……65

IV.3.3.Excentricités……66

a) Excentricité théorique (statique) ……66

b) Excentricités accidentelles (additionnelles) ……66

IV.4.Etude de la structure ……68

IV.4.1.Caractéristiques géométrique ……68

IV.4.1.1.Centre de masse et centre de torsion ……68

IV.4.1.2.Les excentricités ……69

IV.4.2.Résultat de l'analyse dynamique ……69

IV.4.2.1.Vérification de comportement des trois premiers modes ……69

IV.4.2.2.Vérification de la participation massique ……70

IV.4.2.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……71

IV.4.2.4.Vérification de la stabilité au renversement……73

IV.4.2.5.Vérification des déplacements ……76

Chapitre V : ferraillage des éléments résistants

V.1.Introduction……79

V.2.Ferraillage des poutres ……80

V.2.1.Introduction ……80

V.2.2.Recommandation du RPA99 version 2003 ……80

a. Armatures longitudinales selon RPA Art [7.5.2.1]……..…..80

b. Armatures transversales selon RPA Art [7.5.2.2]……..80

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93……..…..81

V.2.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA2003 version 2003 et CBA93…….....82

V.2.5.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants ……..83

V.2.6.Calcul des armatures transversales……..…84

V.2.7.Vérification de la flèche « CBA : B.6.5.1 »……..…85

V.3.Ferraillage des poteaux……..89

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales……..89

V.3.1.1.Recommandations des règlements……..…89

V.3.1.2.Sollicitations extrêmes de ferraillage……..90

V.3.1.3.Etat limite de stabilité de forme par CBA93 Art(A.4.3.5)……91

V.3.1.4.Détermination des armatures a l'ELU de résistance ……91

V.3.1.5.Vérification des contraintes a l'ELS par CBA93……..93

V.3.2.Détermination des armatures transversales……..93

V.3.2.1.Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93……..93

V.3.2.2.Contrainte tangente admissible $\overline{\tau}$ ……..94

V.3.2.3.Vérification des contraintes tangentielles……94

V.3.2.4. Calcul des armatures transversales……94

V.4.Ferraillage des voiles……98

V.4.1.Introduction……98

V.4.2.Les voiles pleins……..98

V.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :……..98

a. Les trumeaux……..98

b. Les linteaux……..98

V.4.4.Recommandations des règlements……100

a. Armatures verticales……..100

b. Armatures horizontales……101

c. Armatures transversales……101

d. Recommandations pour les voiles ……101

e. Les caractéristiques géométriques du voile avec ouverture……102

V.4.5. Calcul des armatures : (voiles pleins)……103

a. Calcul du ferraillage vertical……..103

b. Armatures transversales……107

c. Ferraillage horizontal……109

V.4.6. Calcul des armatures : (voiles avec ouverture)……110

a. Trumeaux……..110

b. les linteaux……111

Chapitre VI : étude de l'infrastructure

VI. Etude de l'infrastructure ……112

VI.1Etude du sol ……112

VI.1.1.Introduction ……112

VI.2. Situation du projet ……112

VI.2.1.Compagne d'investigation ……112

VI.2.2.Nature du sol ……112

VI.2.3.Travaux de laboratoire ……112

VI.2.4.Conclusion ……112

VI.3.Etude des fondations ……113

VI.3.1.Introduction ……113

VI.3.2.Fonctions assurées par les fondations ……113

VI.3.3.Classification des fondations ……113

VI.3.4.Calcul des fondations……114

VI.3.5.Semelles isolées ……114

VI.4.Dimensionnement des semelles isolées……115

VI.4.1.Vérification des contraintes à ELS ……115

VI.4.2.Vérification de chevauchement entre les semelles isolées……117

VI.4.3.Conclusion ……118

VI.5.Semelles filantes ……119

VI.5.1.Dimensionnement de semelle sous poteaux……120

VI.5.2.La hauteur de semelle ……120

VI.5.3.Pré dimensionnement de poutre de libage ……120

VI.5.4.Dimensionnement des semelles filantes……121

A. Semelle filante sous poteaux ……121

B. Semelle filante sous voiles ……122

VI.5.5.Vérification de chevauchement entre les semelles filantes …… 122

VI.5.6.Ferraillage des semelles filantes ……122

VI.5.7.Vérification des longueurs de scellement……123

VI.5.8.Vérification de la stabilité au renversement ……123

VI.5.9. Semelles filantes sous poteaux ……123

VI.5.9.1.Ferraillage ……123

VI.5.9.2. Récapitulation……124

VI.5.9.3.Vérification de la stabilité au renversement ……124

VI.5.10.Vérification des longueurs de scellement ……124

VI.5.11.Ferraillage de la poutre de libage ……125

VI.5.12. Calcul des moments ……126

VI.5.13.Calcul du ferraillage ……126

VI.5.13.1.Armatures longitudinales ……126

VI.5.13.2.Vérification des contraintes a l'ELS ……126

VI.5.14.Armatures de peau ……127

VI.5.15.Armatures transversales ……127

VI.5.16.Calcul des longrines ……128

VI.5.16.1.Pré dimensionnement des longrines (RPA99 version2003 [Art 10.1.1.b]) ……128

VI.5.16.2.Charges sollicitant les longrines ……128

VI.5.16.3.Les sollicitations de calcul ……129

VI.5.16.4.Ferraillage ……129

VI.5.17.Condition de non fragilité: (CBA 93)……130

VI.5.18.Vérification des contraintes a l'état limite de service ……130

VI.5.19.Section minimale donnée par le RPA 99version 2003 ……..130

VI.5.20.Armatures transversales ……130

VI.5.21.Espacement……131

Conclusion……132

Référence bibliographique……133

Listes des figures

Fig. 11. Diagramme des contraintes de déformation du béton à L' ELU……5

Fig. 2.1. Plancher à corps creux ……9

Fig. 2.2. Dimension du corps creux……9

Fig. 2.3. Schéma de la poutre…….. ……13

Fig. 2.4. Section réduite de poteau……14

Fig. 2.5. Schéma de poteau plus sollicité. ……15

Fig. 2.6. Coupe de voile en plan et voile en 3D……17

Fig. 3.1.L'acrotère……19

Fig. 3.2.Section de B.A à l'ELU ……21

Fig. 3.3.Représentation d'un escalier……26

Fig. 3.4.Dimensions de l'escalier……27

Fig. 3.5.Dimensions de Schéma statique des efforts du l'escalier……29

Fig. 3.6. Diagrammes du moment et de l'effort tranchant a l'E.L.U……30

Fig. 3.7. Diagrammes du moment et de l'effort tranchant a l'E.L.S……31

Fig. 3.8.Schéma statique de la poutre palière……35

Fig.3.9. Modèle de calcul des poutrelles avant coulage……36

Fig.3.10. Choix de disposition des étaiements ……36

Fig.3.11. Diagramme des moments du 1^{ier} type des poutrelles à l'ELU……38

Fig.3.12. Diagramme des efforts tranchants du 1ier type des poutrelles l'ELU….39

Fig.3.13. Diagramme des moments du 1ier type des poutrelles à l'ELS……40

Fig.3.14. Diagramme des efforts tranchants du 1ier type des poutrelles l'ELS……45

Fig.3.15. Diagramme des moments du 2émé type des poutrelles à l'ELU……..…45

Fig.3.16. Diagramme des efforts tranchants du 2émé type des poutrelles l'ELU….46

Fig.3.17. Diagramme des moments du 2émé type des poutrelles à l'ELS……..46

Fig.3.18. Diagramme des efforts tranchants du 2émé type des poutrelles l'ELS…..46

Fig.3.19. Diagramme des moments du 3émé type des poutrelles à l'ELU……46

Fig.3.20. Diagramme des efforts tranchants du 3émé type des poutrelles l'ELU…47

Fig.3.21. Diagramme des moments du 3émé type des poutrelles à l'ELS……..47

Fig.3.22. Diagramme des efforts tranchants du 3émé type des poutrelles l'ELS….47

Fig.3.23. les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à .gauche); En appui (à droite)……47

Fig.3.24. ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à .droite)……48

Fig.3.25. Disposition des armatures de la table de compression……48

Fig.3.26.Dalle pleine triangulaire……49

Fig.3.27. ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)……52

Fig.3.28. Disposition des armatures de la table de compression……..54

Fig.3.29.Dalle pleine triangulaire……58

Fig.4.1.Spectre de réponse……65

Fig.4.2.Dimensions des poteaux ……66

Fig.4.3.Vue en 3D de bloc……67

Fig.4.4.Vue en 2D des voiles aux RDC et étages……68

Fig.4.5.Le comportement des trois premiers modes……70

Fig.4.6.Les forces agissent sur la stabilité au renversement……74

Fig.4.7.Distribution des forces sismiques……74

Fig.4.8.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……75

Fig.4.9.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……76

Fig.5.1.Disposition des armatures pour les poutres……79

Fig.5.2. Disposition des armatures des poutres principales rives de la Terrasse.86

Fig.5.3.Disposition des armatures des poutres principales rives des étages…….86

Fig.5.4.Disposition des armatures des poutres principales intermédiaires de la terrasse……87

Fig.5.5.Disposition des armatures des poutres principales intermédiaires des étages……87

Fig.5.6.Disposition des armatures des poutres secondaires……88

Fig.5.7. Disposition des poteaux……89

Fig.5.8.Définition de la zone nodale dans les poteaux……90

Fig.5.9.Disposition des armatures pour les poteaux……..96

Fig.5.10.Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 4……..97

Fig.5.11. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2 ;3……..97

Fig.5.12.Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages RDC ; 1.3……..97

Fig.5.13.Armatures de linteaux……100

Fig.5.14. Disposition des armatures verticales dans les voiles……102

Fig.5.15.Les caractéristiques géométriques du voile avec ouverture……..102

Fig.5.16. Disposition des voiles……104

Fig.5.17.Section entièrement tendue……104

Fig.5.18.Section entièrement comprimée……..105

Fig.519. Section partiellement comprimée……105

Fig.5.20.Les armatures transversales et les épingles……107

Fig.5.21.La zone de recouvrement des voiles……108

Fig.5.22.Section du linteau……111

Fig. 6.1 .Schéma des Semelles isolées sous poteaux……114

Fig. 6.2. Les efforts dus sur les poteaux et voiles ……115

Fig. 6.3. Les bulles de pression……117

Fig. 6.4 .schéma semelle filantes……119

Fig. 6.5 : Représentation des semelles filante et semelles isolés……119

Fig. 6.6. Disposition du ferraillage de la poutre de libage……128

Fig. 6.7. Disposition du ferraillage de longrine……131

Liste des tableaux

Tab.1.1. types d'acier……..6

Tab. 2.1. Charge permanente due aux murs intérieurs……10

Tab. 2.2. Charge permanente due aux murs extérieurs……..10

Tab. 2.3. Charge permanente due au plancher terrasse……..…11

Tab. 2.4. Charge permanente due au plancher courant……..11

Tab. 2.5. Charge permanente due à la dalle pleine……..…11

Tab. 2.6. Charge permanente due à la dalle pleine au niveau terrasse……12

Tab. 2.7. Surcharges d'exploitation sur l''ouvrage……..…12

Tab.2.8. calcul de $\overline{Nu}$……..15

Tab.2.9. règle de digression adoptée……16

Tab 2.10. Effort normaux par descente des charges……..…16

Tab.3.1. Évaluation des charges et surcharges ……19

Tab.3.2. Les efforts……..20

Tab.3.3. Les données nécessaires ……..20

Tab.3.4.1.Charge permanente de la paillasse de l'escalier……..28

Tab.3.4.2.Charge permanente du palier……28

Tab.3.5. des sollicitations à ELU et ELS……..29

Tab.3.6. Les données nécessaires……..31

Tab.3.7.Calcul des sections d'acier de l'escalier……32

Tab.3.8. Les armatures de répartition……32

Tab.3.9. Vérification de l'espacement……32

Tab.3.10.Vérification à l'E.L.S……33

Tab.3.11. vérification de la flèche est nécessaire……33

Tab.3.12. Armatures longitudinales à ELU……36

Tab.3.13.Vérification des contraintes à l'E.L.S……37

Tab.3.14. les charges permanentes de la poutrelle avant le coulage……39

Tab.3.15. Détermination le nombre des étaiements……41

Tab.3.16. méthode CAQUOT……44

Tab.3.17. Actions de calcul des poutrelles après coulage……44

Tab.3.18. Moment fléchissant et efforts tranchants du 1ier type à l'E.L.U……45

Tab.3.19. Moment fléchissant et efforts tranchants du 1ier type à l'E.L.S……45

Tab.3.20. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle du 2émé type à l'E.L.U……46

Tab.3.21. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle du 2émé type à l'E.L.S……46

Tab.3.22. Moment fléchissant et efforts tranchants de la 3émé type à l'E.L.U……47

Tab.3.23. Moment fléchissant et efforts tranchants de la 3émé type à l'E.L……48

Tab.3.24. Récapitulations des efforts internes……48

Tab.3.25. calcul et vérification des armatures……49

Tab.3.26. Ferraillages longitudinaux des poutrelles……50

Tab.3.27. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur Espacement……50

Tab.3.28. Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles……51

Tab.3.29. Les actions sur la dalle……56

Tab.3.30.Ferraillage des dalles pleines……57

Tab.3.31.Vérification des contraintes à l'E.L.S……57

Tab.3.32.Vérification au cisaillement……58

Tab.3.33.Vérification de flèche de la dalle……58

Tab.3.34. Les actions sur la dalle……58

Tab.3.35.Ferraillage et espacement à l'ELU "travée"……59

Tab.3.36. Ferraillage et espacement à l'ELU "appui"……60

Tab.3.37.Vérification au cisaillement……60

Tab.3.38.Vérification de ferraillage à l'ELS "travée"……60

Tab.3.39. Vérification de ferraillage à l'ELS "appuis"……61

Tab.4.1. Coefficient d'accélération de zone A……63

Tab.4.2.Détermination du facteur de qualité ……64

Tab.4.3. Calcul de centre de masse et centre de torsion……68

Tab.4.5. Calcul de l'excentricité ……69

Tab.4.6. Le comportement des trois premiers modes……69

Tab.4.7.Coefficient de participation massique……71

Tab.4.8.Calcul de la force sismique……73

Tab.4.9. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……73

Tab.4.10.Calcul des forces sismiques et des moments de renversement

suivant x ……75

Tab.4.11.Calcul des forces sismiques et des moments de renversement

suivant Y ……75

Tab.4.12. Calcul de moment de stabilité……76

Tab.4.13.Vérification de la stabilité……76

Tab.4.14.Vérification des déplacements inter-étage sens X-X ……77

Tab.4.15. Vérification des déplacements inter-étage sens Y-Y ……77

Tab.4.16.Vérification de l'effet P-Δ sens X-X ……78

Tab.4.17.Vérification de l'effet P-Δ sens Y-Y……78

Tab.5.1.Les données de calcul……80

Tab.5.2.Ferraillage longitudinal des poutres principales (35*50)……81

Tab.5.3.Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*35)……81

Tab.5.4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales……82

Tab.5.5.Vérification des contraintes a l'ELS des poutres secondaires……82

Tab.5.6.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA99……83

Tab.5.7.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA99……..83

Tab.5.8.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales……84

Tab.5.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires….84

Tab.5.10.Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement……..85

Tab.5.11. Vérification de la flèche des poutres……..85

Tab.5.12. Ferraillage longitudinal final des poutres principales ……85

Tab.5.13. Ferraillage longitudinal final des poutres secondaires……..86

Tab.5.14Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU……..92

Tab.5.15. Ferraillages longitudinaux des poteaux……..93

Tab.5.16.Vérification des armatures à ELS des poteaux……93

Tab.5.17.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux……..94

Tab.5.18. Les armatures transversales et leurs espacements……95

Tab.5.19.Vérification de la quantité d'armatures transversales……96

Tab.5.20.Les armatures verticales des voiles pleins……106

Tab.5.21. Vérification selon les règlements……106

Tab.5.22.Vérification des armatures a ELS des voiles……107

Tab.5.23.Vérification a l'effort tranchant des voiles pleins……108

Tab.5.24.Détermination des armatures horizontales……109

Tab.5.25.Les armatures verticales des trumeaux d'épaisseur 15 cm……110

Tab.5.26.Vérification des armatures a ELS des voiles……110

Tab.5.27.Vérification de la contrainte de cisaillement des trumeaux……110

Tab.5.28.Détermination des armatures horizontales des trumeaux……110

Tab.5.29.Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux……111

Tab.5.30.Calcul des armatures longitudinales et armatures diagonales……111

Tab.5.31. Calcul des armatures transversales et armatures de peau……111

Tab.6.1. Dimensionnement des Semelles isolés……117

Tab.6.2.Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X ……118

Tab.6.3.Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y……118

Tableau.6.4.Dimensionnement des Semelles isolés sous poteaux SI1 et SI2 ….119

Tab.6.5. poutre de libage……120

Tab.6.6. Dimensionnement des Semelles filante sous poteaux……121

Tab.6.7.Dimensionnement des Semelles filante sous voiles……122

Tab.6.8.Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y

(SF1, SF2 et SF3) ……122

Tab.6.9. Ferraillage des semelles filantes sous poteaux et sous voiles ……124

Tab.6.10. Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes et sous

voiles……124

Tab.6.11.Vérification au renversement……..124

Tab.6.12. Longueur de scellement ……125

Tab.6.13.Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……125

Tab.6.14.Détermination des moments de la poutre de libage……126

Tab.6.15.Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage……126

Tab.6.16. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage a l'ELS ……126

Tab.6.17.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage ……127

Tab.6.18. de coefficient α……128

Notations et symboles

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

Mt : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

Nser : Effort normal de service.

NU : Effort normal ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration

λ:: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau

Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction :

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par le **RPA99 VERSION 2003** et **CBA93**, (dont l'objectif est d'assurer une protection acceptable des vies humaine et des constructions).

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des portiques, des voiles ou les deux en même temps.

Dans le présent projet, on se propose d'étudier un bâtiment en (R+4) contreventé par des voiles en béton armé, implanté dans une zone de forte sismicité (zone III selon le **RPA99 VERSION2003**). Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- Le premier chapitre portera sur la présentation complète de ce bâtiment, la définition de ses différents éléments et le chois des matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre sera la détermination des actions verticales présentées dans le bâtiment et le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux de ce dernier.
- Le troisième chapitre sera le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, l'escalier et les planchers).
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude de bâtiment sera faite par l'analyse d'un modèle de la structure en 3D sur logiciel de calcule **SAP2000 version 17.**
- Le cinquième chapitre portera sur le calcul du ferraillage des éléments structuraux.
- Le sixième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure.

A la fin, on terminera notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I : Présentation de l’ouvrage

I.1. Introduction:

Le but d'une construction parasismique est d'assurer un niveau acceptable de sécurité contre les dégâts d'un séisme majeur. Pour cela, nous étudions cette bâtiment pour résister aux charges horizontales et verticales par un système de contreventement mixte (portique/voiles).

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le travail dans le cadre de notre projet de fin d'étude consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation implanté dans une zone de forte sismicité (zone III selon le RPA99 version 2003), comportant un rez-de-chaussée et quarte étages. Il y a trois logements dans chaque étage.

I.2.1. Dimension en plan :

Le bâtiment à une forme d'angle dans les dimensions sont bien montrées dans les plans d'architectures.

I.2.2. Dimension en élévation :

Tous les étages ont une hauteur de 3.23m. La hauteur totale du bâtiment est de 17.78m.

I.2.3. Système de contreventement:

Notre bâtiment comporte d'hauteur dépassants le onze mètre (11m), ainsi le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) préconise un système de contreventement mixte assure par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Les voiles de contreventement doivent au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins de 25% de l'effort de l'étage.

I.2.4. Les planchers :

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

Notre bâtiment est comporte deux types de planchers :

- Planchers à corps creux ;
- Planchers à dalle plaine.

I.2.5. Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses, pour cet ouvrage nous avons deux types de maçonnerie :

a. **Murs extérieurs :** le remplissage des façades est en maçonneries non rigides, elles sont composées de :
   - Une cloison en briques creuses à huit (8) trous de dix centimètre (10cm) d'épaisseur ;
   - Une l'âme d'air de cinq centimètre (10cm) d'épaisseur ;
   - Une cloison en briques creuses à huit (8) trous de dix centimètre (10cm) d'épaisseur.

b. **Murs intérieurs :** cloisons de séparation de dix centimètre (10cm) d'épaisseur.

I.2.6. Revêtement :

Le revêtement de la structure constitué par :

- Au sol, carrelage de deux centimètre (2cm) d'épaisseur pour les chambres, les couloirs et les escaliers ;
- Céramique recouvrent tous les murs dans les sales d'eau ;
- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds ;
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.2.7. L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton arme de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. L'acrotère et de buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

I.2.8. Les escalier.

La circulation verticale entres les étages est assurée par un escalier droit à deux volets et palier entre étage.

I.2.9. Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse qui est une terrasse inaccessible.

I.2.10. Infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain, ainsi que la transmission des efforts

apportés par la structure au sol. Pour notre projet les fondations on été choisies conformément au rapport de sol.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la constriction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul en béton armé (CBA93).

I.3.1. Le béton :

Le béton est constitué par un mélange hétérogène de :

- Pate pure (ciment+eau+air) ;
- Granulat (sable, gravie et plus rarement pierres cassées) ;
- Produits d'addition éventuels (adjuvants).

a. Qualités essentielles :

- L'ouvrabilité ;
- Bonne résistance à la compression ;
- Compacité.

b. Dosage du béton :

Pour 1m^3 de béton, on utilise environ de 350 à 400 kg de ciment CPJ-CMII 42.5, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sable (dimension < 6 mm), et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faible proportions avec le qualité de béton recherche.

c. Résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la rupture sous l'action des la contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

- **Résistance caractéristique à la compression :** Art [A.2.1.1.1]
  La résistance caractéristique du béton non traité thermiquement suit les lois données par le CBA93 :

  $f_{cj}=\dfrac{j}{4.76+0.83j}\times f_{c28}$ pour ; $f_{c28}\leq 40MPa$;

  $f_{cj}=\dfrac{j}{1.4+0.95j}\times f_{c28}$ pour ; $f_{c28}> 40MPa$.

  La résistance de béton à la compression recherchée est $f_{c28}=25Mpa$.
- **Résistance caractéristique à la traction :** Art [A.2.1.1.2]
  La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle de compression par l'intermédiaire de la relation :

  $f_{tj}= 0.6 + 0.06\, f_{cj}$ avec f_{cj} et f_{tj} en MPa.

  La résistance à la traction est $f_{t28}=2.1Mpa$.

d. Module d'élasticité :

- **Module d'élasticité longitudinale :**

  le module de déformation longitudinale instantané et donné par :

  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$ E_{i28}=32164,195 MPa. Art [A.2.1.2.1]

  le module de déformation longitudinale différée donné par :

  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (MPa)$ E_{v28}= 10721,40 MPa. Art [A.2.1.2.2]

- **Module d'élasticité transversale :**

  La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

- **Coefficient de poisson :**

  La déformation longitudinale est toujours accompagnée une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation longitudinale et la déformation transversale.

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec: ξ_t**:** déformation limite transversale ;

ξ_l**:** déformation limite longitudinale ;

ν **= 0.0** dans le cas des ELU (section fissurée) ;

ν **=0.2** dans le cas des ELS (section non fissurée).

e. Contrainte limite :

- **Contrainte de cisaillement :**

  Les contraintes sont déterminées à partir de l'effort tranchent.

  - Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

    $\tau_u = \min (0.1\ f_{c28}, 3\ MPa)$. Pour : $f_{c28} = 25$ MPa : $\tau_u = 2.5$ MPa.

  - Fissuration peu nuisible :

    $\tau_u = \min (0.13\ f_{c28}, 4\ MPa)$. Pour : $f_{c28} = 25$ MPa : $\tau_u = 3.25$ MPa.

- **Contrainte-déformation :** Art [A.4.3.4.1]

  Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

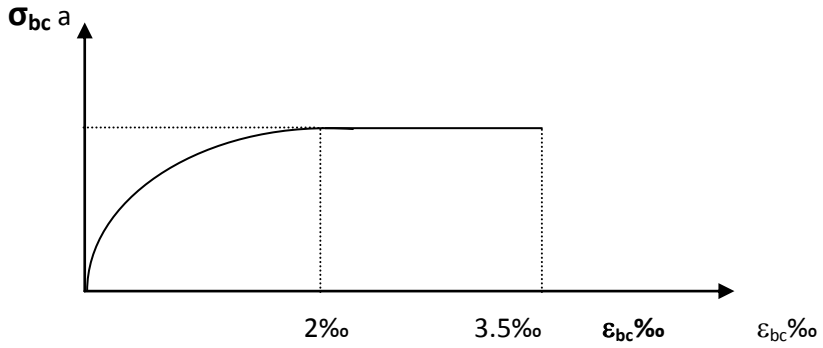


Fig. .1.1. Diagramme des contraintes de déformation du béton à L' ELU.

La contrainte ultime du béton à la compression $\boldsymbol{\sigma_{bc}}$ est donnée par la formule :

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0{,}85 f_{cJ}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ Pour une combinaison fondamentale ;

$\gamma_b = 1{,}15$ Pour une combinaison accidentelle.

$\theta = 1$ Lorsque la durée probable d'application des charges est supérieure à 24 heures ;

$\theta = 0.9$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 2 heures ;

$\theta = 0.85$ Lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

I.3.2. L'acier :

L'acier utilise en béton armé se distingue du acier par sa forme géométrique et sa nuance, l'acier de béton armé est sous forme des barres circulaires d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contacte avec le béton) présente deux type distinct : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.3.2.1. Types d'acier :

Tab.1.1 : types d'acier

Nature	Utilisation	Nuance	diamètre (mm)	Fe (Mpa)
Ronde lisse	Armature transversale	FeE 215	T6 et T8	215
Barre à haute adhérence	Armature longitudinale	FeE 400	$T \geq 10$	400
treillis soudé	Table de compression	TLE 520	0<T<6	520

I.3.2.2. Module d'élasticité longitudinale : Art [A.2.2.1]

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité
longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé : Es = 2,1.105 MPa Art.2.2.1 [1]

N.B : Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie Fe ;

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

I.4. Le sol :

Le sol sur lequel sera implanté l'ouvrage, a une bonne capacité portante. La contrainte admissible du sol est 1.5 bars.

I.5.Conclusion :

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25Mpa$;

$f_{t28} = 2.1Mpa$;

$E_{i28} = 32164.2Mpa$;

$E_{v28} = 10819Mpa$;

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2\ Mpa : situation\ durable; \\ 18.48\ Mpa : situation\ accedentelle; \end{cases}$$

$$\overline{\tau}_u = \begin{cases} 3.33\ Mpa : fissuration\ peu\ nuisible; \\ 2.5\ Mpa : fissuration\ préjudiciable\ ou\ trés\ préjudiciable; \end{cases}$$

$\overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa$;

FeE400, fe= 400Mpa : pour les armatures longitudinales ;

FeE235, fe = 235Mpa : pour les armatures transversales ;

$\overline{\sigma}_s = 202Mpa$: *fissuration préjudiciable pour les H.A ;*

$\overline{\sigma}_{sol} = 1.5$ *bars.*

Chapitre II : Prédimensionnement

II.1. Introduction :

Le prédimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues par l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Pour ce faire nous commençons le pré dimensionnement du sommet vert la base :

- Les plancher ;
- Les poutres ;
- Les poteaux ;
- Les voiles.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifies après la vérification dans la phase de calcul.

II.2. Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des airs plans horizontaux limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan. Ils ont pour fonction :

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

Pour nos bâtiment, deux type de plancher sont utilisé :

a. Plancher à corps creux ;
b. Dalles plaines.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué des poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 65cm, des corps creux en béton expansé (hourdis) et une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

L'épaisseur de plancher est obtenue par la formule empirique suivant :

$$L/25 \leq h \leq L/20 \qquad [1]$$

Avec :

L : la portée la plus langue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
Ici L=355 cm.

$$355/25 \leq h \leq 355/20 \quad \Rightarrow \quad 14.2\ cm \leq h \leq 17.75cm.$$

Condition d'isolation acoustique :

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante : $h_{min} \geq 16$ cm.

Pour vérifier toutes les conditions présidentes, on adopte **h_t =20 cm.** Alors un plancher à corps creux du type (16+4).

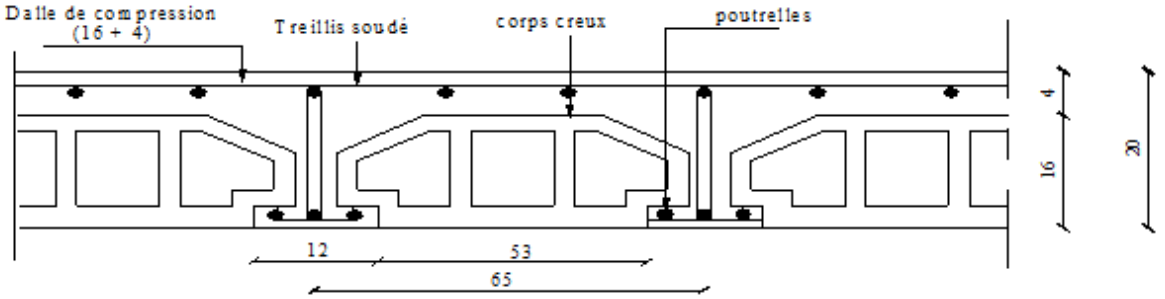


Fig. 2.1. Plancher à corps creux

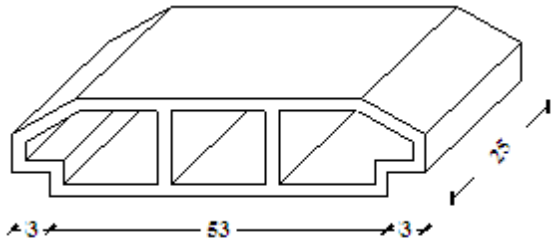


Fig. 2.2. Dimension du corps creux

II.2.2. Les dalles plaines :

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles plaines dépend des critères suivants :

a. **Critère de résistance :**

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :

$$L/50 \leq e_p \leq L/40$$

Dalle reposant sur deux appuis :

$$L/35 \leq e_p \leq L/30$$

Où :

e_p : épaisseur de la dalle ;

L : la plus grande portée mesurée entre nus.

Pour notre bâtiment, la dalle reposant sur quatre appuis a une portée égale à :

L=515cm ;

b. **Sécurité contre l'incendie :**

$e_p = 7cm$ pour une heur de coupe-feu ;

$e_p = 11cm$ pour deux heurs de coupe-feu ;

$e_p = 17.5cm$ pour un coupe-feu de quatre heurs.

c. **Condition d'isolation acoustique :** $e_p \geq 15cm$.

- critère de résistance $515/50 \leq e_p \leq 515/40$

  $10.3\ cm \leq e_p \leq 12.875cm$.
- la sécurité contre l'incendie $e_p = 11cm$
- condition d'isolation acoustique $e_p = 15\ cm$.

Pour satisfaire ces conditions, nous adoptons l'épaisseur suivante:

$e_p = 15cm$.

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

II.3.1. Maçonneries :

a. Murs intérieurs (simple cloison)

Tab. 2.1. Charge permanente due aux murs intérieurs.

	Couche	G (kN/m²)	
1	Enduit en plâtre 2cm	0,2	
2	Brique creuse 10cm	0,9	
3	Enduit en plâtre 2cm	0,2	
	Charge permanente	**1,3**	

b. Murs extérieurs (double cloison) :

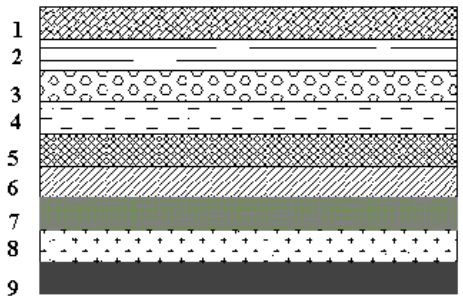
Tab. 2.2. Charge permanente due aux murs extérieurs.

	Couche	G (kN/m²)	
1	Enduit en plâtre 2cm	0,2	
2	Brique creuse 10cm	0,9	
3	Lame d'air 10cm	_	
4	Brique creuse 10cm	0,9	
5	Enduit en ciment 2cm	0,36	
	Charge permanente	**2,36**	

II.3.2. Plancher terrasse :

Tab. 2.3. Charge permanente due au plancher terrasse.

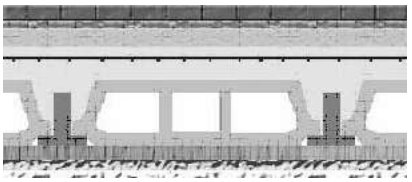
	Couche	G (kN/m²)
1	Gravillons roulé 4 cm	0,72
2	Etanchéité 2 cm	0,12
3	Papier kraft	0,05
4	Forme de pente 10cm	2,2
5	Film polyane	0,01
6	Plaque de liège 4 cm	0,16
7	Par vapeur 1cm	0,06
8	corps creux (16+4)cm	2,8
9	Enduit en plâtre 2 cm	0,2
	Charge permanente	**6,32**



II.3.3. Plancher courant :

Tab. 2.4. Charge permanente due au plancher courant.

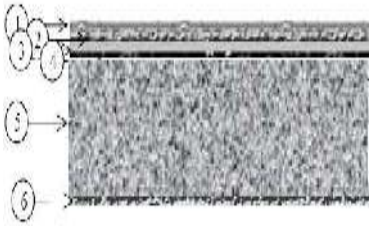
	couche	G (kN/m²)
1	Carrelage 2cm	0,44
2	Mortier de pose 2cm	0,4
3	Lit de sable 3cm	0,54
4	Corps creux (6+4) cm	2,8
5	Enduit en plâtre 2cm	0,2
6	Cloisons	1,3
	Charge permanente	**5.68**



II.3.4. Dalle pleine :

Tab. 2.5. Charge permanente due à la dalle pleine.

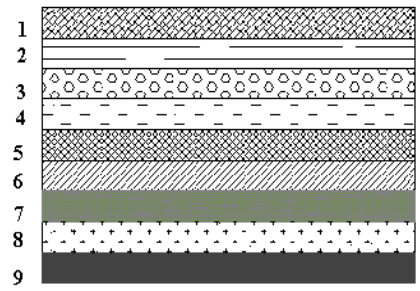
	Couche	G (kN/m²)
1	Carrelage 2cm	0,44
2	Mortier de pose 4cm	0,4
3	Lit de sable 3cm	0,54
4	Dalle pleine 15cm	3,75
5	Enduit en plâtre	0,2
6	Cloison	1,3
	Charge permanente	**6,63**



II.3.5. Dalle pleine au niveau terrasse :

Tab. 2.6. Charge permanente due à la dalle pleine au niveau terrasse.

	Couche	G (kN/m²)
1	Gravillons roulé 4 cm	0,72
2	Etanchéité 2 cm	0,12
3	Papier kraft	0,05
4	Forme de pente	2,2
5	Film polyane	0,01
6	Plaque de liège 4 cm	0,16
7	Par vapeur 1cm	0,06
8	Dalle pleine 15cm	3,75
9	Enduit en plâtre 2 cm	0,2
	Charge permanente	**7,27**



II.3.6. Surcharges d'exploitation :

Tab. 2.7. Surcharges d'exploitation sur l''ouvrage.

	Niveau courant	terrasse inaccessible	Balcon	Escalier
Surcharges (kN/m²)	**1,5**	**1**	**3,5**	**2,5**

II.4. Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).appareils d'attache pour ces derniers.

b : largeur de la base de la poutre ;

h : hauteur totale de la poutre ;

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\frac{portée\ max}{15} \leq h \leq \frac{portée\ max}{10} \qquad \text{Et} \qquad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Les dispositions constructives sur les dimensions minimales de poutres en zone III sont :

h ≥ 30cm ;

b ≥ 20cm ;

$h/b \leq 4$;

$b_{max} \leq 1.5h+b_1$

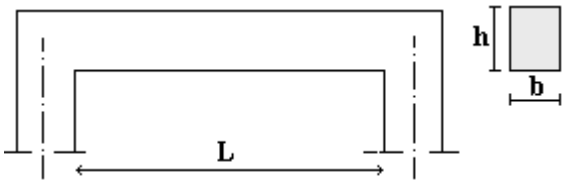


Fig. 2.3. schéma de la poutre.

Les poutres principales

L_{max}= 515cm 34.33cm $\leq h \leq$ 51.5cm h=50cm ;

15cm $\leq b \leq$ 35cm b=35cm ;

Les poutres secondaires

L_{max}= 355cm 23.66 cm $\leq h \leq$ 35.5 cm h=35cm ;

9 cm $\leq b \leq$ 21cm b=30cm ;

Pour des raisons de bonne exécution et de mise en place du ferraillage, on adopte les section respectivement des poutres porteuses et poutres non porteuses : **(35*50) cm²** et **(30*35) cm².**

II.5. Prédimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton arme, ils constituent les points d'appuis, pour transmettre les charges aux fondations, la section transversale des poteaux se calcule d'après la formule suivante :

$$S \geq \frac{\mathbf{Q}\ (\text{charge total})}{\boldsymbol{\sigma}}$$

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation a l'état limite ultime (1,35G+1,5Q) ou en majorant l'effort normal de 10% (Nu'= Nu+0.1Nu).

II.5.1. Étapes de Prédimensionnement

a. Choix du poteau le plus sollicité ;
b. Calcul de la surface reprise par le poteau ;
c. détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant a ce poteau ;
d. les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003 : [Art 7.4.1]

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

- Min (b_1, h_1) $\geq$ 30 cm ; Zone III

- Min $(b_1, h_1) \geq {he}/{20}$;
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Pour des poteaux voisins de rive, on majore la charge de 10 %

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right) ;$$

Avec :

- N_u : Effort normal admissible à l'ELU.
- Br : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « Br = (b-2cm)*(h-2cm) ».
- γ_b= 1,50 et γ_s= 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).
- f_{c28} et fe : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- As : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau (A_s= B/1000)
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour} \quad \lambda \leq 50 ;$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour} \quad 50 \leq \lambda \leq 70 ;$$

Avec :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad ; \quad i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Où :

- i : Rayon de giration.
- λ: L'élancement géométrique.
- L_f : Longueur de flambement.

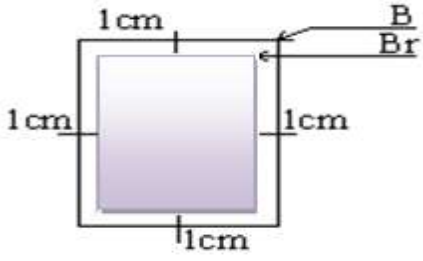


Fig. 2.4. section réduite de poteau

II.5.2.Calcul de l'effort $\overline{Nu}$:

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 étudie s'il est insuffisant ou surabondant, et on adopte :

- Une section de (45x45) cm2 pour le RDC et le 1er étage.

- Une section de (40x40) cm2 pour le 2ème étage et le 3ème étage.
- Une section de (35x35) cm2 pour le 4ème étage.

Tab.2.8. calcul de $\overline{Nu}$

	dimension	Br (mm^2)	λ	α	As (mm^2)	$\overline{Nu}$(KN)
Sous le 4émé étage	35*35	108900	22,37	0,785	122,5	1615,8
Sous le 3émé étage	40*40	144400	19,57	0,8	160	2182,79
Sous le 2émé étage	40*40	144400	19,57	0,8	160	2182,79
sous le 1ier étage	45*45	184300	17,4	0,81	202,5	2820,27
sous le RDC	45*45	184300	17,4	0,81	202,5	2820,27

II.5.3.Descente de charge

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

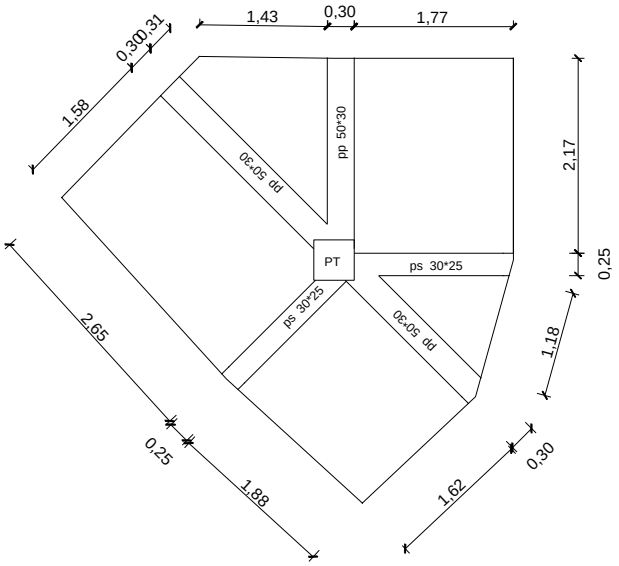


Fig. 2.5. Schéma de poteau plus sollicité.

En connaissant la surface du plancher reprise par un poteau intermédiaire voisin de la rive (le plus chargé), on va calculer les charges permanentes reprises par ce poteau et leurs rajouter les surcharges d'exploitation avec la règle de dégression donnée par le tableau

Tab.2.9. règle de digression adoptée

Niveau	dégression	Q (KN/m²)	Surface (m²)	Q cumulée (KN)
Sous le 4émé étage	Q_0	1	16,69	16,69
Sous le 3émé étage	Q_0+Q_1	2,5	16,69	41,72
Sous le 2émé étage	$Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$	3,85	16,69	64,25
sous le 1ier étage	$Q_0+0.9\ (Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05	16,69	84,28
sous le RDC	$Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,01	16,69	100,30

Tab 2.10. Effort normaux par descente des charges

Niveau	Elément	G (KN)	Ng (KN)	Q (kN)	Nu (KN)	1,1Nu (KN)	$\overline{Nu}$(KN)	$1.1N_u < \overline{Nu}$
Sous le 4émé étage	**poutres P**	28.22	136.29	16,69	209.03	229.93	1615,8	**CV**
	poutres S	8.162						
	planchers de terrasse	71,76						
	Dalle pleine de terrasse	18,26						
	poteaux	9,89						
Sous le 3émé étage	**poutres P**	28.22	266.74	41,72	422.69	464.96	2182,79	**CV**
	poutres S	8.162						
	planchers	64,5						
	Dalle pleine	16,65						
	poteaux	12,92						
Sous le 2émé étage	**poutres P**	28.22	397.2	64,25	632.6	695.85	2182,79	**CV**
	poutres S	8.162						
	planchers	64,5						
	Dalle pleine	16,65						
	poteaux	12,92						
Sous le 1ier étage	**poutres P**	28.22	531.08	84,28	843.38	927.72	2820,27	**CV**
	poutres S	8.162						
	planchers	64,5						
	Dalle pleine	16,65						
	poteaux	16,35						
sous le RDC	**poutres P**	28.22	664.96	100,30	1048.15	1152.97	2820,27	**CV**
	poutres S	8.162						
	planchers	64,5						
	Dalle pleine	16,65						
	poteaux	16,35						

Les poteaux de section (45*45) cm^2 :

- Min (45 ; 45)=45cm > 30cm ; cv
- Min (45 ; 45)=45cm > h_e/20=323/20=16.15cm ; cv
- 1/4< 45/45=1<4. cv

Les poteaux de section (40*40) cm^2 :

- Min (40 ; 40)=40cm > 30cm ; cv
- Min (40 ; 40)=40cm > h_e/20=323/20=16.15cm ; cv
- 1/4 < 40/40=1 < 4. cv

Les poteaux de section (35*35) cm^2 :

- Min (35 ; 35)=35cm > 30cm ; cv
- Min (35 ; 35)=35cm > h_e/20=323/20=16.15cm ; cv
- 1/4 < 35/35=1 < 4. cv

II.6. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux sollicités principalement dans leur plan et dont l'épaisseur est généralement faible au regard des autres dimensions. Ils sont des murs rigides en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition L ≥ 4a. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Selon les prescriptions du RPA99 **version 2003 [Art 7.7.1]**, l'épaisseur minimale des voiles (e) est de 15 cm. De plus, elle doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage (he) nette et des conditions de rigidité aux extrémités.

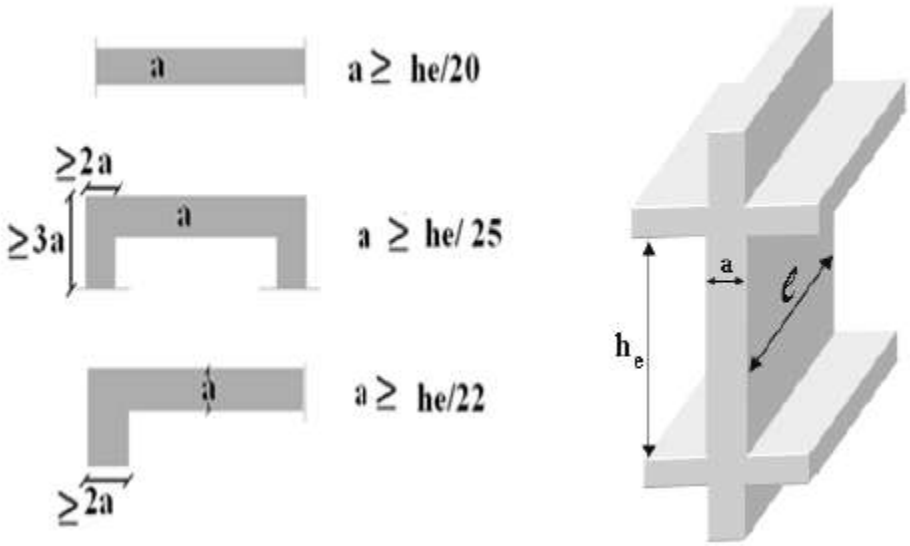


Fig. 2.6. coupe de voile en plan et voile en 3D.

a > max[15cm ; h_e/25]

h_e=323-50=273cm ;

a >max[15cm ; 10.92cm] ;

on adopte : a=15cm.

Chapitre III :
Calcul des éléments secondaires

III.1.L'acrotère :

III.1.1.Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivantes la ligne de jonction entre l'acrotère et la forme en pente.

III.1.2. Principe de calcul :

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse.

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, C'est un système isostatique assimilé à une console de 100cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère **est s ujet aux intempéries.**

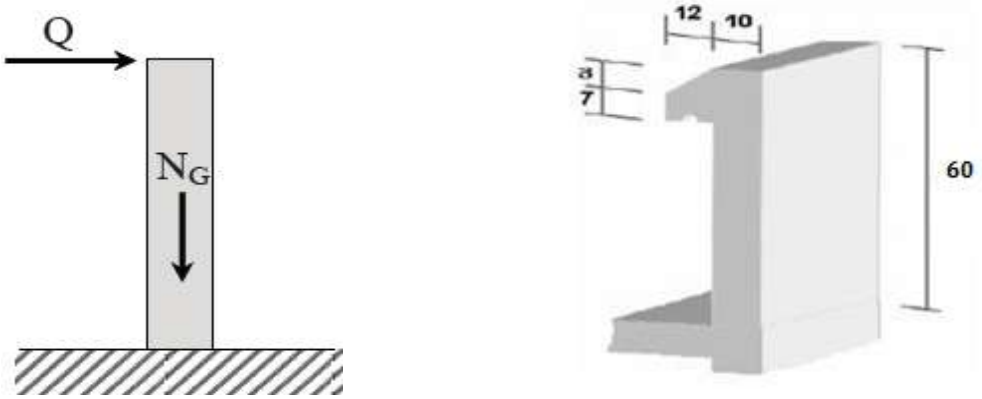


Fig. 3.1.L'acrotère**III.1.3. Évaluation des charges et surcharges :**

Tab.3.1. Évaluation des charges et surcharges

Charge permanente [kN/ml]
Poids propre : **[(0,6.0,1)+(0,12.0,07)+((0,12.0.03)/2)].25=1,775kN**
Charge d'exploitation [kN/ml]
Q = 1

III.1.4. Détermination des efforts :

Tab.3.2. Les efforts

L'E.L.U
L'effort normal : NU =1,35.G = 1,35.1,775 = 2,369KN
Moment d'encastrement : MU =1,5.Q.h = 1,5.1.0,6 = 0,9 KN.m
L'effort tranchant : TU =1,5.Q = 1,5.1 = 1, 5 KN
L'E.L.S
L'effort normal : Nser = G = 1,88 KN
Moment d'encastrement : Mser = Q.h =1.0,6 =0,6KN.m
L'effort tranchant : Tser = Q =1 KN

III.1.5. Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait par une section rectangulaire (100x10) cm^2 soumise à la flexion composée et en situation durable.

Tab.3.3. Les données nécessaires

Dimensions			**Résistances caractéristiques**		
Notations	**Valeurs**	**Unités**	**Notations**	**Valeurs**	**Unités**
b	100	Cm	**Fc28**	**25**	**MPa**
h	10	Cm			
C1	2,5	Cm	**Fe**	**400**	**MPa**
C2	2,5	Cm			
Sollicitations					
Nu (KN)	**Mu (KNm)**		**Nser(KN)**	**Mser (KNm)**	
2,369	**0,9**		1,775	**0,6**	

III.1.5. a). E.L.U :

- **Calcul de l'excentricité:**

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.369} \Rightarrow e0 = 38cm$

On a : $e_0 = 37,99cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

- **Calcul du moment de flexion :**

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

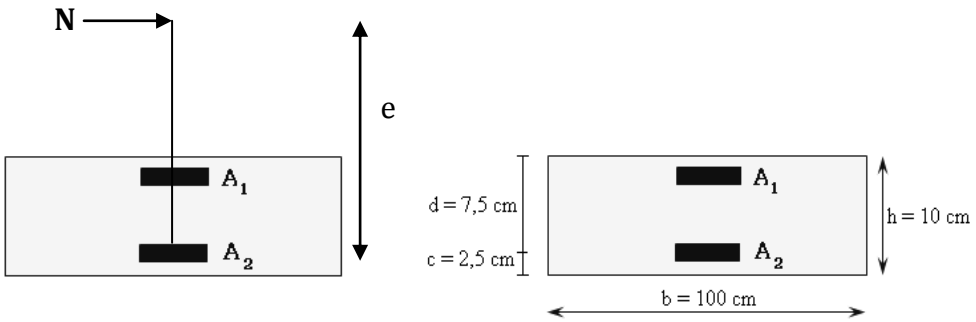


Fig. 3.2.Section de B.A à l'ELU

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C2) \Rightarrow e = 0.405$ m

$M1 = N * e \Rightarrow M1 = 0.96$ kN.m

- **Calcul des armatures verticales :**

Le calcul se fait en flexion simple.

$\mu = \frac{M1}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = 0.012$

$\mu = 0.013 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_1 = 0$ et $\beta = 0.994$

$A_1 = \frac{M1}{(\overline{\sigma_s} * \beta * d)} \Rightarrow A1 = 0.370$ Cm^2

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.302$ cm^2

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0$ cm^2

Donc: $A = 0.302$ cm^2

Condition de non fragilité :

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

Amin =1 cm²> A =0,40 cm²

On adoptera : A = 4HA 8 = 2,01 cm²

- **Armatures de répartition :**

on a : $\frac{A}{2} \geq Ar \geq \frac{A}{4} \Rightarrow Ar \geq 0{,}50$

Donc, on prendra : Ar = 3HA 8 = 1,51 cm²

- **Espacement :**

St= (100/4) =25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm; 33 cm] =30 cm

Srép= (60/4)=15 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

III.1.5. b) Vérification à l'E.L.S :

Données: N_{ser} = 1,775 kN

M_{ser} = 0,6 kN.m

- **Calcul de l'excentricité:**

On a : $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1{,}775} = 34{,}19cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5\,cm < e_0 = 34{,}19cm$

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $\frac{M'_G}{N_{ser}} > \frac{I'_G}{B_o \upsilon_2}$

Où: Bo = b*h+ 15 (A_1 + A_2) ⇒ Bo = 1030, 15 cm².

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A_1 c_1 + A_2 d)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\,2 = 4{,}926$ cm.

$I'_G = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15[A_1(\upsilon_1 - c_1)^2 + A_2(\upsilon_2 - c_2)^2] \Rightarrow I'_G = 8513{,}68$ cm⁴.

Alors: $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2}$ = 1,677cm.

$M'_G = N_{ser}.CG'$

$CG' = CG + GG' = CG + (\upsilon_1 - (h/2)) = e_0 - (h/2-c) + (\upsilon_1 - (h/2)) = 32,143cm$

$\frac{M'_G}{N_{ser}}$ = CG' Donc : CG'= 32,143cm> $\frac{I'_G}{B_o \upsilon_2}$ = 1,677cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma_b \le \overline{\sigma}_b \\ \sigma_s \le \overline{\sigma}_s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

Où : $\sigma_b = k.y_1$ avec $k = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

$\sigma_s = 15k(d - y_1)$

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

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

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -35.91 cm < 0 ".

$$\begin{cases} p = -3790.05 cm^2 \\ q = +89204.97 cm^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 3790.05\,y_2 + 89204.97 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -10,79.10x10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.993 \Rightarrow \varphi = 173.355° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 71.08cm \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 38.15\text{cm} \\ a\cos(\frac{\varphi}{3}+120) = -71.02\text{ cm} \\ a\cos(\frac{\varphi}{3}+240) = 33.13\text{cm} \end{cases}$

On prend la solution qui est comprise dans la fourchette suivante:

$$0 < y_1 = y_2 + C < d$$

y_1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 38.15\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.24\text{cm} \end{cases}$$

$$S_{xx'} = \frac{1}{2} b y_1^{\ 2} + 15\left[A'\left(y_1 - c'\right) - A\left(d - y_1\right)\right]$$

$$S_{xx'} = 92.291\text{cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1880}{92291} = 0.0203\text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0.0203 \times 20 = 0.407\text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\, f_{c28} = 15\text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K\left(d - y_1\right) = 15 \times 0.0203 \times (75 - 22.4) = 16.016\text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 266.66\text{ MPa}; 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\text{ MPa}\right] = 201.633\text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 16.016\text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.633\text{ MPa}$$

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

III.1.5. Vérification de l'effort tranchant :

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à: $F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9x0.075} = -11{,}83kN$$

III.1.7. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1{,}5\times10^3}{1000\times75} = 0{,}02\,MPa$$

Et : $\overline{\tau}$ = min [0,15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; 4 MPa] = 2,5 MPa (fissuration préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0{,}02Pa < \overline{\tau}_u = 2{,}5\,MPa$

- ✓ Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.8. Vérification de l'acrotère au séisme:

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante: $F_p = 4AC_pW_p$ **[1] ►►Art [6.2.3] ◄◄**

A: coefficient d'accélération;

A = 0.25 [Modificatifs et compléments aux RPA99 (groupe d'usage 2 , zone III)]

C_p: facteur de force horizontal; **C_p = 0.8** (*R.P.A 99 page 43 tab. 6.1*)

W_p: poids propre de l'élément

W_p= 1,775 kN.

D'où alors: F_p=4x0,25x0.8x1,775=1,42KN

⇒ **F_p = 1.46 kN < Q =1.5kN……(C.V)**

III.2.Les escaliers :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permette de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

III.2.1.Terminologie :

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par
  les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

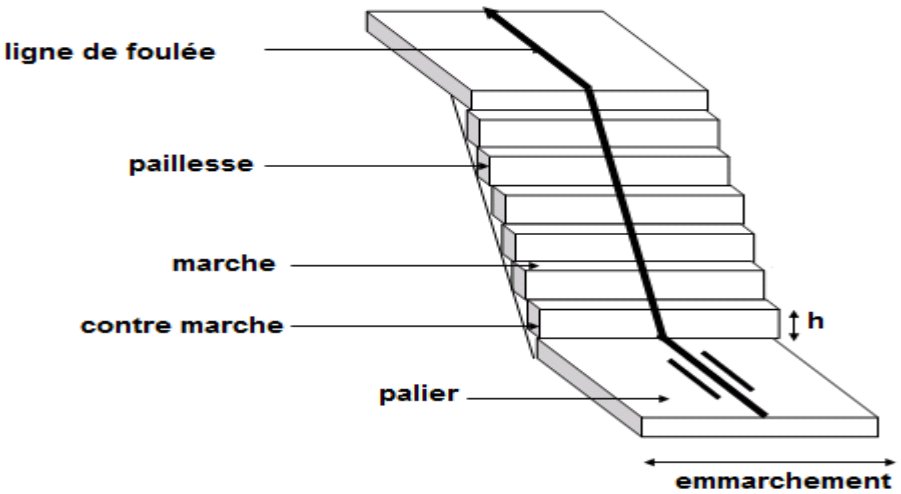


Fig. 3.3.Représentation d'un escalier

III.2.2.Dimensionnement :

On a un seul type d'escalier droit à 2 volées avec palier intermédiaire. Le schéma statique de se type d'escalier et comme suit:

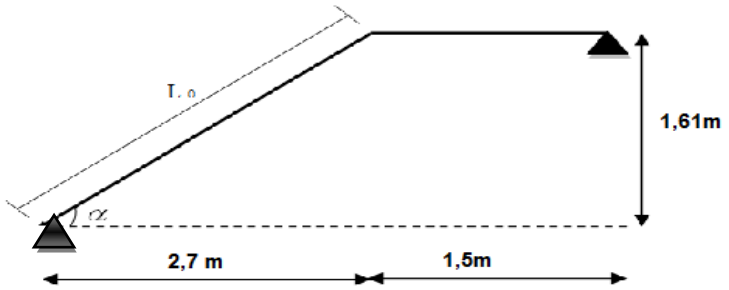


Fig. 3.4.Dimensions de l'escalier

- ✓ **L'angle d'inclinaison α :**

$$\text{tg}\,\alpha = \frac{H}{L} \qquad \alpha = 30{,}8°$$

  - **Longueur de la paillasse :**

$$L_0 = \frac{H}{\sin\alpha} \qquad L_0 = 3{,}14\text{m}$$

On utilisant la formule de Blondel pour déterminer g ,h, n . Avec :

- g : largeur de la marche.
- h : la hauteur de la contremarche.
- n: le nombre de contremarches.

$$59 \le g + 2h \le 64$$

$$g = \frac{L}{n_1} \qquad h = \frac{H}{n}$$

- ✓ **Détermination de n, g, h** *:*

$$\begin{cases} \frac{L}{n_1} + \frac{H}{n} \le 66 \\ \frac{L}{n_1} + \frac{H}{n} \ge 59 \end{cases}$$

$$\begin{cases} -66\,n^2 + (66 + 2\cdot H + L)n - 2\cdot H \le 0 \\ -59\,n^2 + (59 + 2\cdot H + L)n - 2\cdot H \ge 0 \end{cases}$$

Et puisque (H= 1,61 m , L= 2,70m)

$$\text{Donc} \begin{cases} -66\,n^2 + 610n - 306 \le 0 \\ -59\,n^2 + 603n - 306 \ge 0 \end{cases}$$

9,71 < n <10 ,54

Donc :on prend : n=10

Nombre de marches : n-1=9
Nombre de contremarches : *n=10*
Hauteur de la contremarche : h =17cm

Largeur de la marche : $g = \frac{L}{n-1}$ g=30cm

On prend g=30 cm

- ✓ **Détermination de l'épaisseur de l'escalier :**

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

Avec L=2,7+1,5+0,46 = 4,66m 0,13 <e <0,15m

On prendra : e=15cm

III.2.3.Evaluation des charges et surcharges :

a. Charges permanents :

Tab.3.4.1.Charge permanente de la paillasse de l'escalier

N	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m3)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de la marche	0,17/2	25	2,12
5	Poids propre de la paillasse	0.15/cos α	25	4,44
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanent				8,3

On a la charge permanente du palier de repos de l'escalier est la même

Tab.3.4.2.Charge permanente du palier

N	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m3)
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre de palier	0,15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanant				5,49

b. Surcharge d'exploitation :

On a :

- **Le palier:** Q =2,5kN/m^2
- **La paillasse:** Q =2,5kN/m^2

III.2.4.Détermination des sollicitations :

- E.L.U: P_u = 1,35G+1,5Q
- E .L.S : P_{ser} = G+Q

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tab.3.5. des sollicitations a ELU et ELS

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	Pu (KN/ml)	P ser (KN/ml)
Pallier	5,49	2,5	11,16	7,99
Paillasse	8,3	2,5	14,95	10,8

III.2.5.Détermination des efforts :

La modélisation de l'ensemble (paillasse + palier) est une poutre simplement appuyée, à deux travées, de portée 314cm et 150cm, et de section transversale (100x15cm^2).

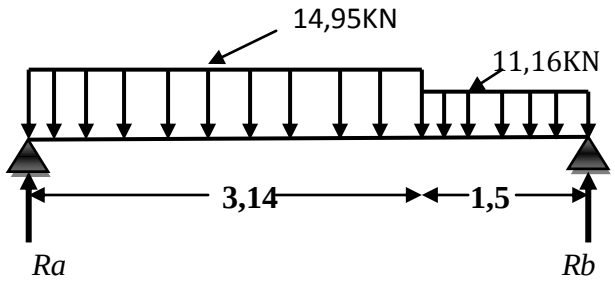


Fig. 3.5.Dimensions de Schéma statique des efforts du l'escalier

- **A l'E.L.U:**

$\sum F = 0$;

R_a+R_b= (14,95*3,14) + (11,16*1,5) =63,68KN

$\sum M/A = 0$

R_b **4,64-14,95*3,14*1,57-11,16*1,5*3,89=0*

R_b *=29,91KN* *et* R_a *=33,76KN*

Pour (0 ≤ X ≤ 3,14) :

Moment fléchissant : M(x) =33,76*x -14,95*x^2/2

Effort tranchant: T(x) = 33,76 -14,95*x

M(0)= 0.

M(3,14) =32,3KN ;

T(0) = 33,76KN.

T(3,14) = -13,18KN,

(0 ≤X ≤ 1,50) :

Moment fléchissant : M(x) =29,91*x -11,16∗ $x^2/2$

M(0)= 0.

M(1,5) =32,3KN ;

Effort tranchant: T(x) =11,16x – 29 ,91

T(0) =29,91KN ;

T(1,5) =-13,18KN,

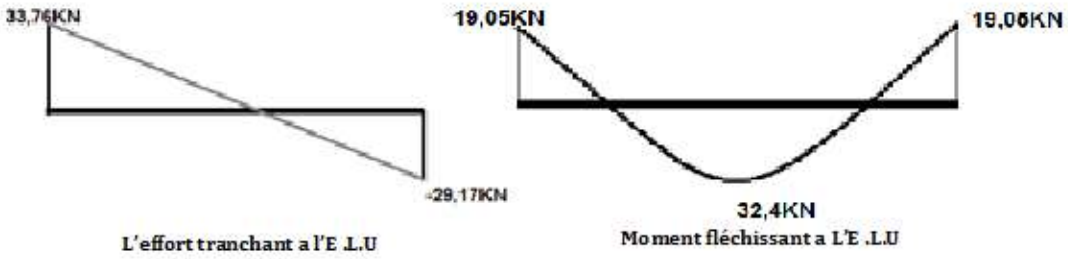


Fig. 3.6. les diagrammes du moment et de l'effort tranchant a l'E.L.U

- **A l'E.L.S :**

$\sum$F = 0,

R_a+R_b= (10,8* 3,14) + (7,99* 1,50) = 45,89 KN .

$\sum$M/A = 0

R_b*4,64 - 10,8*3,14*1,5 + 7,99*1,5*3,89= 0 ,

R_b = 21,1 KN,

R_a = 24,87 KN,

(0 ≤X ≤ 3,14) :

Moment fléchissant : M(x) = 24,87x – 10,8$x^2/2$,

Effort tranchant: T(x) = 24,87 – 10,8x ,

M (0) = 0 kN.m ;

T (0) = 24,87 KN

M (3,14) = 24,84 kN.m ; T (3,14) = -5,13KN.m ;

(0 ≤X ≤ 1,50) :

Moment fléchissant : M(x) =21,1*x -7,99∗ $x^2/2$;

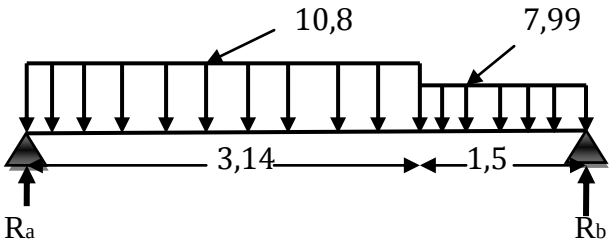
M(0)= 0.

M(1,5) =22,66KN ;

Effort tranchant**:** T(x) =7,99x – 21,1,

T(0)=– 21,1,

T(1,5) =-9,11KN,



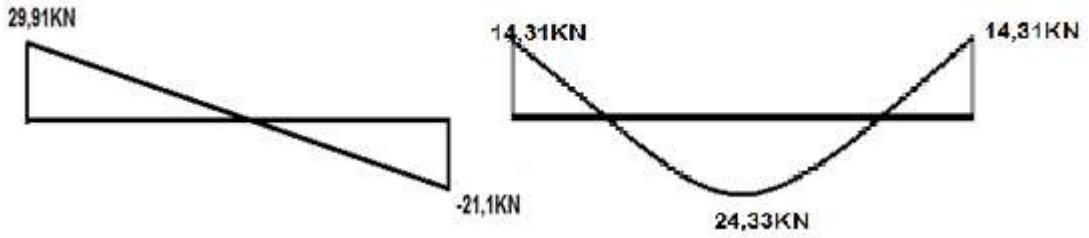


Fig. 3.7. les diagrammes du moment et de l'effort tranchant a l'E.L.S

II.2.6. ferraillage de l'escalier :

Tab.3.6. Les données nécessaires

Béton	**ƒc28 = 25 MPa**	**γb = 1,5**	**σbc = 14,2 MPa**	**c = 2 cm**
	ƒt28 = 2,1 MPa	**b = 100 cm**	**h= 15 cm**	**d=13 cm**
Acier	**FeE400**	**fe=400MPa**	**γs = 1,15**	**σs = 348 MPa**

Tab.3.7.Calcul des sections d'acier de l'escalier

	Mu(kN.m)	μ	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A adopt(cm^2)
Entravée	32,4	0,135	0,928	7,71	0	7HA12=7,92
appuis	19,05	0,079	0,959	4,39	0	6HA10=4,71

a. Condition de non fragilité :

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

En travées: $A = 7{,}92\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100*15}{1000} = 1{,}50\ cm^2$ C .V

En appuis : $A = 4{,}71\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100*15}{1000} = 1{,}50\ cm^2$ C .V

b. Les armatures de répartition :

Tab.3.8. Les armatures de répartition

	Ax (cm^2)	on adopte
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{7{,}92}{4} = 1{,}98$	4 HA 8 = 2.01 cm^2
En appuis	$\frac{A}{4} = \frac{4{,}71}{4} = 1{,}17$	3 HA 8 = 1.50 cm^2

c. Vérification de l'espacement :

Tab.3.9. Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	**St=15cm≤min[3h=45cm;33cm]=33 cm**	**St=25cm ≤min[3h=45cm;33cm]=33cm**
En appuis	**St=20cm≤min[4h=60cm;45cm] = 45 cm**	**St=30cm ≤min[4h=60cm;45cm]=45cm**

d. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$\overline{\sigma_b} = 0{,}6 * f_{c28} = 0{,}6 * 25 = 15$ MPa .

Tab.3.10.Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm^2)	7,92	4,71
M_{ser} **(kN.m)**	24,33	14,31
Y (cm)	$100Y^2$+ 30 A.y - 30A.d = 0 $\Rightarrow$Y = 4,49	$100Y^2$+ 30 A.y - 30A.d = 0 $\Rightarrow$ Y= 3,63
I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}Y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 11620,8$	$I=\frac{b}{3}Y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I =7806,49$
$\overline{\sigma_b}$**(MPa)**	15	
σ_b **(MPa)**	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.Y = 9,4$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.Y = 6,65$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	**C.V**	**C.V**

e. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 .d} = \frac{33,76*10^3}{1000*130} = 0,25\text{Mpa}.$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33\text{MPa} ; 5\text{MPa}\right] = 3,33\text{Mpa} ;$$

$$\tau_u = 0,25\text{Mpa} < \overline{\tau_u} = 3,33\text{Mpa} \quad (\text{C .V})$$

f. Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}*\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0,032 \geq 0,042 \quad (\text{C .N.V})$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,006 \leq 0,005. \quad (\text{C .N.V})$$

Tab.3.11. vérification de la flèche.

A (cm^2)	**M (KN.m)**	**ρ%**	**σs (MPa)**	**μ**	**y (cm)**	**I_0 (cm^4)**
7,92	24,33	0.006	111.56	0.986	6.709	10185.83
I_{fi} (cm^4)	**I_{fv} (cm^4)**	**Fi(mm)**	**Fv(mm)**	**ΔF (mm)**	**F_{adm}(mm)**	**ΔF < F_{adm}**
4308.67	9265.78	10.73	17.05	6.32	6.6	OUI

III.2.7.Calcul de la poutre palière :

La poutre palière a pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple.

III.2.7.1.Pré dimensionnement :

La longueur de la poutre: L = 3,15m

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{15}$, $0,3h \leq b \leq 0,7h$;

Alors : $21 \leq h \leq 31,5 \Rightarrow h = 30$ cm,

$9 \leq b \leq 21 \Rightarrow b = 20$cm ,

Vérification des prescriptions du RPA 99 VERSION 2003:

b = 20cm ≥ 20cm. (C.V)

h = 30cm ≥ 30cm. (C.V)

$\frac{h}{b}$ =1,5 ≤ 4 . (C.V)

III.2.7.2.Charges revenants à la poutre:

R_u= 33,76 KN et R_{ser}= 24,87 KN ;

Poids propre de la poutre: 0,30 x 0, 20 x 25 = 1,5 kN/ml.

Poids de la double cloison : 1,23 x 2,52 = 3,1 kN/ml

G_T = 5,35kN ,

Donc:p_u= 1,35 x G_T + R =1,35 x5,35 +33,76 = 40,98 KN/ml

p_{ser}= 5,35+24,87 =30,22KN/ml

III.2.7.3.Calcul des efforts:

On a pris les valeurs données par l'aide mémoire de la résistance des matériaux.
On a une poutre parfaitement encastrée, on calcul les réactions (R_A , R_B) avec la méthode de RDM ;

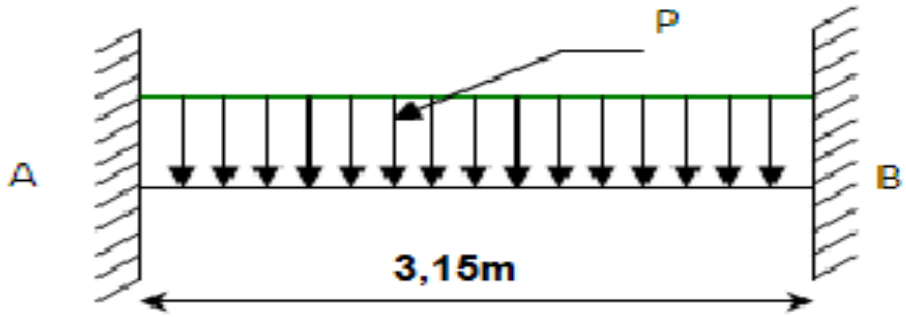


Fig. 3.8. Schéma statique de la poutre palière

RA = RB = $\frac{PL}{2}$

M max (Appuis) = MA = MB = $\frac{PL^2}{12}$

M max (Travée) = $\frac{PL^2}{24}$

A. L'ELU :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B$ = 64,54 KN

Effort tranchant : $T_{max} = R_A$ = 64,54 KN

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) = 16,94 KN et M_{max} (Appuis) = 33,88 KN ;

B. L'ELS :

Réaction d'appuis : $R_A = R_B$ = 47,59KN

Effort tranchant : $T_{max} = R_A$ = 47,59KN

Moment fléchissant : M_{max} (Travée) = 12,49KN et M_{max} (Appuis) = 24,98KN

III.2.7.4Ferraillage de la poutre palière:

- **Armatures longitudinales:**
  Le calcul des armatures longitudinales s'effectue en flexion simple a l'état limite ultime.
  Acier : Acier : FeE400 ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa
  Béton : f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_b = 14.2 MPa
  b=20cm, h=30cm, d=28cm, c=2cm, (fissuration peu nuisible)

Tab.3.12. Armatures longitudinales a ELU

	M(kN.m)	μ	β	A(cm^2)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$	A(cm^2)
En travée	16,94	0,020	0,990	1,75	0,9	**3HA12**	3,39
En appuis	33,88	0,040	0,980	3,55	0,9	**6HA12**	6,79

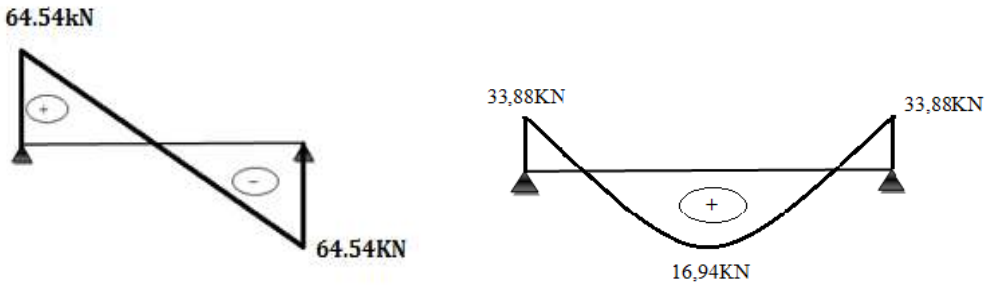


Fig. 3.9. Différents efforts dans la poutre palière à l'ELU

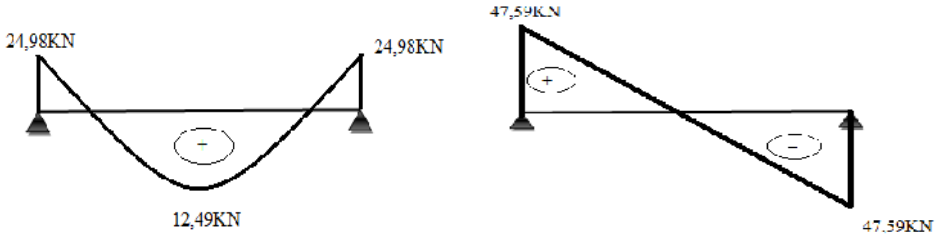


Fig. 3.10. Différents efforts dans la poutre palière à l'ELS

III.2.7.5.Vérifications :

a. Vérification à l'état limite de service :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$\overline{\sigma_b} = 0,6 * f_{c28} = 0,6*25 = 15Mpa$

Tab.3.13.Vérification des contraintes a l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm^2)	3,39	6,79
M_{ser} (kN.m)	12,49	24,98
Y (cm)	$15Y^2$+ 15 A.y - 15A.d = 0 ⇒Y = 8,19	$15Y^2$+ 15 A.y - 15A.d = 0 ⇒ Y= 10,80
I (cm^4)	I = $\frac{b}{3}Y^3$+15A I ($d-y$)2 ⇒ I= 23609,67	I = $\frac{b}{3}Y^3$+15A($d-y$)2 ⇒ I =38529,38
$\overline{\sigma_b}$(MPa)	15	
σ_b (MPa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}$ .Y = 4,33	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}$ .Y = 7,00
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	**C.V**	**C.V**

b. **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 .d} = \frac{47{,}59*10^3}{200*280} = 0{,}84\text{Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[\frac{0{,}2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3{,}33\text{MPa} ;\ 5\text{MPa}\right] = 3{,}33\text{Mpa} ;$$

τ_u= 0,84Mpa ≤ $\overline{\tau_u}$ =3,33Mpa (C .V)

- **Vérification des armatures longitudinales :**

Selon RPA99Version2003 ►►Art [7.5.2.1] ◄◄

A_{min} = 0,5% bh

A_{max} = 4% bh zone courante

A_{max} = 6% bh zone de recouvrement

A1 ≥ (γ_s .Vu/f_e)⟹4,52 cm^2≥0,13cm^2 (C .V)

- **Vérification de compression dans la bielle de béton:**

$$V_u \leq 0{,}4\left(\frac{f_{c28}}{1{,}5}\right) b_0 .a$$

a = Min [b - c - 2 ; 0,9d] = 16 cm

Vu = 47,59 KN < 333,33 kN (C.V)

c. **Armatures transversales:**

$$\varphi_t \le \text{Min}\left[\frac{h}{35}=8,57\ ; \frac{b_0}{10}=20;\ \varphi_l=14\right]=8,57mm$$

$$\varphi_t = 8\,\text{mm}\ ;\ a_t=\frac{\pi.\varphi_t^2}{4}=0,5024cm^2$$

$A_t = a_t .n_t$ ($n_t = 3$).

$A_t = 1,50cm^2$, **A_t =3HA8=1,50cm²**

On doit vérifier:

$$S_t \le \overline{S_t} = Min[0,9d;40cm] = 25,2\text{cm} \quad ; \quad S_t \le \frac{0.9A_t.(f_e/\gamma_s)}{b(\tau_u - 0,3f_{t28})}$$

$$s_t = \frac{0,9*1,50*347,82}{20*(0,84-0,3*2,1)} = 111,79\text{cm}$$

d. Vérification vis-à-vis RPA99Version2003 Art [7.5.2.2] :

$S_t \le [h/4;\ 12Ø_l]$

$S_t \le \text{Min}\ [7,5;\ 16,8] = 7,5\text{cm}$ en zone nodale

$S_t \le h/2 = 15\text{cm}$ en zone courante

On adopte les valeurs suivantes:

S_t = 7cm (zone nodale) ;

S_t = 15cm (zone courante) ;

$A_{t\,min} = 0,003.\ S_t.\ b \le A_t$

$0,003.15.20 = 0,9\ cm^2 < 1,50cm^2$ (C.V)

e. Vérification de la flèche:

$$\frac{h}{L}=\frac{30}{315}=0,09 \ge \frac{1}{16}=0.0625 \quad \text{(C.V)}$$

$$\frac{h}{L}=0,09 \ge \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}=0,066 \quad \text{(C.V)}$$

$$\frac{A}{b_0.d}=\frac{3,39}{20\times 28}=0,00605 \le \frac{4,2}{f_e}=0.0105 \quad \text{(C.V)}$$

✓ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire parce que toutes les conditions sont vérifiées.

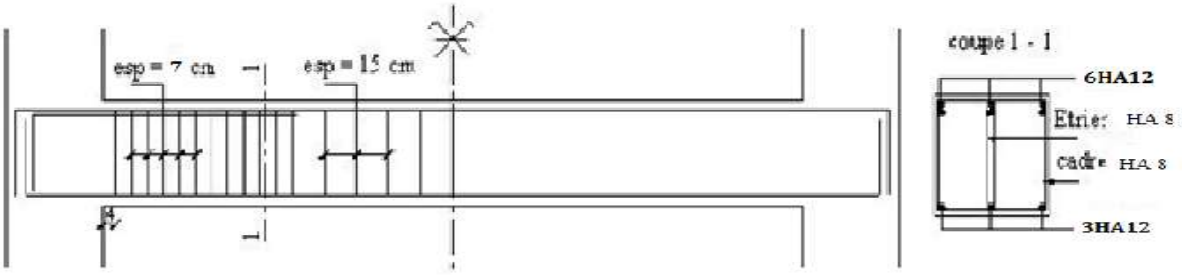


Fig. 3.11.Schéma statique de la poutre palière

III.3.Plancher à corps creux :

III.3.1.Introduction :

Ce type de planchers est très couramment utilisé dans les bâtiments à usage d'habitation. Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- Les poutrelles ;
- La table de compression.

III.3.2.Calcul des poutrelles :

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

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

- Le calcul avant coulage de la table de compression ;
- Le calcul après coulage de la table de compression

a. Avant coulage :

Les poutrelles sont considérées comme des poutres isostatiques soumises à leur poids propre, au poids des entrevous et une surcharge concentrée Q appliquée en travée (à mi-portée) due à la présence d'un ouvrier sur le plancher :

Q = Max (1 kN (au milieu de la poutrelle) ; 0.5 kN/ml portée)

Q = Max (1 KN ; 0,5 x 3,9) = 1.95 KN.

Les charges permanentes sont données dans le tableau

Tab.3.14. les charges permanentes de la poutrelle avant le coulage

		G (KN/ml)
Poutrelle	0,12*0,04*25	0,12
Entrevous	0,65*1	0,65
Charge permanente total		**0,77**

La figure donne le modèle de calcul et le positionnement des armatures

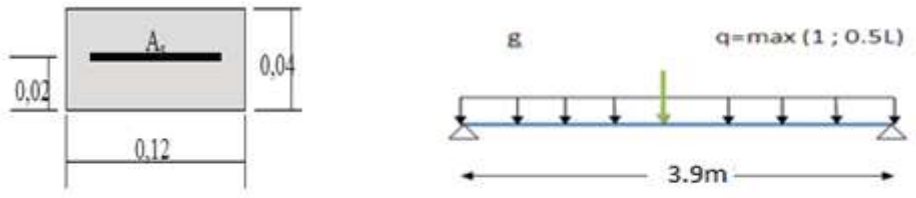


Fig.3.12. Modèle de calcul des poutrelles avant coulage

Sollicitations de calcul :

Mu = 1.35 MG + 1.5 MQ

$M_G = GL^2/8 = 0.77*(3.9)^2/8 = 1.46KNm$

$M_Q = QL/4 = 1.95*3.9/4 = 1.90KNm$

Donc $M_u = 4.821$ KN

La section est sollicitée en pivot B avec nécessité d'armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{b*d^2*\sigma_b} = \frac{4.821 * 10^{-3}}{0.12 * 0.02^2 * 14.2} = 7.07 > \mu_l = 0.392$$

Cette valeur de μ=7.07 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

Bétonnage : Il doit se réaliser en une seule opération. Déverser et vibrer le béton de façon uniforme à partir des appuis vers le centre pour éviter toute concentration de poids. Enlever les étais après durcissement complet du béton (minimum 3 semaines sauf bétons spéciaux).

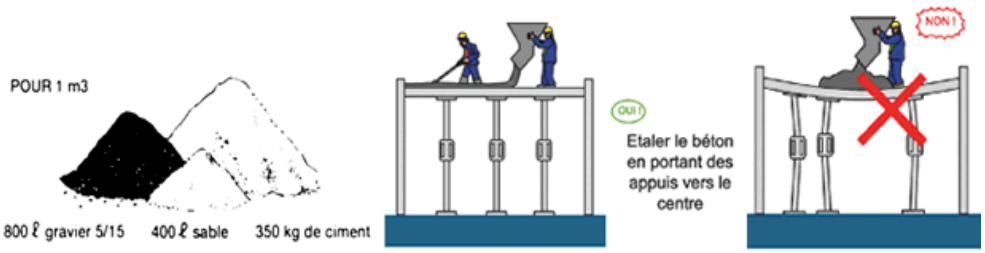


Fig.3.13. Choix de disposition des étaiements

Le béton coulé doit être vibré au fur et à mesure : il ne doit en aucun cas créer une charge ponctuelle sur le plancher.

Intégrité structurelle :

Des systèmes de plancher préfabriqués, composés d'éléments individuels, doivent être assemblés à l'aide d'armatures de chaînage afin qu'ils fonctionnent comme une entité, avec ou sans couche de solidarisation sur toute la superficie.

L'effet diaphragme :

L'effet diaphragme des planchers joue un rôle important dans la stabilité des constructions préfabriquées. Il permet la répartition de tout es les actions horizontales sur la construction vers les composantes stabilisantes

b. Après coulage :

- G= poids du plancher= 2.8*0.65= 1.82KN.
- Q= 0.65*1= 0.65KN
- $f = \frac{2.05*(Q+G)*l^2}{384EI}$ pour la poutre continue
- $\overline{f} = \frac{l}{1000} + 0.5cm$ pour L >5m
- $\overline{f} = \frac{l}{500}$ pour L <5m

Tab.3.15. Détermination le nombre des étaiements

Nombre des étaiements	G(kN/ml)	L (m)	Q(kN/ml)	f(mm)	$\overline{f}$ (mm)	$f \leq \overline{f}$
1	1,85	3,9	1,95	227,98797	7,8	non
2	1,85	1950	1	10,686936	3,9	non
3	1,85	1300	1	2,1109997	2,6	oui

1. Calcul des poutrelles :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre

Continue.

Trois types de poutres continues sont à envisager :

- Type 1 : Poutrelles à 1 travée (travée de 3.9m et travée de 2.9m, et travée de 3.8m)
- Type 3 : Poutrelle à 2 travées
- Type 2 : poutrelle à 4 travées

b.1.1.Méthode de calcul :

On utilise la méthode forfaitaire pour le type1 et le type 2 puisque les conditions d'application sont vérifiées, et utilise la méthode de CAQUOT pour le type 2 car la 2émé Conditions concernant les caractéristiques géométriques n'est pas vérifier.

a. La méthode forfaitaire :

a.1.conditions d'application :

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

***Conditions concernant la charge d'exploitation :**

** charges uniformément réparties :

$Q \leq$ Min (2.G et 5 kN/m^2)

** charges concentrées :

$P \leq$ Min (Q/4 et 2 kN)

P : charge permanente concentrée (en kN).

Q : charge d'exploitation concentrée (en kN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

***Conditions concernant les caractéristiques géométriques :**

- le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.
- le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et

$1.25 : 0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$

***Condition concernant le type de fissuration :**

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

a.2. Exposé de la méthode :

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part

Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux

appuis :

Mt : moment en travée

Mw : moment à l'appui de gauche.

Me : moment à l'appui de droite.

On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

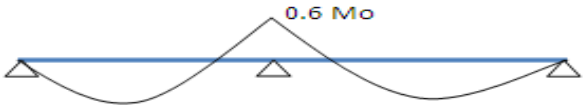
* Mt + ((Mw+Me)/2) Max (1.05Mo et (1+0.3 α) Mo)

*Mt ≥ ((1.2+0.3 α)/2).Mo pour les travées de rive. ≥

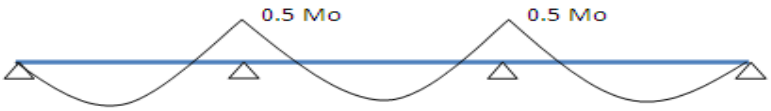
((1+0.3 α)/2).Mo pour les travées intermédiaire.

* les moments d'encastrements des appuis :

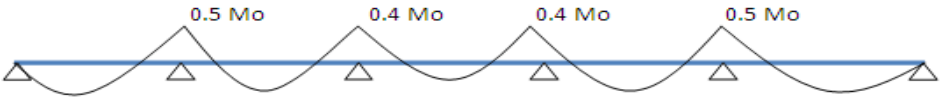
** Ma ≥ 0.6 Mo cas des poutres à 2 travées.



** Ma ≥ 0.5 Mo pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.



** Ma ≥ 0.4 Mo pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de 3 travées.



Remarque :

- Mo : moment isostatique ($Mo=PL^2/8$)
- dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.
- sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments à gauche et à droite de cet appui.
- si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment (Ma=0.2 Mo).
- l'effort tranchant est égale :

Tw=PL/2+((Mw-Me)/L)

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

- le calcul des moments pour les poutrelles d'une seule travée est :

Mt=0.85 Mo

Ma=Mb=-0.5 Mo

b. La méthode de CAQUOT :

Tab.3.16. méthode CAQUOT

Moment isostatique	**$ql^2/8$**	
Moment en travée Mt	**$ql^2/2-((M_e+M_w)/2)$**	
Moment à l'appui Ma	**appui de rive**	**0,2M0**
	appui intermédiaires	**$(q_w l'^3+q_e l'^3)/8.5*(l_e'+l_w')$**
langueur fictives l'	**travée de rive**	**l**
	travée intermédiaires	**0,8l**
Effort tranchant T	**Tw**	**$Pl/2+(M_w+M_e)/l$**
	Te	**$-Pl/2+(M_w+M_e)/l$**

Avec :

- M_o : moment isostatique.
- M_w ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considérée.
- l'_w : longueurs de travées fictives à gauche.
- l'_e : longueurs de travées fictives à droite.
- l : représente la portée de la travée libre.
- T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.3.2.Evaluation des charges et surcharges :

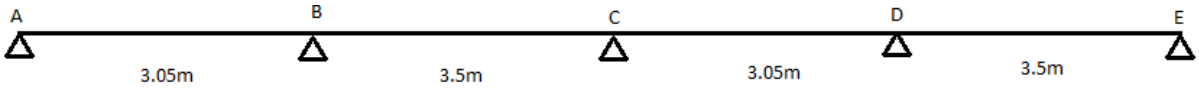
Tab.3.17. Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	qu (kN/m)	qser (kN/m)
Terrasse	6,32*0.65=4,108	1*0.65=0.650	**6,5208**	**4,758**
Plancher courant	5,68*0.65=3,692	1.5*0.65=0.975	6,4467	4,667

III.3.2.1.Sollicitations de calcul :

On a trois types de système de poutrelles à calculer :

1er type Poutrelle à quatre travées :



III.3.3.Détermination des moments a l'état limite ultime :

Tab.3.18. Moment fléchissant et efforts tranchants du 1ier type à l'E.L.U

Travée	M0(kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Tw(kN)	Te(kN)
A-B	7,582	7,96	1,51	4,99	9,19	-10,69
B-C	9,984	10,48	4,99	3,99	11,69	-11,13
C-D	7,582	7,96	3,99	4,99	9,69	-10,19
D-E	9,984	**10,48**	**4,99**	1,99	**12,27**	-10,55

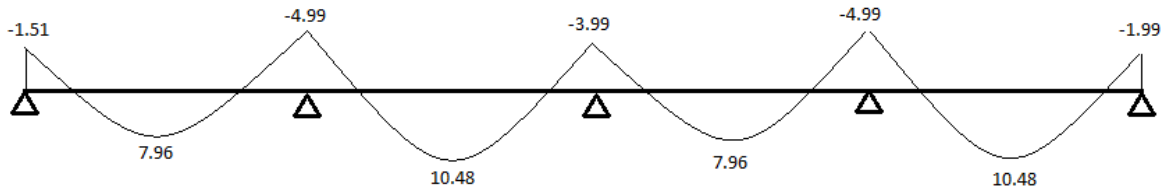


Fig.3.14. Diagramme des moments du 1ier type des poutrelles à l'ELU

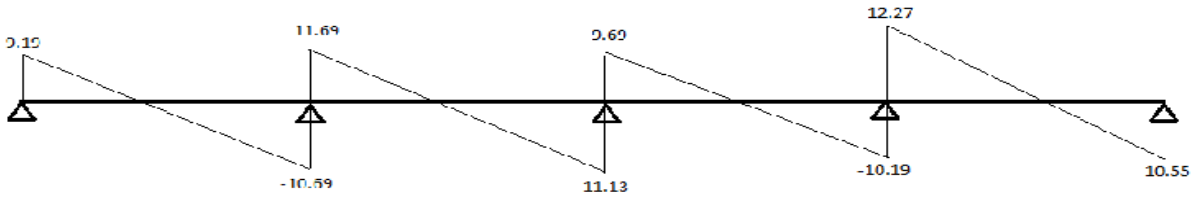


Fig.3.15. Diagramme des efforts tranchants du 1ier type des poutrelles l'ELU

III.3.4.Détermination des moments a l'état limite de service :

Tab.3.19. Moment fléchissant et efforts tranchants du 1ier type à l'E.L.S

Travée	M0(kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Tw(kN)	Te(kN)
A-B	5,52	5,796	1,104	3,635	6,69	-7,78
B-C	7,27	7,63	3,635	2,908	8,51	-8,1
C-D	5,52	5,796	2,908	3,635	7,05	-7,42
D-E	7,27	**7,63**	**3,635**	1,454	**8,93**	-7,68

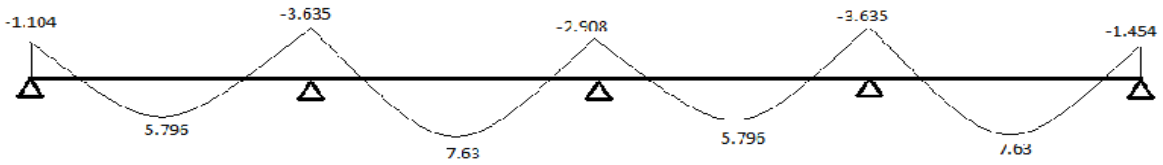


Fig.3.16. Diagramme des moments du 1ier type des poutrelles à l'ELS

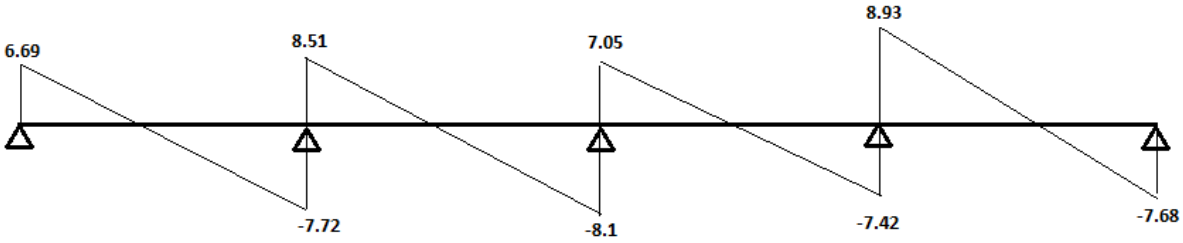
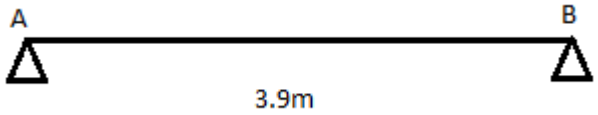


Fig.3.17. Diagramme des efforts tranchants du 1ier type des poutrelles l'ELS

2ème type Poutrelle à une travée



III.3.5.Détermination des moments a l'état limite ultime :

Tab.3.20. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle du 2émé type à l'E.L.U

Travée	M0(kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Tw(kN)	Te(kN)
A-B	12,397	**10,538**	**6,19**	6,19	**12,71**	-12,71

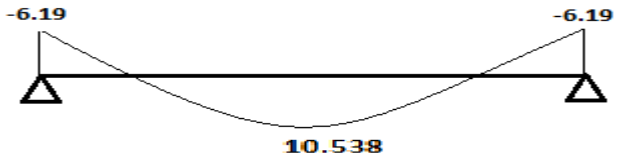


Fig.3.18. Diagramme des moments du 2émé type des poutrelles à l'ELU

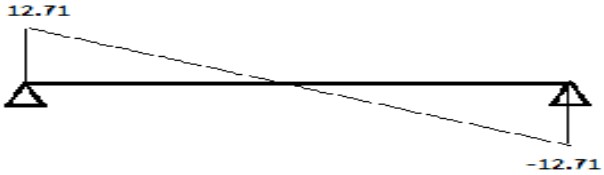


Fig.3.19. Diagramme des efforts tranchants du 2émé type des poutrelles l'ELU

III.3.6.Détermination des moments a l'état limite de service :

Tab.3.21. Moment fléchissant et efforts tranchants de la poutrelle du 2émé type à l'E.L.S

Travée	M0(kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Tw(kN)	Te(kN)
A-B	9,046	**7,68**	**4,52**	4,52	**9,278**	-9,278

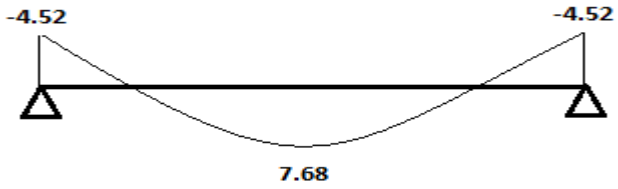


Fig.3.20. Diagramme des moments du 2émé type des poutrelles à l'ELS

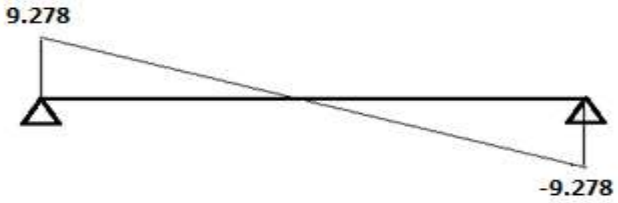


Fig.3.21. Diagramme des efforts tranchants du 2émé type des poutrelles l'ELS

3émé type : Poutrelle à deux travées :



III.3.7.Détermination des moments a l'état limite ultime :

Tab.3.22. Moment fléchissant et efforts tranchants de la 3émé type à l'E.L.U

Travée	M0(kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Tw(kN)	Te(kN)
A-B	12.397	**8.017**	2.41	5.71	11.69	**-13.4**
B-C	5.72	2.29	**5.71**	1.14	9.45	-5.47

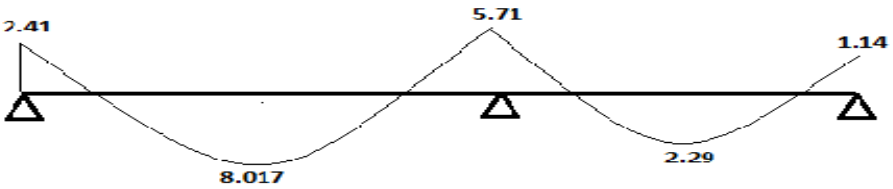


Fig.3.22. Diagramme des moments du 3émé type des poutrelles à l'ELU

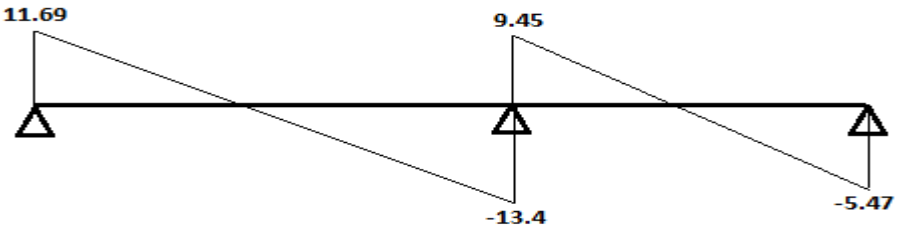


Fig.3.23. Diagramme des efforts tranchants du 3émé type des poutrelles l'ELU

III.3.8.Détermination des moments a l'état limite de service :

Tab.3.23. Moment fléchissant et efforts tranchants de la 3émé type à l'E.L.

Travée	M0(kN.m)	Mt(kN.m)	Mw(kN.m)	Me(kN.m)	Tw(kN)	Te(kN)
A-B	8.81	**5.84**	1.76	4.17	8.52	-9.76
B-C	4.17	1.67	**4.17**	0.834	7.54	-5.04

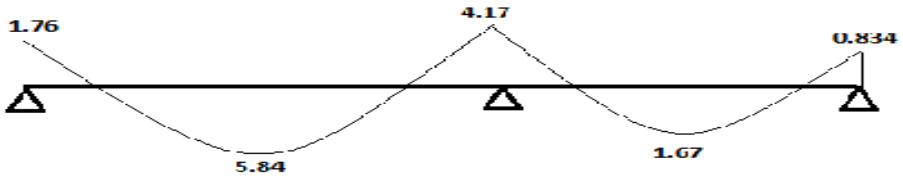


Fig.3.24. Diagramme des moments du 3émé type des poutrelles à l'ELS

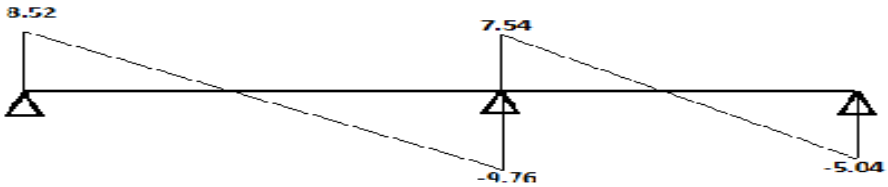


Fig.3.25. Diagramme des efforts tranchants du 3émé type des poutrelles l'ELS

III.3.9.Récapitulations :

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

Tab.3.24. Récapitulations des efforts internes

	ELU			ELS	
	Ma(kN.m)	Mt(kN.m)	Tu(kN)	Ma(kN.m)	Mt(kN.m)
sollicitation	**6,19**	**10,538**	**13,5414**	**4,52**	**7,68**
référence	**type2**	**type2**	**type3**	**type2**	**type2**

III.4.Calcul du ferraillage :

III.4.1.Armatures longitudinales : Le ferraillage est calculé en flexion simple :

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

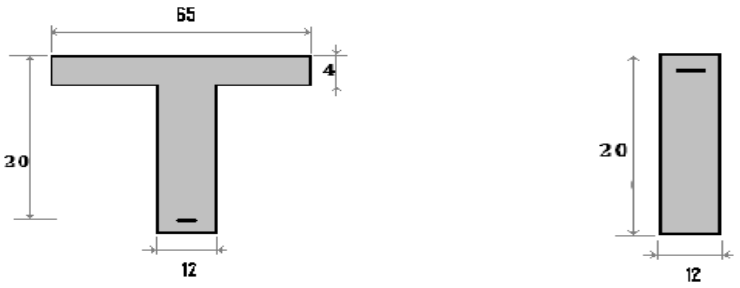


Fig.3.26. les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tab.3.25. calcul et vérification des armatures

	en travée	**aux appuis**
Mu(kN.m)	10,538	6,19
Mo(kN.m)	bhMo=b.ho.σb adm.(d-ho/2)=65.10-2.40.14,2.(180-40/2) =59.072(kN.m)	
	$M_u < M_0$⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (65*20) ⇒calcul en flexion simple	$M_u < M_0$⇒ l'axe neutre appartient à la table ⇒ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (12*20) ⇒calcul en flexion simple
μ	0,035	0,112
μl	0.392	
μ< μl	Oui	oui
β	0,983	0,94
A'(cm2)	0	0
A (cm^2)	1,711	1,05
Amin (cm^2)	1,41	0,26
Le choix	3HA10=2.35	1HA12=1.13

Mser (kN.m)	7,68	4,52
σb adm(MPa)	15	
y1 (cm)	3,9	5,85
IG (cm)	8293,2975	3303,007
K (N/cm)	92,6	136,84
σb (MPa)	3,61	8
σb	Oui	oui

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

Tab.3.26. Ferraillages longitudinaux des poutrelles

section d'armature	**en travée**	**aux appuis**
	3HA10=2.35 (cm^2)	**1HA12=1.13 (cm^2)**

III.4.2. Armatures transversales :

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

Diamètre des armatures transversales :

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq \text{Min}\,[5.71; 12; 14]$

On adopt : $\phi_t = 5\text{mm}$.

$a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 0{,}19\text{cm}^2$; $n_t = 2$ avec : *t a t* : section d'une barre transversale

$A_t = a_t.n_t = 0{,}39\text{cm}^2$

- Espacement**:**

$S_t \leq \min[0.9\,d\,,\,40\,\text{cm}] = 16.2\text{cm}$

Donc St=15cm

Tab.3.27. Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

Transversale	**Espacement**
2ϕ5	15cm

III.4.2.1.Vérification au cisaillement :

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

$$\tau u = \frac{T}{b * d} = \frac{13{,}4 * 10^3}{120 * 180} = 0.620MPa \leq \overline{\tau_u} = 3.33\ MPa$$

III.4.2.2.Vérifications nécessaires : [1]

Section d'armatures transversales (FeE400).

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \qquad \equiv \qquad \frac{39 * 400}{120 * 150} = 0.86 \geq 0.4$$

$$\frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \frac{\gamma_s\,(\tau_u - 0.3 f_{t28} * k)}{0.9 f_e (cos \propto + sin \propto)}$$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$$\frac{0.39}{120 * 150} = 0.0021 \geq \frac{1.15 * (0.620 - 0.3 * 2.1)}{0.9 * 400 * (0 + 1)} = -0.0000319$$

III.4.2.3.Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

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

Tab.3.28. Vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles

1ier condition	**2émé condition**
h/L ≥ Mt/ (15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.20 / 3.9 = 0.051 Mt/(15 Mo)= 7.68/(15*9.046)=0.056	ρ=At/(bo*d)= 2.35 /(12*18)=0.0108 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
C.N.V	C.N.V

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

III.4.2.4. Évaluation détaillée de la flèche :

$M_{ser=}$ 7.68KNm , $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12.18} = 0.0108$

ρ = 1.08 % ⇒ $\beta_1 = 0.857$ (Tableau).

$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^3}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 211.25 MPa$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 2.1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0108} = 3.806$$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 1.522$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0108 \cdot 211.25 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.672$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y=\frac{\frac{b_0.h^2}{2}+\frac{(b-b_0).h_0^2}{2}+15A.d}{b_0.h+(b-b_0).h_0+15A}=7.097cm$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I=\frac{b_0}{3}\left[y^3+(h-y)^3\right]+\frac{(b-b_o)h_0^3}{12}+h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2+15A(y-d)^2$$

$=20003.237cm^4$

$$I_{fi}=1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu}\Rightarrow I_{fi}=6184.88cm^4$$

$$I_{fv}=1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu}=10877.85cm^4$$

$E_i=11000\sqrt[3]{f_{c28}}=32164.195$ MPa ; $E_v=1/3\ E_i=10721.398$MPa

$$f_i=\frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_iI_{fi}}=\frac{7.68*3.85^2*10^8}{10.(32164.195*6184.88)}\Rightarrow f_i=5.722\text{ mm}$$

$$f_v=\frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_vI_{fv}}=\frac{7.68*3.85^2*10^8}{10.(10721.398*10877.85)}\Rightarrow f_v=9.97\text{ mm.}$$

$\Delta f_t=f_v-f_i\Rightarrow \Delta f_t=9.97-5.722=4.248$ mm

Il faut avoir : $\Delta f_t\le f_{Limite}=\bar{f}$

Avec: $F_{limite}=\frac{L}{500}=\frac{3850}{500}=7.7$ mm.

Donc: $\Delta f_t=4.248mm<f_{Limite}=7.7mm$ CV

Donc, on garde l'épaisseur de pré dimensionnement (e=16+4cm) du plancher à corps creux avec le même ferraillage qui a été calculé pour toutes les poutrelles.

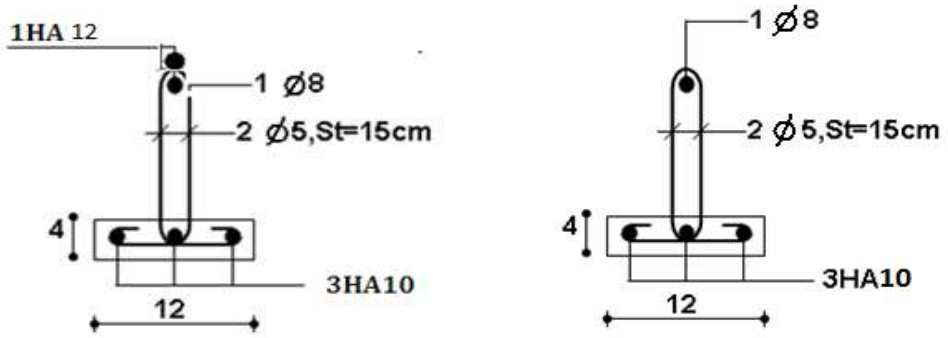


Fig.3.27. ferraillage des poutrelles en zone d'appui (à gauche), en travée (à droite)

III.5.La dalle de compression :

Sert à la bonne distribution des charges verticales sur les poutrelles, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :
  a1≤20 cm
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :
  a2≤33 cm
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\begin{cases} A_{\perp} \geq 200/fe(MPa) & \text{si } L \leq 50 \text{ cm} \\ A_{\perp} \geq 0.02.L.\dfrac{200}{f_e} = \dfrac{4.L}{f_e} & \text{si } 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

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

$$50\text{cm} \leq (L=65\text{cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.02.L.\frac{200}{f_e} = \frac{4.L}{f_e} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisira: $A_{\perp} = 5\varphi 5 = 0.98\,\text{cm}^2$, esp = 20 cm.

$A_{//} = 4\varphi 5 = 0.78\,\text{cm}^2$, esp = 25 cm

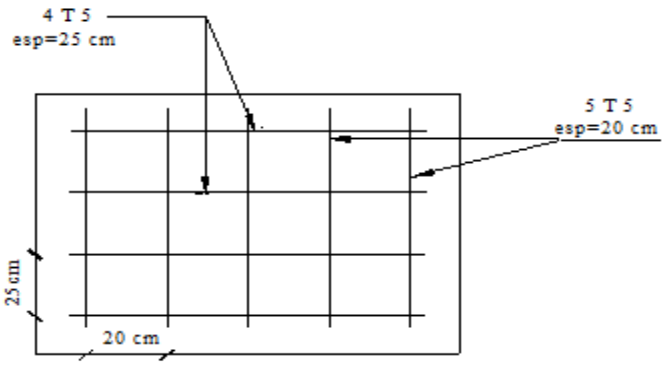


Fig.3.28. Disposition des armatures de la table de compression.

III.4. Les dalles pleines :

Dans notre structure, on à des dalles pleines sous forme rectangulaire et triangulaire qui repose sur quatre appuis, trois appuis, Pour ce bâtiment, on distingue 2 types de dalles pleines :

- Type 1 : dalle pleine, rectangulaire encastrée sur 4 cotés
- Type 2 : dalle pleine, triangulaire encastrée sur 3 cotés

III.4.1.Méthode de calcul :

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite ultime, elle est basée sur le mécanisme des fissures.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur le poteau de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.4.1.1. Principe de calcul :

Le calcul se base sur le principe du travail virtuel qui égalise le travail externe au travail interne.

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, te de la flèche maximale.

$T_{ext} = P.f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint qy\, ds = q\, s\, f_{cdg}$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

- ✓ P : Charge totale
- ✓ S : Surface de répartition de la charge
- ✓ f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

Tint= M. L .q

Avec :

- ✓ M : Moment de flexion.
- ✓ L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation
- ✓ q : Angle de rotation.

III.4.1.2 Expose de la méthode :

On suppose que la dalle est semi encastrée niveau des appuis, ayant un renforcement isostatique (même ferraillage suivant les 2 axes). C'est-à-dire:

Max=May=0.6M.

Mtx=Mty=M

III.4.2.dalle rectangulaire :

- **Calcul des actions :**

Les résultats de calcul sont :

Tab.3.29. Les actions sur la dalle

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P (KN/m)
ELU	5.68	1.5	9.918
ELS			7.18

a. Travail externe :

$$T_{ext} = 1T_{ext}^1 + 4T_{ext}^2 + 2T_{ext}^3$$

Avec :

$$T_{ext}^1 = qs^1 f_{cdg}^1 = q.f.(\frac{1}{6}L_x.y)$$

$$T_{ext}^2 = qs^2 f_{cdg}^2 = q.f.(\frac{1}{12}L_x.y)$$

$$T_{ext}^3 = qs^3 f_{cdg}^3 = q.f.(\frac{1}{4}L_x.L_y - \frac{1}{2}L_x.y)$$

$D'o\grave{u}$ $$T_{ext} = q.f.(-\frac{1}{3}L_x.y + \frac{1}{2}L_xL_y)$$

b. Travail interne :

$$T_{int}^1 = 0.5ML_x.\theta_y + M.L_x.\theta_y \qquad \theta_y = tag\theta_y = \frac{f}{y}$$

$$T_{int}^1 = 1.5.M.L_x.\frac{f}{y}$$

$$T_{int}^2 = 0.5ML_y.\theta_x + M.L_y.\theta_x \qquad \theta_x = tag\theta_x = \frac{2f}{L_x}$$

$$T_{int}^2 = \frac{3ML_y}{L_x}.f$$

$$T_{int} = 3M(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x})$$

c. Principe de travail virtuel :

$$T_{int} = T_{ext}$$

$$q = \frac{3M\left(\frac{1.5}{y} + 3\right)}{1.687 - 0.25y}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{qy} = 0 \quad 0.75y^2 + 0.75y - 2.35 = 0 \qquad y = 1.05$$

On remplace " y " on trouve : M=0.107q

A L'ELU :

Mt = 1.06KNm

Ma = 0.636KNm

A L'ELS :

Mt = 0.768KNm

Ma = 0.47KNm

III.4.2.1. Calcul de ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tab.3.30.Ferraillage des dalles pleines

	sens	Mu (kN.m)	μ	β	A min (cm^2)	A cal (cm^2)	A adopter (cm^2)
Travée	**X et Y**	1.06	0.004	0.997	1.5	0.23	3HA10=2.35
Appui		0.636	0.002	0.600	1.5	0.140	3HA10=2.35

III.4.2.2. Vérification à l'état limite de service :

Béton: $\sigma b = \frac{M_{ser}}{I}\, y \quad \leq \overline{\sigma} = 0.6 f_{c28}$

Acier : La fissuration est considérée comme peu nuisible

Tab.3.31.Vérification des contraintes à l'E.L.S

	x et y	
	Mt (kN.m)	**Ma (kN.m)**
Mser (kN.m)	0.768	0.47
s	15	
y	2.70	2.70
I	4395.77	4395.77
K	0.17	0.11
B	0.47	0.29
vérification	OUI	OUI

III.4.2.3. Condition d'espacement :

St = 100/3=33 cm ≤ St adm=min(3h=45cm;33cm)=33cm

III.4.2.4.Vérification au cisaillement :

$\overline{\tau_u} = \frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b}$ =1,16Mpa ; $V_X = \frac{p L_x . L_y}{2L_y + L_x}$

$V_Y = \frac{p L_x . L_y}{3L_y}$; $\tau_u = \frac{V_u}{d b_0}$

Tab.3.32.Vérification au cisaillement

	X	Y
Vu (kN)	13.72	17.50
T (kN)	0.105	0.13
T (kN)	1.16	
vérification	OUI	OUI

Donc le béton seul peut équilibrer l'effort tranchant et par mesure d'économie, on ne prévoit pas d'armatures transversales.

III.4.2.5. Vérifications préliminaires de la flèche :

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

M0=Pu*Lx2/8=34.79KNm

Tab.3.33.Vérification de flèche de la dalle

h/Lx	Mt/20M0	vérification	At/(b0d)	2/fe	vérification
0.028	0.0015	OUI	0.0018	0.005	OUI

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

III.4.3Dalle triangulaire:

Tab.3.34. Les actions sur la dalle

Niveau	G (KN/m2)	Q (KN/m2)	qu (KN/m2)
Terrasse	7,27	1	11,31
Etage courant	6,63	1,5	12,20

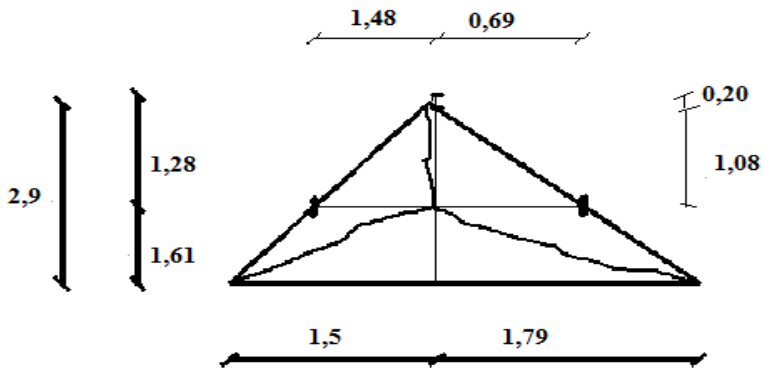


Fig.3.29.Dalle pleine triangulaire

a. travail externe :

Text = q x S x f

q = Pu

S = 2,9 x 3,29/2 = 4,77 m^2

Text = 4,77 x Pu x f

b. Travail interne :

Tint = M x L x θ

Tint1 = M x L1 x θx1 +0.5 M x L1 x θx1

Tint2 = M x Lx2 x θx2 +0.5 M x Lx2 x θx2+ M x Ly2 x θy2 +0.5 M x Ly2 x θy2

Tint3 = M x Lx3 x θx3 +0.5 M x Lx3 x θx3+ M x Ly3 x θy3 +0.5 M x Ly3 x θy3

Avec :

$\theta x1 = \frac{f}{x}$; $\theta x2 = \frac{f}{c}$; $\theta y2 = \frac{f}{k}$; $\theta x3 = \frac{f}{y}$; $\theta y3 = \frac{f}{z}$

L1 = 3,29 m ; X= 1,61 m ; Lx2 = k = 1,48m

Ly2 = c =1,28m ; Lx3 = z =0,69m ; Ly3 = y = 1,08m

NB : les dimensions aux dessus sont obtenues à l'aide de logiciel « Auto-CAD ».

Tint1 = 3,06 x M x f ; Tint2 = 2,80x M x f ; Tint3 = 3.306x M x f

Tint = 9,166 x M x f

T ext = Tint $\Rightarrow$ 4,77 x Pu x f = 9,166 x M x f

M= 0,520 Pu

III.4.3.1.Calcul de ferraillage :

Tab.3.35.Ferraillage et espacement à l'ELU "travée"

Niveau	Mt=M(KN.m)	μ	μ<μl	A(cm^2)	Amin(cm^2)	A choisis(cm^2)	St(cm)	St(cm)
terrasse	5,8812	0,026	CV	1,37	1,5	5HA10=3.92	20	33
courant	6,344	0,028	CV	1,48	1,5	5HA10=3.92	20	33

Tab.3.36. Ferraillage et espacement à l'ELU "appui"

Niveau	Ma=0.5M(KN.m)	μ	μ<μl	A(cm²)	Amin (cm²)	A choisis (cm²)	St(cm)	St (cm)
terrasse	2,9406	0,013	CV	0,719	1,5	4HA10=3.14	25	33
courant	3,172	0,014	CV	0,78	1,5	4HA10=3.14	25	33

III.4.3.2. Condition d'espacement :

St = 100/3=33 cm ≤ St adm=min(3h=45cm;33cm)=33cm

III.4.3.3.Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\overline{\tau_u} = \frac{0{,}07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1{,}16\text{Mpa} \quad ; \quad V_X = \frac{pL_x.L_y}{2L_y + L_x}$$

$$V_Y = \frac{pL_x.L_y}{3L_y} \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{db_0}$$

Tab.3.37.Vérification au cisaillement

Niveau	SENS	Vu(kN)	τ_u	$\overline{\tau_u}$	vérification
terrasse	X	11.38	0.087	1,16	CV
	Y	10.93	0.084	1,16	CV
courant	X	12.27	0.094	1,16	CV
	Y	11.79	0.090	1,16	CV

Alors, les armatures de cisaillement ne sont pas nécessaires.

Zone d'appui:

On doit vérifier : $A > \frac{\gamma s.}{fe} V_u$

Donc, la section d'armature longitudinale peut équilibrer l'effort tranchant.

III.4.3.4.Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

Tab.3.38.Vérification de ferraillage à l'ELS "travée"

Niveau	Ma= M(KN.m)	Y(cm)	Ixx'(cm4)	k1	σb (MPa)	[σb] (MPa)	σb≤[σb]
Terrasse	5,8812	3,29	6174,7	0,696	2,29	15	OK
Courant	6,344	3,29	6174,7	0,685	2,25	15	OK

Tab.3.39. Vérification de ferraillage à l'ELS "appuis"

Niveau	Ma=0.5M(KN.m)	Y(cm)	Ixx'(cm4)	k1	σb (MPa)	[σb] (MPa)	σb≤[σb]
Terrasse	2,9406	2,99	5150,76	0,417	1,25	15	OK
Courant	3,172	2,99	5150,76	0,410	1,23	15	OK

Donc les calcules de ferraillage obtenues à l'ELU sont suffisant.

III.4.3.5.Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{l_x} = \frac{0{,}12}{3{,}29} = 0{,}036 \geq \frac{\text{Mt}}{20\text{M0}} = \frac{\mathbf{3{,}172}}{20*16{,}5} = 0{,}0096 \qquad \text{(C.V)}$$

$$\frac{A}{\text{b0}*\text{d}} = \frac{3{,}92}{100*12{,}5} = 0{,}003 \leq \frac{2}{\text{fe}} = 0.005 \qquad \text{(C.V)}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

Chapitre IV :
Etude dynamique

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.

L'étude dynamique consiste à déterminer les modes de vibration ainsi que les pulsations, ceci permettra la détermination des efforts appliqués à la structure lorsque cette dernière est sollicitée par un changement ou séisme.

Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel « SAP2000 version 17 ».

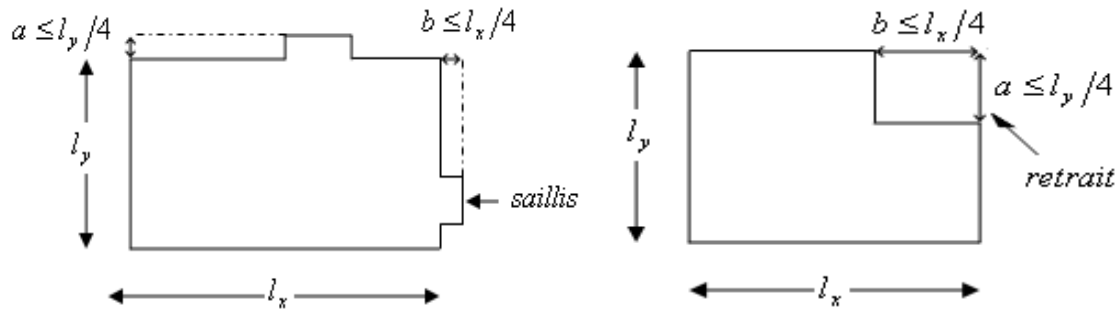
IV.2.Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ». Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant plusieurs méthodes, on site :

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

IV.2.1.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

1. En zone III le bâtiment ou bloc étudier a une hauteur au plus égale à : 30m **(C.V).**
   - Régularité en plan :



Dans notre cas, le bloc étudier n'est pas régulier en plan.

Le bâtiment ou bloc étudier présente une configuration irrégulière tout en respectant, autre les conditions de hauteur énoncées en (1), les conditions complémentaires suivants :

- Zones III :
  Groupes d'usages 2, si la hauteur est inferieur ou égale à 5 étages ou 17m.
  La configuration de notre bloc étudié est irrégulière. (En zone sismique III, groupe d'usage 2, Ht=16,15m < 17m

Donc selon **[**RPA99 version 2003 **Art 4.1.2],** les conditions de l'application de la Méthode statique équivalente est vérifiées. Et nous chosions un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale).

La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis **'SAP 2000 VERSION 17'**.

IV.2.2.Méthode dynamique modale spectrale :

a. Principe :

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

b. **Spectre de réponse de calcul :**

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

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

Avec:

g: Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

- **Coefficient d'accélération A :** [RPA99 version 2003 : Tab.**4.1**]

Tab.4.1. Coefficient d'accélération de zone **A**

ZONE	Groupe 1A	Groupe 1B	Groupe 2	Groupe 3
III	0,40	0,30	0,25	0,18

Donc : A= 0,25

- **facteur de correction d'amortissement η:**

Donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)}$

Avec : Pourcentage d'amortissement critique (ζ=7 %) [RPA99 version 2003 : Tab.**4.2**]

Avec remplissage dense → η = 0,882

- **facteur de qualité Q :** [RPA99 version 2003 : **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 : $Q= 1 + \sum_6 P_Q$

Tab.4.2.Détermination du facteur de qualité

	Critère	Suivant x		Suivant y	
		Observer	Valeur	Observer	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
6	contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,1	Non	0,1

Donc : Q =1.2

- **périodes caractéristiques : [**RPA99 version 2003: **Tab .4.7**]

  Selon le rapport géotechnique relatif a notre ouvrage, on est en présence d'un site meuble (Catégorie 3) .il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec Vs ≥ 200 m/s à partir de 10m de profondeur.

  T_1=15s

  T_2= 40s $\Rightarrow$ site S2

- **coefficient de pondération :** [RPA99 version 2003 : **Tab.4.5**]

Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$$\beta=0,20.$$

- **coefficient de comportement R** : [RPA99 version 2003 : **Tab.4.3**]

  Il est en fonction de système de contreventement.

  On prend dans un premier calcul (R=5) ce qui correspond à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (**SAP2000 version 17**).

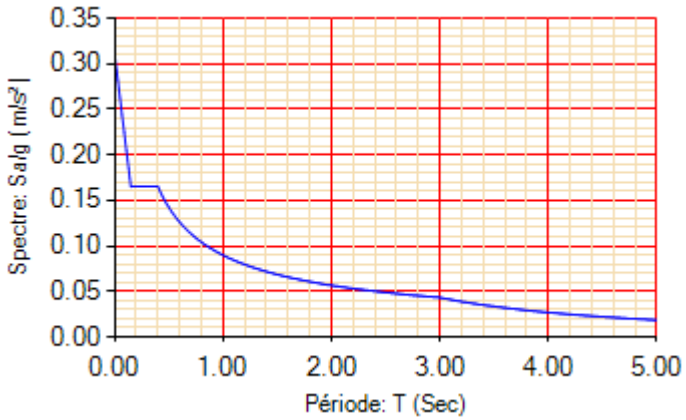


Fig.4.1.Spectre de réponse

IV.3. Caractéristiques géométrique de la structure :

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

- Le centre de Masse (G).
- Le centre de Torsion (R).

IV.3.1.Centre de masse :

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

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

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

Avec :

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

IV.3.2.Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoquant 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 provoquant une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

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

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

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

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile ou poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux '1' : $I_X = I_Y = (a^2/12).(a^2.\cos^2\alpha + a^2.\sin^2\alpha)$
  - Pour les poteaux '2': $I_X = \frac{bh^3}{12}$, $I_Y = \frac{hb^3}{12}$.
  - pour les voiles : $I_X = \frac{Le^3}{12}$, $I_Y = \frac{eL^3}{12}$.

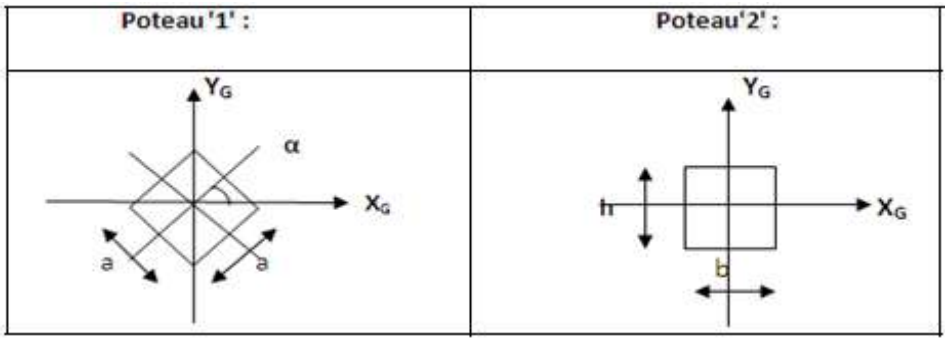


Fig.4.2.Dimensions des poteaux :

IV.3.3.Excentricités

a. Excentricité théorique (statique) :

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

$$\begin{cases} e_x = |X_G - X_t| \\ e_y = |Y_G - Y_t| \end{cases}$$

b. **Excentricités accidentelles (additionnelles) :** [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a 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. $\begin{cases} Ex = 0{,}05.Lx \\ Ey = 0{,}05.Ly \end{cases}$

❖ Vue en 3 D :

Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisi une variante pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA et évitant également la torsion au niveau du premier mode, on a adopté le modèle montré dans la figure suivante :

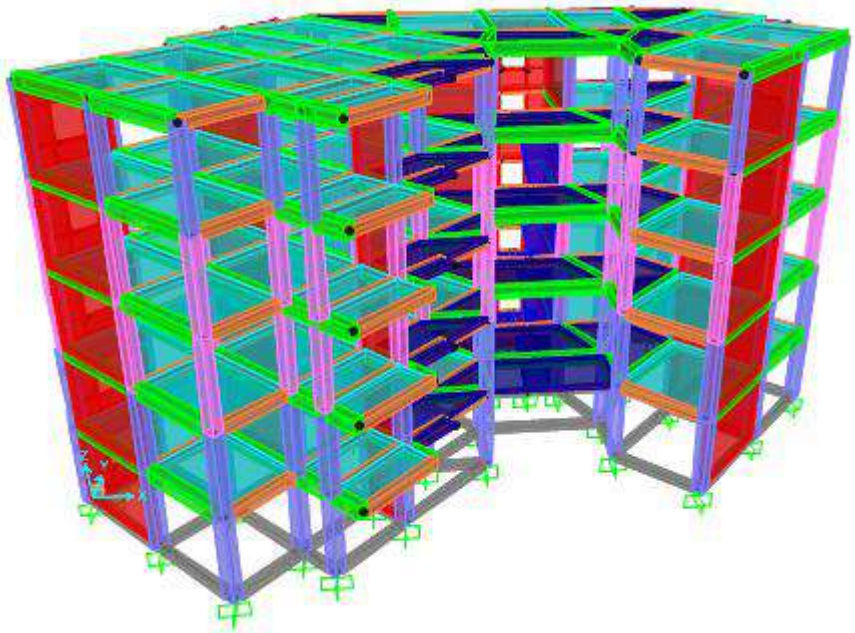
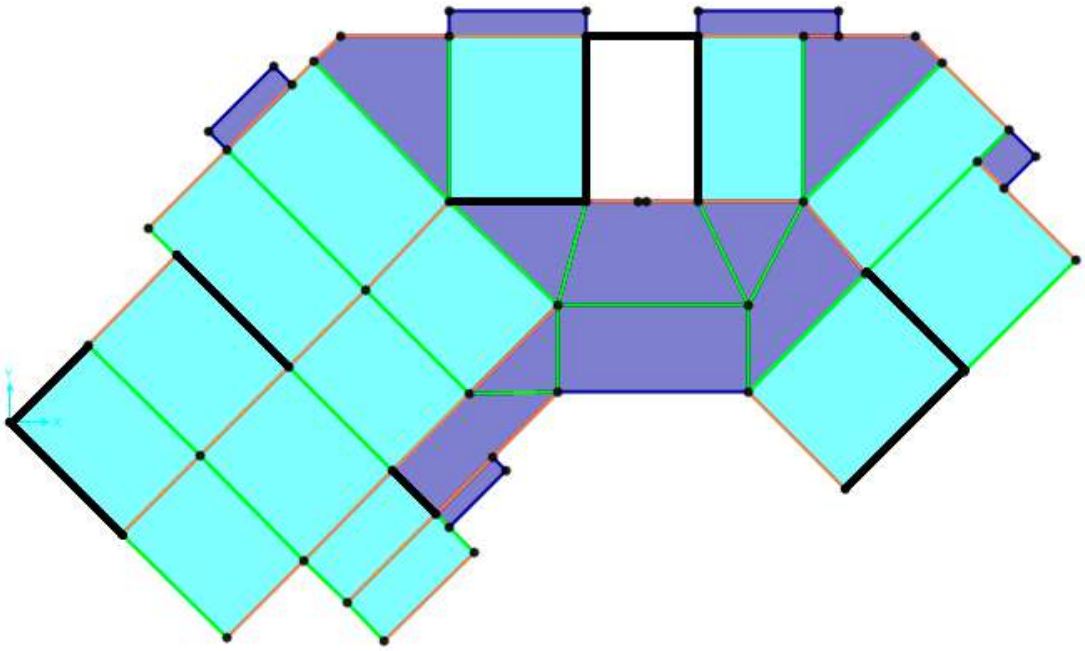


Fig.4.3.Vue en 3D de bloc

❖ **Vue en2 D :**



Voiles

Fig.4.4.Vue en 2D des voiles aux RDC et étages

IV.4.Etude de la structure :

IV.4.1.Caractéristiques géométrique :

IV.4.1.1.Centre de masse et centre de torsion :

Tab.4.3. Calcul de centre de masse et centre de torsion

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Etage	Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse g (kN)	XG (m)	YG (m)
RDC	3,23	2,7963	4,1374	16,58	4,84	4248,1	14,4	3,64
1	6,46	2,7963	4,1374	16,58	4,84	4100,13	14,32	3,67
2	9,69	2,7488	4,0899	16,55	4,74	4039,62	14,32	3,67
3	12,92	2,7488	4,0899	16,55	4,74	3968,06	14,3	3,66
4	16,15	2,7161	4,0573	16,51	4,61	3298,18	14,49	3,85

IV.4.1.2.Les excentricités :

Tab.4.5. Calcul de l'excentricité

Excentricité				
Etage	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	**Ey = |YR-YG| (m)**	**Vérification**
RDC	3,23	2,18	1,2	Ok
1	6,46	2,26	1,17	Ok
2	9,69	2,23	1,07	Ok
3	12,92	2,25	1,08	Ok
4	16,15	2,02	0,76	Ok

On constate qu'a chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée [RPA99 version 2003. **Art.3.5.1.0.2**]

- Longueur du bâtiment = 29,67m $\Rightarrow$ 15 %.Lx = 4,45m
- Largeur du bâtiment = 17,58m $\Rightarrow$ 15 %.Ly = 2,64m

IV.4.2.Résultat de l'analyse dynamique :

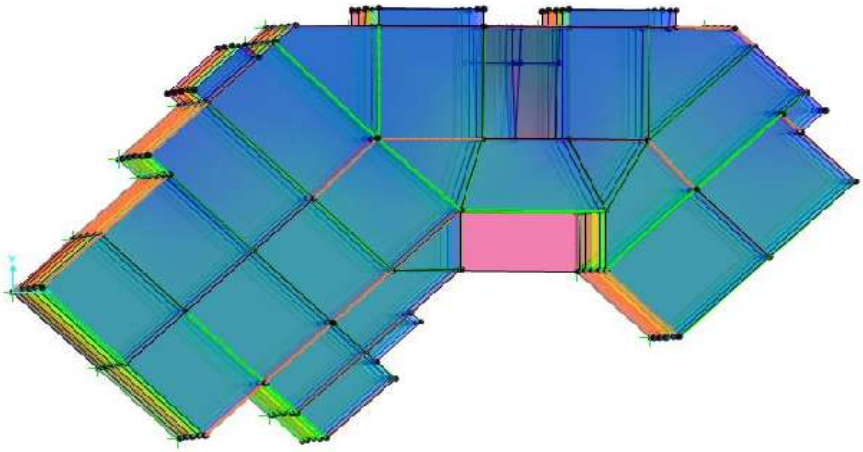
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement des trois premiers modes.
- Vérification de participation massique.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification des déplacements.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.

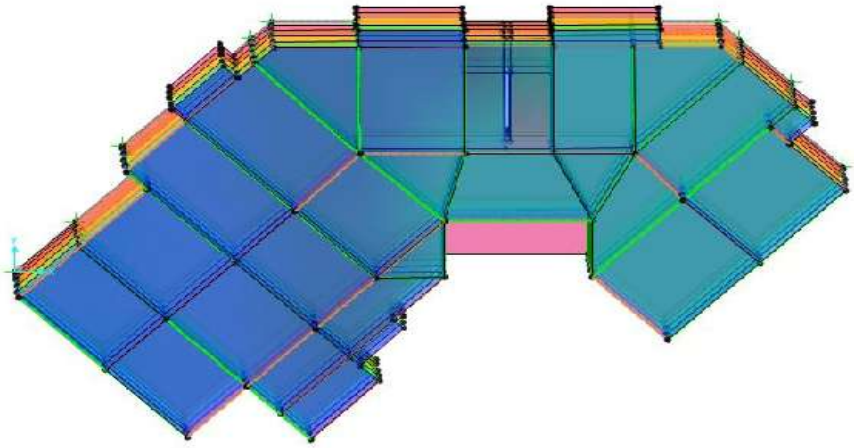
IV.4.2.1.Vérification de comportement des trois premiers modes :

Tab.4.6. Le comportement des trois premiers modes

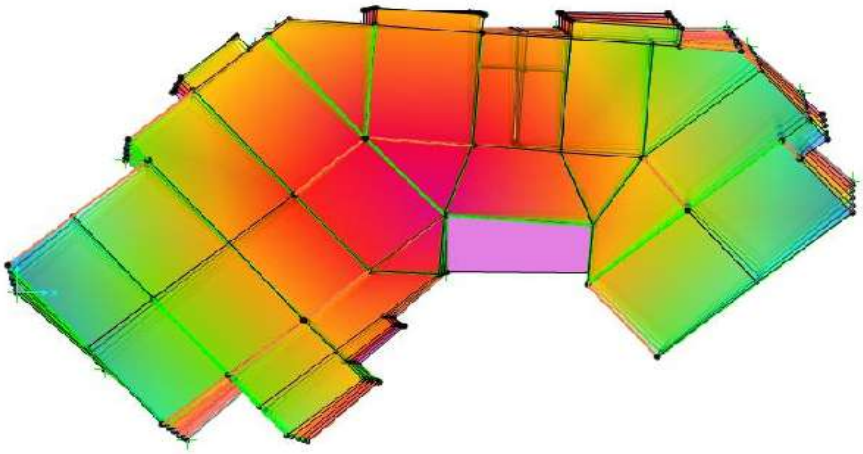
Mode	périodes (s)	masse modale Ux (%)	masse modale Uy (%)	Comportement
1	0,234	0,722	0,008	**translation suivant x**
2	0,207	0,006	0,715	**Translation suivant y**
3	0,176	0,002	0,001	**rotation autour de Z**



Mode 01 : Translation pure suivant OX



Mode 02 : Translation pure suivant OY



Mode 03 :Rotation pure par rapport l'axe OZ

Fig.4.5.. Le comportement des trois premiers modes

IV.4.2.2.Vérification de la participation massique :

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 d'après [RPA99 version 2003. **Art 4.3.4.a**].

Tab.4.7.Coefficient de participation massique

Mode	périodes (s)	cumul des masses modales effectives (%)	
		sens x	sens y
1	0,234	0,722	0,008
2	0,207	0,728	0,724
3	0,176	0,730	0,724
4	0,069	0,898	0,737
5	0,059	**0,912**	**0,926**

D'après le tableau précédent on remarque que La participation modale cumulée atteint les 90 % de la masse totale à partir du 5éme mode.

IV.4.2.3.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure 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 : $\frac{V_s}{V_d} > 0{,}8$

Si $V_t < 0{,}80.V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,….) dans le rapport $0{,}8V/V_t$.

- **Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art.4.2.3] :**

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

✓ Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

$$D=\begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\,(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3\,s \\ 2{,}5\eta\,(\frac{T_2}{3})^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \ge 3\,s \end{cases}$$

Catégorie du site : site d'usage (S2) donc : T1= 0,15s

T2= 0,4s

On prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

$$T_1 = 0{,}09h_N/\sqrt{D} \quad , \quad T_2 = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

$$\min \begin{cases} T_X = 0{,}266 \\ T_X = 0{,}402 \end{cases} = 0{,}266 \text{ s}$$

$$\min \begin{cases} T_Y = 0{,}34 \\ T_Y = 0{,}402 \end{cases} = 0{,}34 \text{ s}$$

Alors : $0 \le T \le 50$s donc : $D_X = D_Y = 2{,}5\eta$

$$\begin{cases} D_X = 2{,}205 \\ D_Y = 2{,}205 \end{cases}$$

✓ W: poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$\beta = 0{,}20$ (RPA 99 version 2003 Tab : 4.5)

W= 21551,158 KN (Résultat SAP2000)

✓ Vérification du choix du coefficient de comportement :

Les valeurs du coefficient de comportement « R » sont données par la réglementation en fonction du type de la structure, des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments.

Il faut, par ailleurs déterminer le pourcentage des sollicitations verticales et horizontales reprisent par les portiques et les voiles individuellement pour pouvoir définir le système de contreventement adopté et choisir le coefficient de comportement « R », suivant l'article [3.4.a et tableau 4.3 du RPA99 version 2003].

Alors on doit vérifier que Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

On a :

Les sollicitations verticales totales de la structure : 17521,499KN

Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 3079,122KN

Donc : $\frac{3079,122}{17521,499}$ =17,23 < 20%.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Suivant X :

L'effort tranchant total a la base : 2509,55 KN

L'effort tranchant à la base repris par les portiques : 716,47KN

Donc : $\frac{716,47\text{KN}}{2509,55}$ = 28,54 > 25% vérifiée

Les conditions de l'interaction portiques voiles vérifiées,

Donc on choisi le **SYSTEME MIXTES PORTIQUE/VOILES AVEC INTERACTION**

Donc d'après [tableau 4.3 du RPA99 version 2003], **R= 5**

Tab.4.8.Calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑ Wi(kN)	Vx(kN)	Vy(kN)
0,2	2,205	2,205	5	1,2	1,2	21551,16	2280.97	2280.97

Tab.4.9. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V(kN)	Vt(kN)	0,8V	Vt > 0,8V
x	2280.97	2554,623	1824.77	C.V
y	2280.97	2585,855	1824.77	C.V

IV.4.2.4.Vérification de la stabilité au renversement:

[RPA99version 2003 **Art 4.4.1**]

Le moment de renversement est égal a :

$M_{ox}=\sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix}$, $M_{oy}=\sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$

Avec :

- ✓ F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y.
- ✓ h_i : la hauteur de l'étage par rapport a la base 0.

Le moment de stabilité qui est égal a :

$M_{tx}=X_G .W_i$, $M_{ty}=Y_G .W_i$

- ✓ XG, YG : les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- ✓ Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

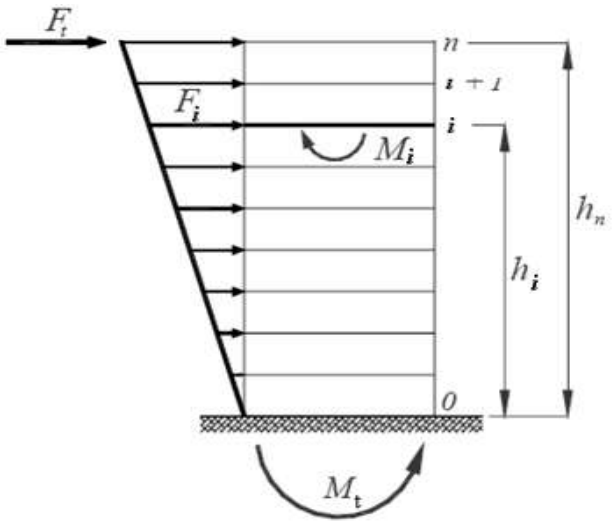


Fig.4.6.Les forces agissent sur la stabilité au renversement

❖ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

[RPA99version 2003 **Art 4.2.5**]

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

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \leq 0{,}25V & si \;\; T \geq 0{,}7s \\ 0 & si \;\; T < 0{,}7s \end{cases}$$

On a :

- ✓ =0,266s $\rightarrow F_t = 0$
- ✓ T_y=0,402s$\rightarrow F_t = 0$

Donc:

$$F_{ix} = \left(\frac{W_i.h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j.h_j}\right).V_X = \alpha_x \,.\, V_X$$

$$F_{iy} = \left(\frac{W_i.h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j.h_j}\right).V_y - F_t = \alpha_y \,..V_y$$

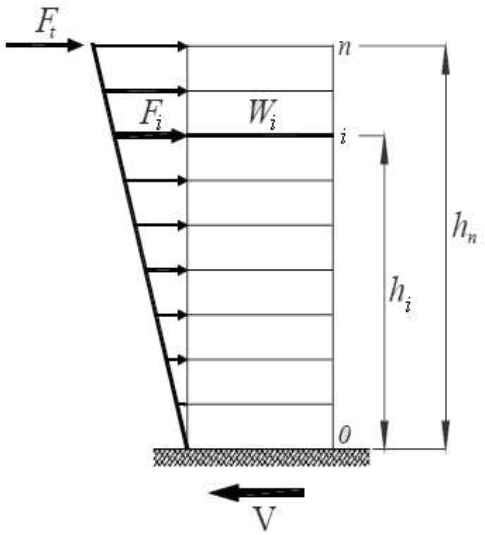


Fig.4.7.Distribution des forces sismiques

❖ **Moment de renversement**

Tab.4.10.Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant x :

Hi(m)	wi(kN)	wi hi(kN)	αx	Fix(kN)	MRx(kN)
16.15	3298.18	53265.607	0.2896679	739.99238	11950.877
12.92	3968.06	51267.335	0.278801	712.23139	9202.0295
9.69	4039.62	39143.918	0.2128717	543.80683	5269.4882
6.46	4100.13	26486.84	0.1440402	367.96839	2377.0758
3.23	4248.1	13721.363	0.0746192	190.62402	615.71558
somme		**183885.1**	**1**	**2554.623**	**29415.19**

Vx=2554.623KN

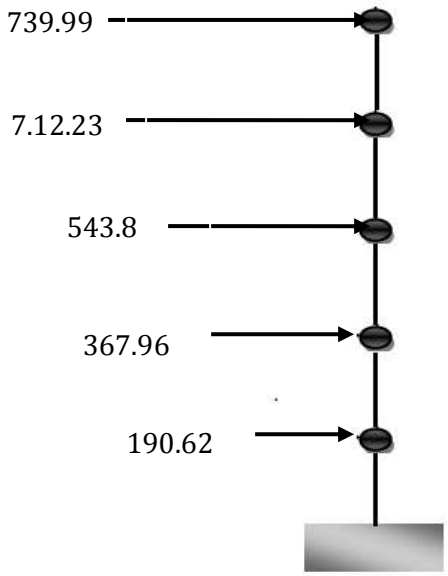


Fig.4.8.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Tab.4.11.Calcul des forces sismiques et des moments de renversement suivant Y :

Hi(m)	wi(kN)	wi hi(kN)	αy	Fiy(kN)	Mry(kN)
16.15	3298.18	53265.607	0.2896679	749.03929	12096.984
12.92	3968.06	51267.335	0.278801	720.9389	9314.5306
9.69	4039.62	39143.918	0.2128717	550.45524	5333.9112
6.46	4100.13	26486.84	0.1440402	372.46705	2406.1372
3.23	4248.1	13721.363	0.0746192	192.95453	623.24312
somme		**183885.1**	**1**	**2585.855**	**29774.81**

Vy=2554.623KN.

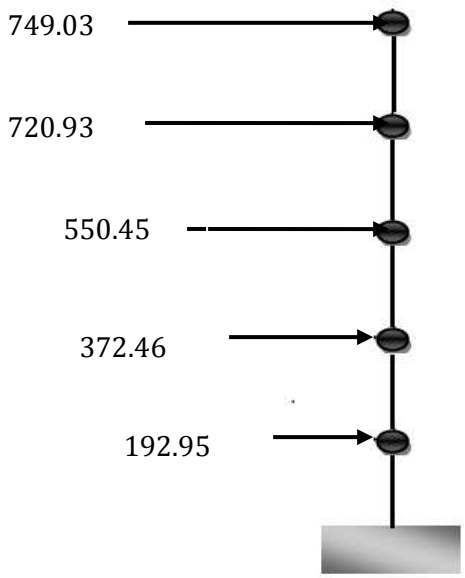


Fig.4.9.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

❖ **Moment de stabilité :**

Tab.4.12. Calcul de moment de stabilité

hi(m)	wi(kN)	XG (m)	YG (m)	Msxi(KN.m)	Msyi(KN.m)
16,15	3298,18	14,49	3,85	47790,628	12697,993
12,92	3968,06	14,3	3,66	56743,258	14523,1
9,69	4039,62	14,32	3,67	57847,358	14825,405
6,46	4100,13	14,32	3,67	58713,862	15047,477
3,23	4248,1	14,4	3,64	61172,64	15463,084
somme de Mt				**282267,7**	**72557,06**

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1,5$

Tab.4.13.Vérification de la stabilité

Msx(KN)	Msy(KN)	MRx(KN)	Mry(KN)	Msx/MRx	Msy/Mry	Mt/MR>1,5
282267.75	72557.059	29415.19	29774.81	9.5959871	2.4368608	CV

La condition est vérifie ce que implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.4.2.5.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit : $\delta_K = R\delta_{eK}$ [RPA99 version 2003 **Art 4.4.3**]

- ✓ δ_{eK} : Déplacement du aux forces séismiques Fi.
- ✓ R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$

Selon **[**RPA99version 2003: Art5.10] : le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

Δ_KLimite =0.01* he

Avec :

- ✓ he : la hauteur de l'étage k.

Tab.4.14.Vérification des déplacements inter-étage sens X-X :

Niveaux (m)	U1 (cm)	U1*R (cm)	Δkx (cm)	0,01*He (cm)	Δk < 0,01*He
0	0.000	0.000	0.000	0	**OUI**
3.23	0.047	0.236	0.236	3.23	**OUI**
6.46	0.126	0.629	0.393	3.23	**OUI**
9.69	0.218	1.090	0.461	3.23	**OUI**
12.92	0.312	1.562	0.472	3.23	**OUI**
16.15	0.402	2.008	0.446	3.23	**OUI**

Tab.4.15. Vérification des déplacements inter-étage sens Y-Y :

Niveaux (m)	U2	U2*R (cm)	Δky (cm)	0,01*He (cm)	Δk < 0,01*He
0	0.000	0.000	0.000	0	**OUI**
3.23	0.033	0.163	0.163	3.23	**OUI**
6.46	0.086	0.431	0.268	3.23	**OUI**
9.69	0.151	0.757	0.326	3.23	**OUI**
12.92	0.221	1.105	0.348	3.23	**OUI**
16.15	0.289	1.443	0.338	3.23	**OUI**

IV.4.2.6.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Selon **[**RPA99version 2003 **Art 5.9**] : Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\Theta = P_K * \Delta_K / V_K * h_K \leq 0.10$

- ✓ P_K: poids total de la structure et des charges d'exploitation associees au dessus du niveau « k ».
- ✓ Δ_K : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- ✓ h_K : hauteur de l'étage ≪ k ».

Si $0.10<\Theta\leq0.20$, 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 du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\Theta_K)}$

Si Θ >0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tab.4.16.Vérification de l'effet P-Δ sens X-X :

H_k (m)	Pk(KN)	Fix(KN)	Δk x (cm)	φx	φ < 0,1
3.23	4248.1	190.62402	0.236	0.016288	**oui**
6.46	4100.13	367.96839	0.393	0.013568	**oui**
9.69	4039.62	543.80683	0.461	0.010597	**oui**
12.92	3968.06	712.23139	0.472	0.008133	**oui**
16.15	3298.18	739.99238	0.446	0.006152	**oui**

Tab.4.17.Vérification de l'effet P-Δ sens Y-Y:

H_k (m)	Pk(KN)	Fiy(KN)	Δk y (cm)	φy	φ < 0,1
3.23	4248.1	192.955	0.163	0.011108	**oui**
6.46	4100.13	372.467	0.268	0.009144	**oui**
9.69	4039.62	550.455	0.326	0.007408	**oui**
12.92	3968.06	720.939	0.348	0.005931	**oui**
16.15	3298.18	749.039	0.338	0.004605	**oui**

On constate d'après les tableaux, que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P-Δ.

Conclusion

Les dimensions finales sont :

- Poteaux RDC, 1er étage : $45 * 45$ cm²
- Poteaux 2eme 3eme étages : $40 * 40$ cm²
- Poteaux 4eme étages : $35 * 35$ cm²

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

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

Les combinaisons données par les règles du **CBA 93** :

- E.L.U :1,35G +1,5Q
- E.L.S : G + Q

Les combinaisons données par les règles **RPA99 version 2003 Art [5.2]**

- G +Q ± E
- 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

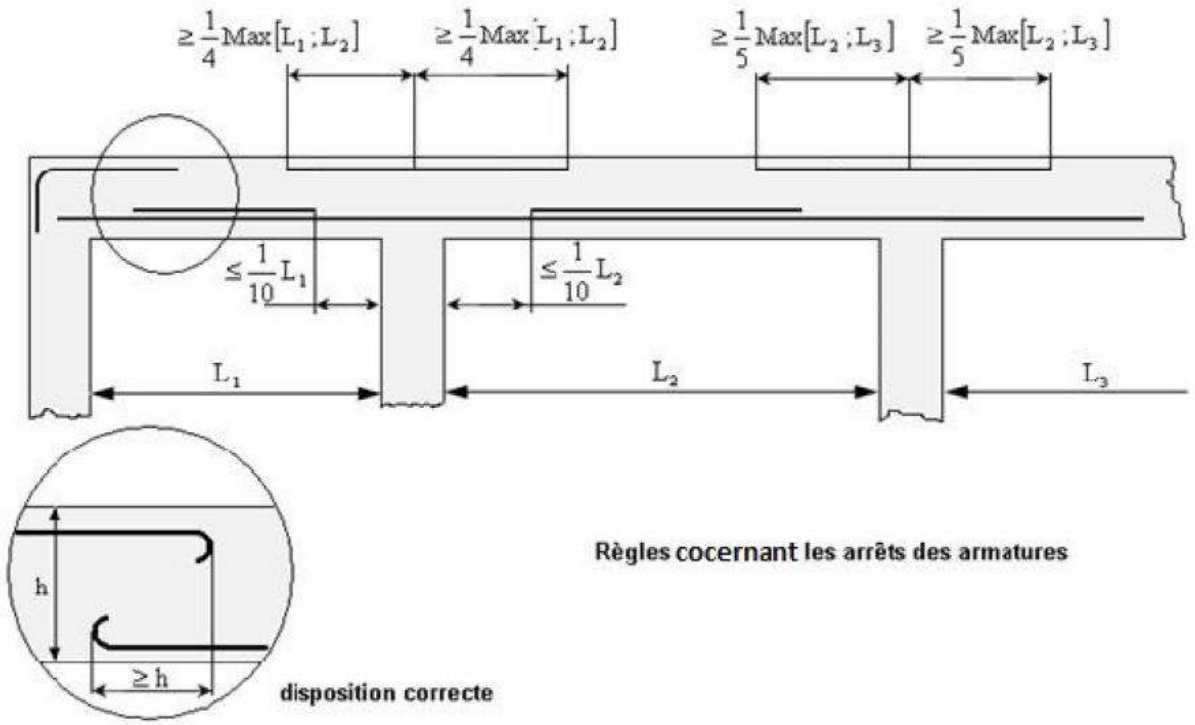


Fig.5.1.Disposition des armatures pour les poutres

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple a 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 :

Tab.5.1.Les données de calcul

situation durable		**situation accidentelle**	
Béton	**acier**	**Béton**	**acier**
γb=1.5	**γs=1.15**	**γb =1.15**	**γs=1**
f c28=25Mpa	**FeE400**	**f c28=25Mpa**	**FeE400**
$\overline{\sigma}$b=14.2Mpa	**σs=348Mpa**	**$\overline{\sigma}$b =18.5Mpa**	**σs =400Mpa**

V.2.2.Recommandation du RPA99 version 2003 :

a. Armatures longitudinales selon RPA Art [7.5.2.1]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - ✓ 4% en Zone courante.
  - ✓ 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50φ en Zone III.
- A Travée et appui ≥ Amin CBA et Amin RPA
- A Travée et appui ≤ Amax RPA

b. Armatures transversales selon RPA Art [7.5.2.2]

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0,003. St .b
  - ✓ b : largeur de la poutre.
  - ✓ St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné :

$$\begin{cases} St \leq \frac{h}{2} \ en\ Zone\ courant \\ St \leq MIN\left(\frac{h}{4}; 12\varphi l\right) en\ Zone\ nodale \end{cases}$$

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumes dans les Tableaux suivants :

Tab.5.2.Ferraillage longitudinal des poutres principales (35*50)

	Niveaux	Position	Mu(KN)	combinaison	A calculée (cm^2)	ACBA (cm^2)	A choisies(cm^2)
rive	Terrasse	Travée	31.0699	1,35G+1,5Q	1.91	1.75	3HA14=4.62
		Appui	-51.1808	1,35G+1,5Q	3.17	1.75	3HA14=4.62
	Etages	Travée	47.1051	1,35G+1,5Q	2.91	1.75	3HA14=4.62
		Appui	-58.87	1,35G+1,5Q	3.66	1.75	3HA14=4.62
inter	Terrasse	Travée	75.5842	1,35G+1,5Q	4.74	1.75	3HA14+1HA12=5.75
		Appui	-78.2911	1,35G+1,5Q	4.92	1.75	3HA14+1HA12=5.75
	Etages	Travée	74.5629	1,35G+1,5Q	4.67	1.75	3HA14+1HA12=5.75
		Appui	-76.6018	1,35G+1,5Q	4.81	1.75	3HA14+1HA12=5.75

Tab.5.3.Ferraillage longitudinal des poutres secondaires (30*35)

	Niveaux	Position	Mu(KN)	combinaison	A calculée (cm^2)	A CBA (cm^2)	A choisies(cm^2)
Rive	terrasse	Appui	-14.97	G+Q+Edx	1.35	1.05	3HA12=3.39
	étage	Appui	-18.56	G+Q+Edx	1.68	1.05	3HA12=3.39
Inter	terrasse	Appui	-20.54	G+Q+Edx	1.86	1.05	3HA12=3.39
	étage	Appui	-24.74	G+Q+Edx	2.25	1.05	3HA12=3.39

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93 :

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

$$\sigma b = Mser * \frac{y1}{I}$$

$$\sigma b = 0.6 fc28 = 15Mpa$$

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma b \leq \overline{\sigma}\, b}$

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

$$\overline{\sigma s} = MIN\left(\frac{2}{3} fe; 110\sqrt{\eta * ft28}\right) = 202MPa$$

$$\sigma s = Mser * 15 * \frac{(d - y1)}{I}$$

Et on doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma s \leq \overline{\sigma}\, s}$

Donc : Pour la fissuration peu nuisible : σb ≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa

Pour la fissuration préjudiciable: σb ≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa & σs ≤ [σs].

- **Condition de non fragilité**

$$Amin = \frac{bh}{1000}$$

On doit vérifier que : $\boldsymbol{As \geq Amin}$

Donc : $\boldsymbol{A \geq Amin}$

Tab.5.4.Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveaux	Position	Mser(KN)	A adopter (cm^2)	σb (Mpa)	σs (Mpa)	$\sigma b \leq \overline{\sigma} b$	$\sigma s \leq \overline{\sigma} s$
Rive	terrasse	Travée	21.797	4.62	2.41	108.36	CV	CV
		Appui	-32.8858	4.62	3.63	163.48	CV	CV
	Etages	Travée	28.1454	4.62	3.11	139.92	CV	CV
		Appui	-46.6318	4.62	5.17	231.82	CV	CNV
inter	terrasse	Travée	39.1788	5.75	3.98	157.89	CV	CV
		Appui	-53.387	5.75	5.42	215.15	CV	CNV
	Etages	Travée	33.6962	5.75	3.42	_	CV	_
		Appui	-53.2411	5.75	5.41	_	CV	_

Alors, on augmente la section d'armatures pour les cas non vérifié.

	Niveaux	position	Mser(KN)	A adopter (cm^2)	σb (Mpa)	σs (Mpa)	$\sigma b \leq \overline{\sigma} b$	$\sigma s \leq \overline{\sigma} s$
Rive	Etages	Appui	46.6318	5.75	4.74	187.92	CV	CV
Inter	Terrasse	Appui	53.387	6.88	5.07	181.23	CV	CV

Tab.5.5.Vérification des contraintes a l'ELS des poutres secondaires

	Niveaux	Position	Mser(KN)	A adopter (cm^2)	σb (Mpa)	σs (Mpa)	$\sigma b \leq \overline{\sigma} b$	$\sigma s \leq \overline{\sigma} s$
rive	terrasse	travée	**7.5319**	3.39	1.62	74.39	CV	CV
		appui	**-5.972**	3.39	1.29	58.99	CV	CV
	Etages	travée	**11.436**	3.39	2.47	112.96	CV	CV
		appui	**-13.59**	3.39	2.93	134.19	CV	CV
inter	terrasse	travée	**6.6536**	3.39	1.26	16.53	CV	CV
		appui	**-18.1**	3.39	3.24	148.39	CV	CV
	Etages	travée	**9.384**	3.39	1.43	_	CV	_
		appui	**-15.02**	3.39	3.9	_	CV	_

V.2.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA2003 version 2003 et CBA93 :

Il faut vérifier que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ A max RPA
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ A max RPA

Tel que : Amin CBA = bh /1000
Amin RPA =0.5 % b.

Tab.5.6.Vérification des poutres principales selon les conditions RPA99

	niveaux	position	A tot (cm^2)	Amin RPA(cm^2)	Amax RPA(cm^2)	Amin RPA<A<Amax RPA
rive	terrasse	travée	9.24	8.75	70	OUI
		appui	9.24		105	OUI
	Etages	travée	9.24	8.75	70	OUI
		appui	10.37		105	OUI
inter	terrasse	travée	10.37	8.75	70	OUI
		appui	11.5		105	OUI
	Etages	travée	10.37	8.75	70	OUI
		appui	1.37		105	OUI

Tab.5.7.Vérification des poutres secondaires selon les conditions RPA99

	niveaux	position	A tot (cm^2)	Amin RPA(cm^2)	Amax RPA(cm^2)	Amin RPA<A<Amax RPA
rive	terrasse	travée	6.78	**5.25**	42	OUI
		appui	6.78		63	OUI
	Etages	travée	6.78	**5.25**	42	OUI
		appui	6.78		63	OUI
inter	terrasse	travée	6.78	**5.25**	42	OUI
		appui	6.78		63	OUI
	étages	travée	6.78	**5.25**	42	OUI
		appui	6.78		63	OUI

V.2.5.Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants :

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

La fissuration est considérée comme préjudiciable

On à donc : $\overline{\tau} = MIN\left(0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPA\right)$ avec : $f_{c28} = 25MPA$

D'où : $\overline{\tau} = 2.5\ MPa\ (situation\ durable)$;

$\overline{\tau} = 3.26\ MPa\ (situation\ accidentelle)$.

Pour les fissurations peu nuisibles pour les poutres intermédiaires, on à

$$\overline{\tau} = MIN\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPA\right)$$

$$\overline{\tau} = 3.3\ MPa\ (situation\ durable)\ ;$$

$$\overline{\tau} = 4.34\ MPa\ (situation\ accidentelle)\ .$$

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\overline{\tau} = \frac{T_u}{b_0 * d} \quad avec:\ T_u : effort\ tranchant$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.5.8.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveaux	Vu (KN)	Combinaison	τ(MPa)	$\overline{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}$
Rive	**terrasse**	67.598	1,35G+1,5Q	0.406	2.50	**OUI**
	étages	82.221	1,35G+1,5Q	0.494	2.50	**OUI**
Inter	**terrasse**	108.429	1,35G+1,5Q	0.652	3.30	**OUI**
	étages	106.483	1,35G+1,5Q	0.640	3.30	**OUI**

Tab.5.9.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	niveaux	Vu (KN)	combinaison	τ (MPa)	$\overline{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \overline{\tau}$
Rive	**terrasse**	19.209	1,35G+1,5Q	0.197	2.50	**OUI**
	étages	30.196	1,35G+1,5Q	0.309	2.50	**OUI**
Inter	**terrasse**	19.601	1,35G+1,5Q	0.201	3.30	**OUI**
	étages	30.134	1,35G+1,5Q	0.309	3.30	**OUI**

V.2.6.Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

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

RPA 99 version 2003 (Art 7.5.2.2) :
$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \leq\ 0.003 * b \\ S \leq MIN\left(\frac{h}{4}\ ; 12\right)\ \ Zone\ nodale \\ S' \leq \frac{h}{2} \quad Zone\ courante \end{cases}$$

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

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

Tab.5.10.Calcul des armatures transversales ainsi que leur espacement

		CBA93		RPA2003			St adopté		
Section	τ**(MPa)**	**St (cm)**	**At.(mm²)**	**S(cm)**	**S'(cm)**	**At.(mm²)**	**S(cm)**	**S'(cm)**	**A choisie**
pp35*50	0.652	40	2.01	12	25	2.625	12	25	4T10
PS 30*35	0.310	29	2.01	8	17.5	1.575	8	17.5	4T8

V.2.7.Vérification de la flèche « CBA : B.6.5.1 »

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$;
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$;
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$.

Avec : Mt = K*M0

K : est un coefficient réducteur (0.75≤ K ≤ 0.85), on prend K = 0.8.

Tab.5.11. Vérification de la flèche des poutres.

	1ier condition			2eme conditions			3eme condition		
	h/l	**1/16**	**vérification**	**h/l**	**Mt/ (10M0)**	**vérification**	**A/ (bd)**	**4.2/fe**	**vérification**
PP	0.091	0.06	CV	0.091	0.08	CV	0.0041	0.0105	CV
PS	0.091	0.06	CV	0.091	0.08	CV	0.0034	0.0105	CV

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Tab.5.12. Ferraillage longitudinal final des poutres principales

	niveaux	**position**	**A FINAL(cm²)**
Rive	**terrasse**	**travée**	3HA14=4.62
		appui	3HA14=4.62
	Etages	**travée**	3HA14=4.62
		appui	3HA14+1HA12=5.75
Inter	**terrasse**	**travée**	3HA14+1HA12=5.75
		appui	3HA14+2HA12=6.88
	Etages	**travée**	3HA14+1HA12=5.75
		appui	3HA14+1HA12=5.75

Tab.5.13. Ferraillage longitudinal final des poutres secondaires

	Niveaux	position	A FINAL(cm^2)
Rive	Terrasse	travée	3HA12=3.39
		appui	3HA12=3.39
	Etages	travée	3HA12=3.39
		appui	3HA12=3.39
Inter	Terrasse	travée	3HA12=3.39
		appui	3HA12=3.39
	Etages	travée	3HA12=3.39
		appui	3HA12=3.39

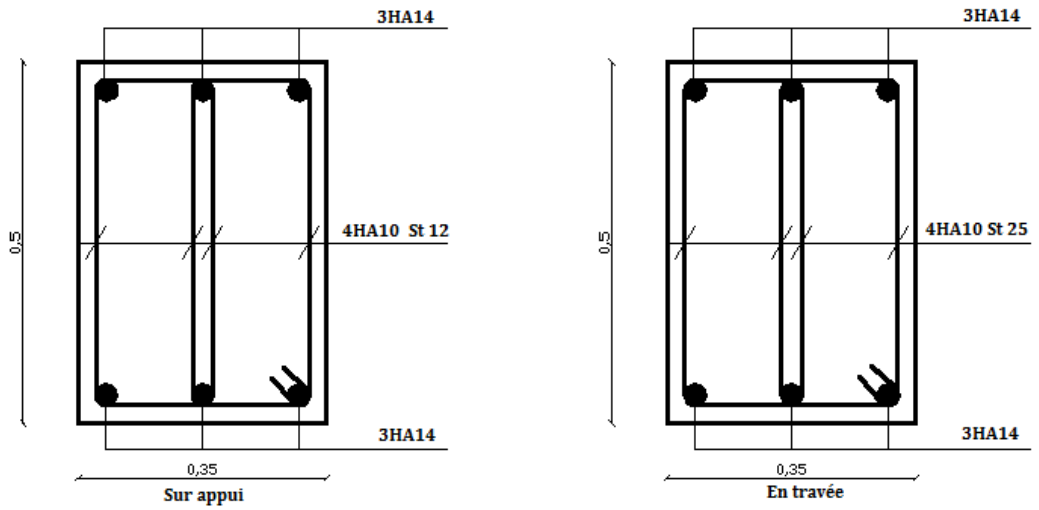


Fig.5.2. Disposition des armatures des poutres principales rives de la Terrasse

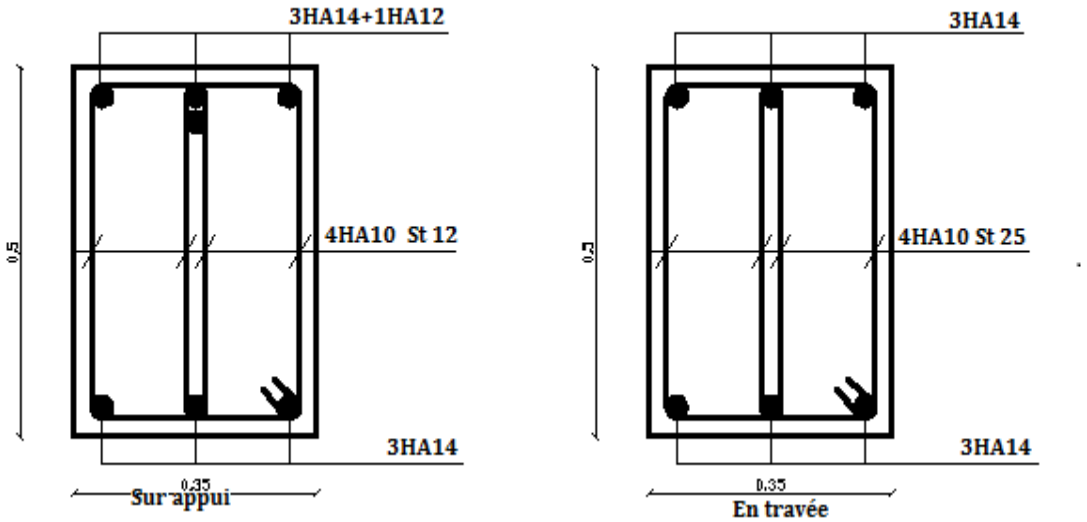


Fig.5.3.Disposition des armatures des poutres principales rives des étages

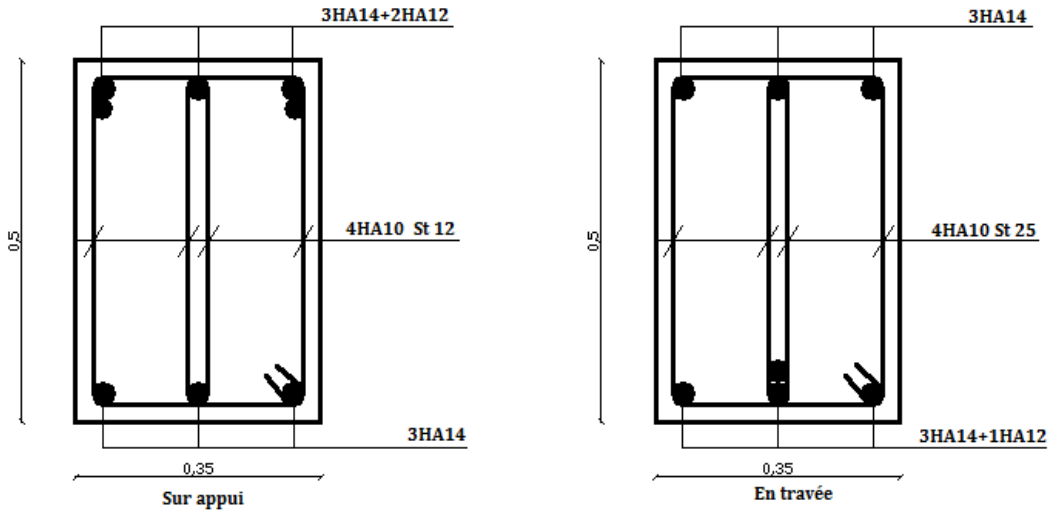


Fig.5.4.Disposition des armatures des poutres principales intermédiaires de la terrasse

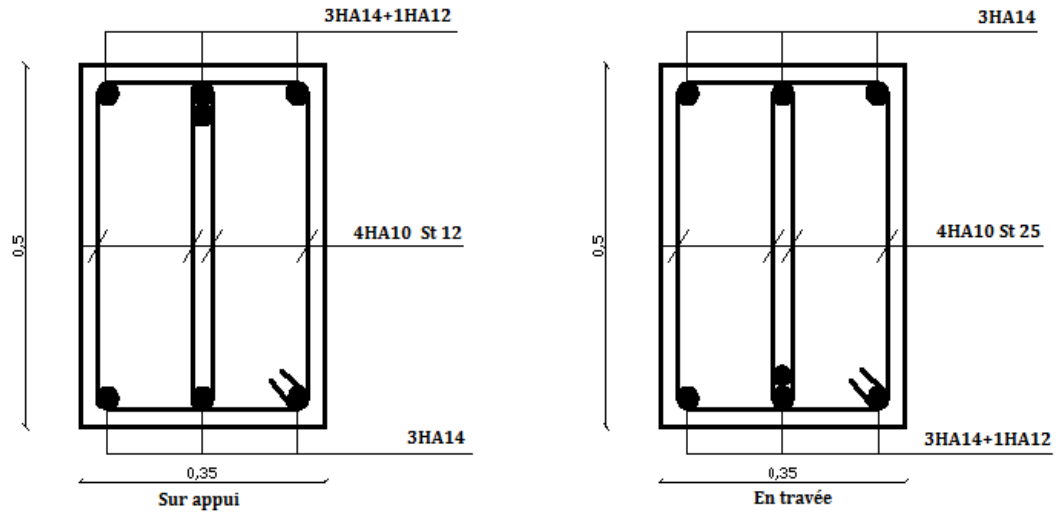


Fig.5.5.Disposition des armatures des poutres principales intermédiaires des étages

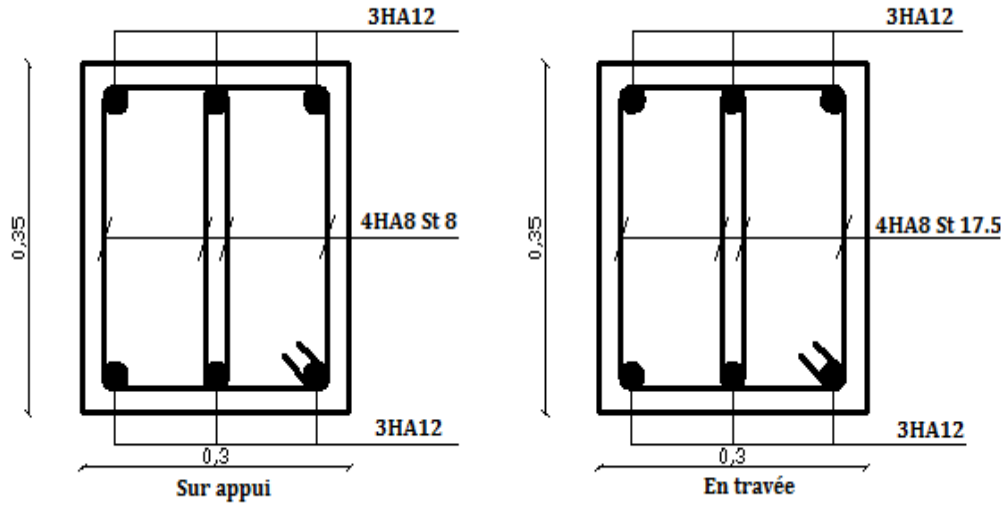


Fig.5.6.Disposition des armatures des poutres secondaires

V.3.Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées.
Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

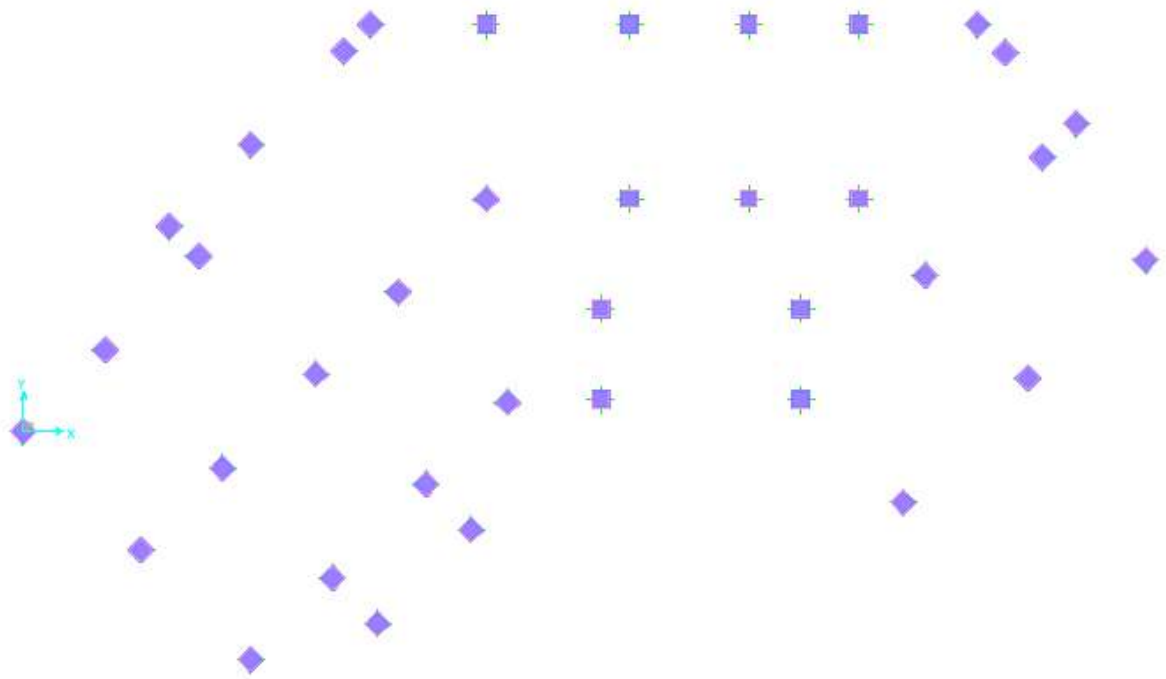


Fig.5.7. Disposition des poteaux

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales

V.3.1.1.Recommandations des règlements

- **Selon le CBA**

$$\boldsymbol{Al = MIN}\begin{cases} 4\ \text{cm}^2 \text{ pour par metre de longeure de parement} \\ 0.1\text{B}\% \leq \text{Al} \leq 0.5\text{B}\% \ \text{ où B: La section de béton comprimée} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$\text{Amin} = \text{B}/1000$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 [Art 7.4.2.1]**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

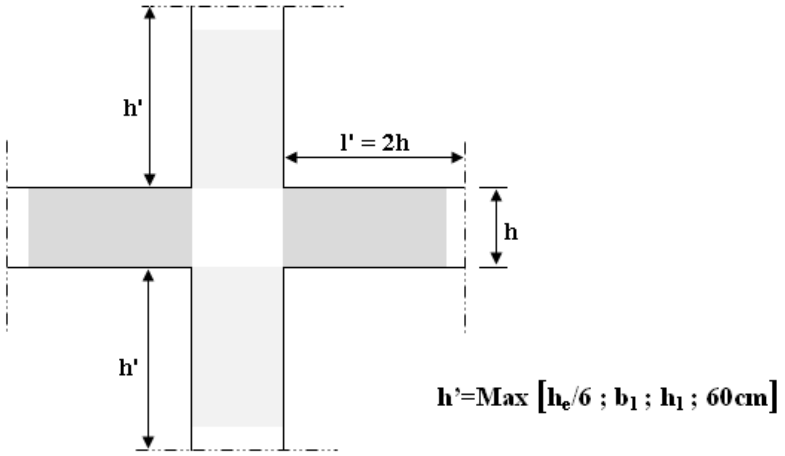


Fig.5.8.Définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$$0.9\%bh \leq Al \leq 3\%bh \ : \ en\ zone\ courant$$

$$0.9\%bh \leq Al \leq 6\%bh \ : en\ zone\ de\ recouvrement$$

- Le diamètre minimum est de **12 mm.**
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm en zone III.
- Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

  he : la hauteur d'étage

V.3.1.2.Sollicitations extrêmes de ferraillage

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- **1er cas : Influence de l'effort normal**

  Le calcul en flexion composé ce fera avec N_{max} et son M_{corres}.

  Dans ce cas le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment.

  L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q.

- **2eme cas : Influence du moment**

  Le calcul en flexion composé ce fera en prenant M_{max} et son N_{corres}.

  Le moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison 0,8G ± E ou G +Q ± E, le poteau est soumis a une grande flexion malgré la présence de l'effort normal.

L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max et avec la même combinaison.

- **3eme cas : Effort normal minimum**

Le calcul en flexion composé ce fera pour Nmin et son Mcorres.

L'effort normal minimum peut être trouve généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0,8G ± E. Le moment correspondant a cet effort n'est pas forcement le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

V.3.1.3.Etat limite de stabilité de forme par CBA93 Art(A.4.3.5)

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_G = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = M/N$$

- e2 : Excentricités du 2 eme ordre dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e2 = \frac{3L^2 f(2+\alpha\emptyset)}{10000h}$$

Avec:

$$\emptyset = \frac{déformation\ finale\ due\ au\ fluage}{déformation\ instantanée\ du\ béton} = 2 \quad généralement\ pour\ le\ béton$$

$$\alpha = \frac{moment\ permanent}{moment\ total} = \frac{M_{uG}}{M_u}$$

- ✓ Mu G : moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement
- ✓ l : longueur de la pièce

- ea : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec $\mathbf{l_0}$sa longueur libre.

$$ea = MAX\ (L_0\ (cm)/250\ ;\ 2\ cm)$$

V.3.1.4.Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

- Situation durable:

Béton : $\gamma b = 1.5$; $fc28 = 25\ MPa$; $\sigma b = 14.2 MPa$

Acier : $\gamma s = 1.15$; $FeE = 400 Mpa$; $\sigma s = 348\ MPa$

- Situation accidentelle:

Béton : $\gamma b = 1.15$; $fc28 = 25\ MPa$; $\sigma b = 18.5 MPa$

Acier : $\gamma s = 1.$; $FeE = 400 Mpa$; $\sigma s = 400\ MPa$

Avec : d ≅ 0.9h et c = c' =h –d

Tab.5.14Calcul des ferraillages des poteaux a l'ELU

Section (cm)	Cas	Comb	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Ax (cm^2)	Ay (cm^2)	Achoisi (cm^2)
pot 35*35	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	2.88	4.07	0.18	0.32	0	3HA12=3.39
pot 35*35	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdX	62.37	9.96	33.17	0	2.14	3HA12=3.39
pot 35*35	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	159.71	-14.99	5.42	0	0	3HA12=3.39
pot40*40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-20.48	12.33	0.26	0.64	0	3HA12=3.39
pot40*40	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdX	134.52	12	52.11	0	2.25	3HA12=3.39
pot40*40	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	325.12	5.85	-8.34	0	0	3HA12=3.39
pot40*40	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	511.79	4.74	-6.32	0	0	3HA12=3.39
pot40*40	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	128.47	44.31	6.91	1.67	0	3HA12=3.39
pot40*40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-92.15	15.73	0.28	0	0	3HA12=3.39
pot 45*45	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-236.2	19.33	0.35	0	0	3HA12=3.39
pot 45*45	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	174.93	54.41	8.82	1.28	0	3HA12=3.39
pot 45*45	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	717.73	5.74	-7.29	0	0	3HA12=3.39
pot 45*45	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-416.2	16.21	2.54	0	0	3HA12=3.39
pot 45*45	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	229.68	29.21	3.99	0	0	3HA12=3.39
pot 45*45	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	939.39	1.79	-2.12	0	0	3HA12=3.39

Tab.5.15. Ferraillages longitudinaux des poteaux

Section	A (cm)²	A tot (cm²)	Amin CBA(cm²)	Amin RPA(cm²)	A final (cm²)
35*35	3HA12=3.39	8HA12=9.05	1.225	11.03	8HA14=12.32
40*40	3HA12=3.39	8HA12=9.05	1.6	14.4	8HA16=16.08
45*45	3HA12=3.39	8HA12=9.05	2.025	18.23	4HA16+4HA20=20.61

V.3.1.5.Vérification des contraintes a l'ELS par CBA93

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.\ v_1}{I'_G}$$

$$\sigma s = 15\left(\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.\ (v_1 - c')}{I'_G}\right)$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma b = K.y1$$

$$\sigma s = 15K(d - y1)$$

Il faut vérifier :

Pour la fissuration peu nuisible : σb ≤ [σb]=0.6.fc28=15MPa

Pour la fissuration préjudiciable: σb ≤ [σb]=0.6.fc28

$$\sigma s \leq [\sigma s] = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta * ftj}\right) = 202$$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tab.5.16.Vérification des armatures à ELS des poteaux

Section	N (kN)	M(kN.m)	бb (MPa)	бs (MPa)	бb <бb adm	бs <бs adm
pot 35*35	117.99	-10.92	2.18	29.87	OUI	OUI
pot40*40	374.23	-4.61	2.58	37.94	OUI	OUI
pot 45*45	686.54	-1.55	3.32	49.64	OUI	OUI

V.3.2.Détermination des armatures transversales

V.3.2.1.Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93.

La contrainte tangentielle τu dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.2.2.Contrainte tangente admissible $\overline{\tau}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA93**

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible:

$$\overline{\tau} = Min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \begin{cases} \overline{\tau} = 3.34MPa \quad situation\ durable \\ \overline{\tau} = 4.34MPa \quad situation\ accidentalle \end{cases}$$

$$\overline{\tau} = Min\left(0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \begin{cases} \overline{\tau} = 2.5MPa \quad situation\ durable \\ \overline{\tau} = 2.26MPa\ situation\ accidentalle \end{cases}$$

- **Selon le RPA99 version 2003 [Art 7.4.3.2]**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d\ f_{c28}$$

$$\rho = \begin{cases} 0.075 \quad si\ \ \lambda \geq 5 \\ 0.04 \quad si \quad \lambda \leq 5 \end{cases}$$

Avec :

λ: c'est l'élancement d'un poteau égale a :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Pour une section carrée de cote ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{l_f}{a}\ \sqrt{12}$$

V.3.2.3.Vérification des contraintes tangentielles

Tab.5.17.Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

section	comb	Vu(KN)	τ	λ	Pd	τ RPA	τ CBA	τ< τ adm
35*35	**G+Q+Edy**	16.61	0.146	22.37	0.075	1.875	3.34	OUI
40*40	**G+Q+Edy**	23.42	0.156	19.58	0.075	1.875	3.34	OUI
45*45	**G+Q+Edy**	25.693	0.134	17.4	0.075	1.875	3.34	OUI

V.3.2.4. Calcul des armatures transversales

- **Selon le CBA93 : [Art A.5.1.2.3]**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leur Øt est donné par la relation : $\emptyset \leq Min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10};\ \emptyset l\right\}$

- ✓ $\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Connaissant ϕ on peut calculer **At=nt.at** : avec nt est le nombre des barres transversales : $at = л\emptyset l^2/4$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$St \geq \frac{0.9 * A_t \frac{f_{tj}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{tj} * k)}$$

Dans le cas de la flexion composée K=1+3*(Nu/(B*f_{c28}))

$$St \leq Min(0.9d; 40cm) \quad et \quad \frac{A_t * f_e}{b * S_t} \geq 0.4MPa$$

- **Selon le RPA99 version 2003 : [Art 7.4.2.2]**

$$St \leq \frac{h * f_e * A_t}{\rho * V_u}$$

Avec:

- ✓ At= nt.at
- ✓ ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λg l'élancement géométrique du poteau
- ✓ λg= ℓf/a

$$\rho = \begin{cases} 2.5 & si \ \lambda \geq 5 \\ 3.75 & si \quad dans \ les \ contraire \end{cases}$$

Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale: St ≤ 10cm en zone III
- ✓ Dans la zone courante: St ≤ Min (b/2, h/2, 10ϕl) en zone III

La quantité d'armatures transversales minimale At/ (St*b) en % est donnée comme suit : 0.3% si λg ≥ 5.

0.8% si λg ≤ 3.

Les cadres et les étriers doivent êtres fermés par des crochets à 135º ayant une longueur droite de 10ϕt minimum

Tab.5.18. Les armatures transversales et leurs espacements

section	Vu(kN)	At (cm^2)	λ	ρ	St cal (cm)	zone	St RPA (cm)	St CBA (cm)	St finale (cm)	A finale
35*35	16.61	2.01	6.46	2.5	36.74	**cour**	14	29.25	10	**4HA8**
					36.74	**nod**	10		5	**4HA8**
40*40	23.42	2.01	5.65	2.5	26.05	**cour**	16	33.75	10	**4HA8**
					26.05	**nod**	10		5	**4HA8**
45*45	25.693	2.01	5.02	2.5	23.75	**cour**	16	38.25	10	**4HA8**
					23.75	**nod**	10		5	**4HA8**

Tab.5.19.Vérification de la quantité d'armatures transversales

SECTION	ZONE	At/(b0*d)%	At/(b0*d)% >0.3 %
35*35	**courant**	0.574	OUI
	nodale	1.14	OUI
40*40	**courant**	0.5	OUI
	nodale	1.005	OUI
45*45	**courant**	0.44	OUI
	nodale	0.893	OUI

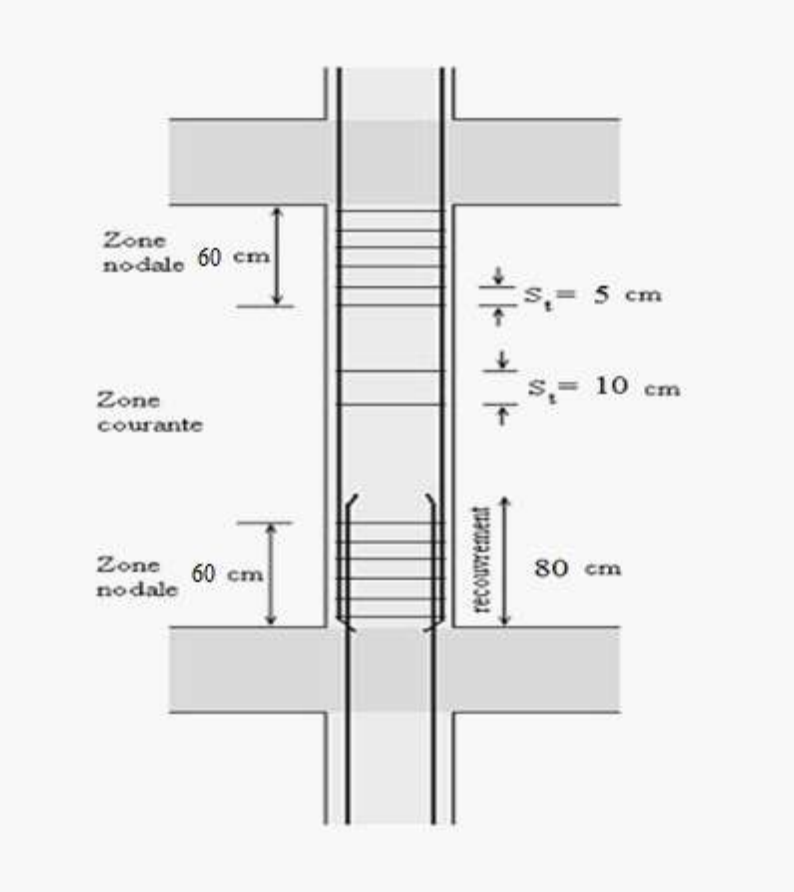


Fig.5.9.Disposition des armatures pour les poteaux

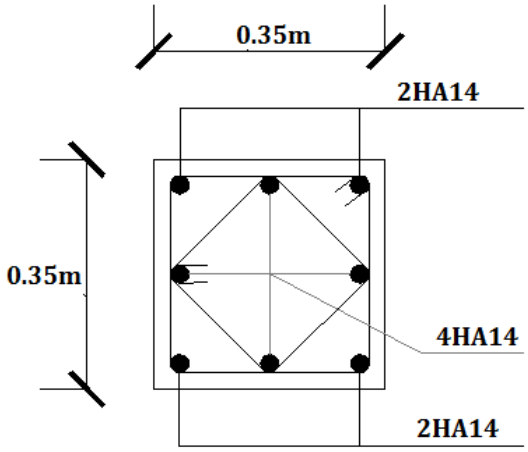


Fig.5.10.Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 4.

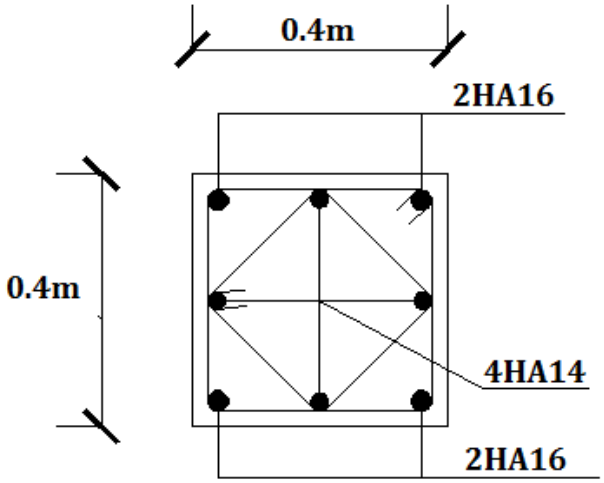


Fig.5.11. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2 ;3

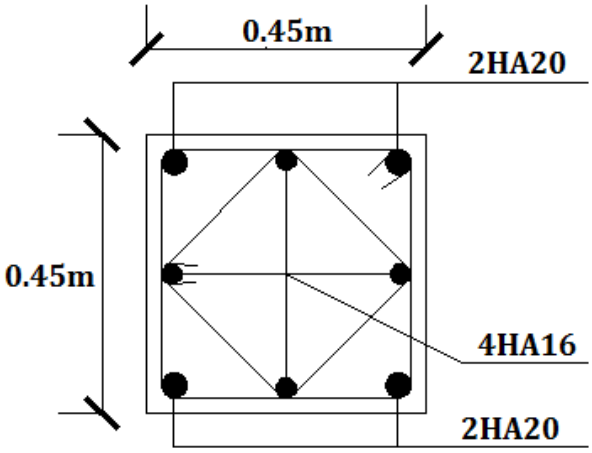


Fig.5.12.Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages RDC ; 1.3

V.4.Ferraillage des voiles

V.4.1.Introduction

On distingue deux types de voiles dans notre structure, des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.
Ces voiles ont pour rôle de reprendre les efforts dus au séisme.
Le ferraillage des voiles est déterminé selon la combinaison des charges la plus défavorable.

V.4.2.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.4.3.Voiles avec files d'ouvertures :

Les voiles avec files d'ouverture sont des voiles ou il y'a présence d'ouvertures (petites ou grandes ouvertures)
Ils sont composés de deux éléments: les linteaux et les trumeaux.

a. Les trumeaux

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.
Afin de reprendre tous les efforts appliques sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures:

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales (épingles).

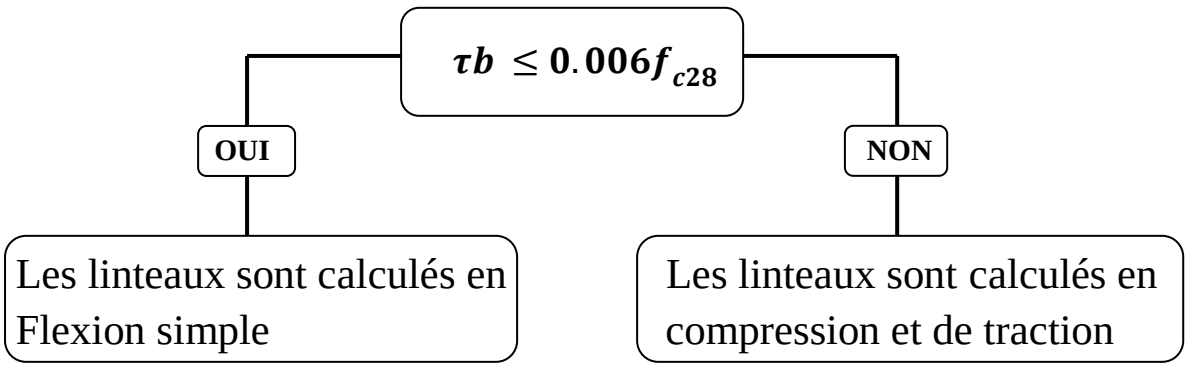
Le calcul sera mené à l'état limite ultime.

b. Les linteaux

C'est la partie au-dessus de l'ouverture, ils sont calcules en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer:

- Des aciers longitudinaux de flexion " Al ".
- Des aciers transversaux " At ".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) " A_c"

b.1.Ferraillage des linteaux: selon RPA99 version 2003 [Art 7.7.3]



b.1.1.Premier cas: $\tau b \leq 0.006 f_{c28}$

- **Aciers longitudinaux**

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$Al = \frac{M}{Z f_e}$$

Avec :

- Z = h-2d' ou h est la hauteur totale du linteau.
- d' : la distance d'enrobage
- M : moment du a l'effort tranchant ($V=1.4V_{u\ calcul}$)

- **Aciers transversaux**

✓ ***Premier sous cas*** **:** linteaux longs $\lambda = \frac{1}{h} \geq 1$

On a : $S \leq \frac{A_t\, f_e\, Z}{V}$

Où:

- S: espacement des cours d'armatures transversales.
- At : section d'un cours d'armatures transversales
- Z = h .2d'
- V: effort tranchant dans la section considérée (V = 1.4 Vu calcul)
- L: portée du linteau

✓ ***Deuxième sous cas*** linteaux courts. ($\lambda \leq 1$)

On doit avoir :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{V + A_t * f_e} \qquad V = \min(V_1; V_2)$$

$$V_2 = 2V_u calcul \ \ et \quad V = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{I_{ij}}$$

Avec: Mci et Mcj moments des sections d'about a gauche et a Droite du linteau de portée lij calculée par :

$$M_c = A_l * f_e * Z$$

Avec : Z = h-2d'

b .1.2.Deuxième cas : $\tau b \geq 0.006 f_{c28}$

Dans ce cas, au lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M et N) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction),

Suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposer obligatoirement, le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

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

Avec : $tg\alpha = \frac{h-2d}{l}$ $V = Vcalcul\ (sens\ majoration)$

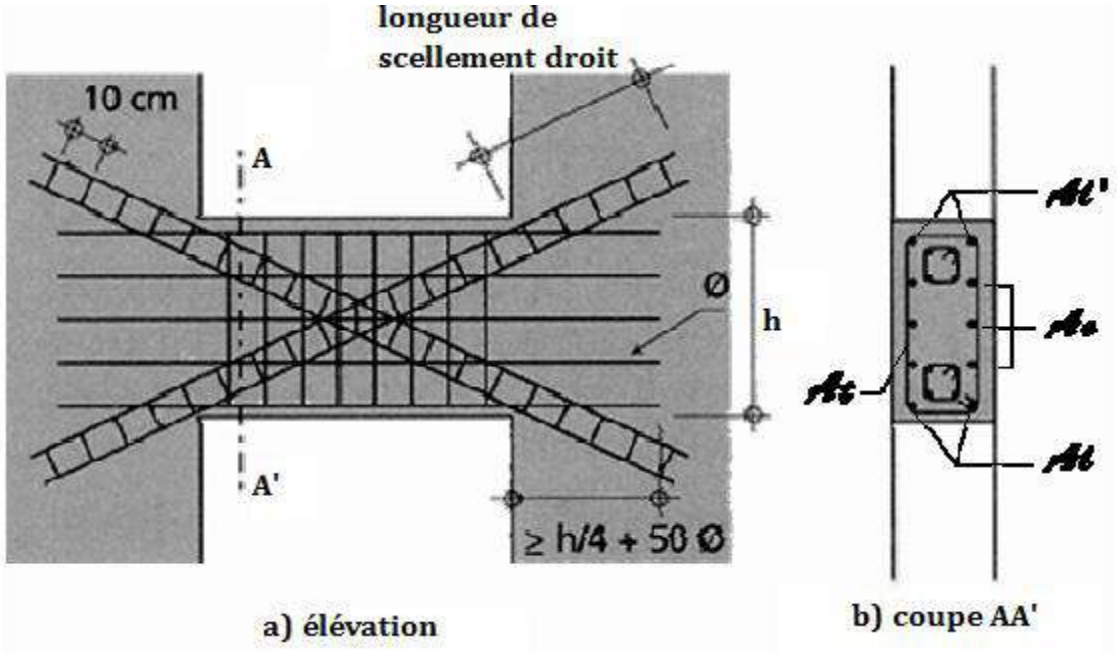


Fig.5.13.Armatures de linteaux

b.1.3.Ferraillage minimal

- **Armatures longitudinales**

  (Al, A'l) ≥ 0.0015.b.h

- **Armatures transversales:**

  Pour $\tau b \leq 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0015bS$ (0.15%)

  Pour $\tau b \geq 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0025bS$ (0.25%)

- **Armatures de peau**

  Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau Ac (deux nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 20%.

  Ac ≥ 0,002.b.h (0,20 %)

V.4.4.Recommandations des règlements

a. Armatures verticales

- **Selon le CBA :**

$$0.1\% \leq \frac{2A_v}{ab} \leq 0.5\%$$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

Condition de non fragilité

- **Selon RPA 99 version 2003: [Art 7.7.4.1]**

A_{ver} = 0.2%Bt dans la section tendue du voile.

A =0.15%B $_{ver}$ dans la section globale du voile.

A =0.1%B $_{ver}$ = dans la section courante.

Avec :

- ✓ B: section du voile.
- ✓ a: épaisseur du voile.
- ✓ φver : diamètre vertical.

b. Armatures horizontales

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux Armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal $\emptyset \leq Min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset l\right\}$

Espacement des armatures horizontales:

$S_h \leq \min\left[0.9d\ ;\ 40cm\right]$

$$St \geq \frac{0.9 * A_t \frac{f_{tj}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{tj} * k)}$$

$$\frac{A_t * f_e}{b * S_t} \geq 0.4MPa$$

$$\overline{\tau} = Min\left(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) \ \ Fissuration\ peu\ nuisible$$

$$\overline{\tau} = Min\left(0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) Fissuration\ préjudiciable$$

- τb : contrainte de cisaillement.
- τb : contrainte de cisaillement admissible.
- Ah: section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h: hauteur utile.

- **Selon le RPA 99 Version2003:**

$$\varphi_h = \frac{a}{10}$$

$$Sh \geq \frac{A.h}{0.003}$$

$$Sh \leq \min(1.5a; 30cm)$$

c. Armatures transversales

Ce sont des armatures ronds lisses de nuance FeE 235, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

d. Recommandations pour les voiles : (RPA 99 version 2003 et CBA 93)

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

$$Sv \leq \min(1.5a; 30cm)$$

$$Sv = \begin{cases} S_v & zone\ courante \\ \dfrac{S_v}{2} & zone\ d'extrémité \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Avec : a : épaisseur du voile

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

  40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

  20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

  Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

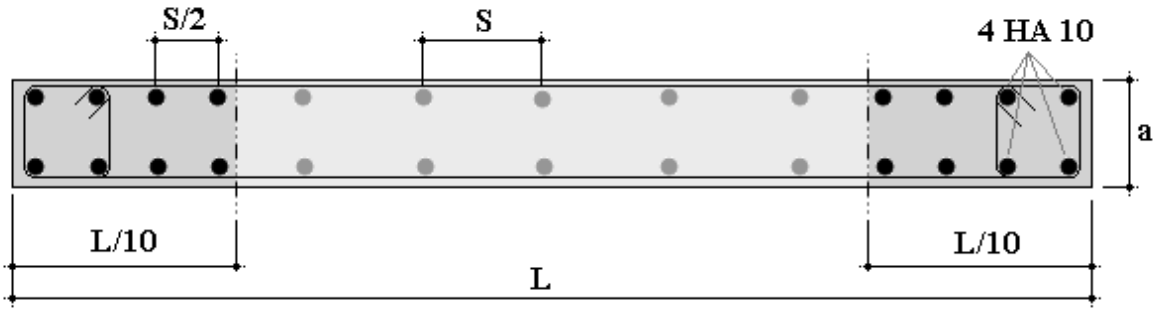


Fig.5.14. Disposition des armatures verticales dans les voiles

e. Les caractéristiques géométriques du voile avec ouverture

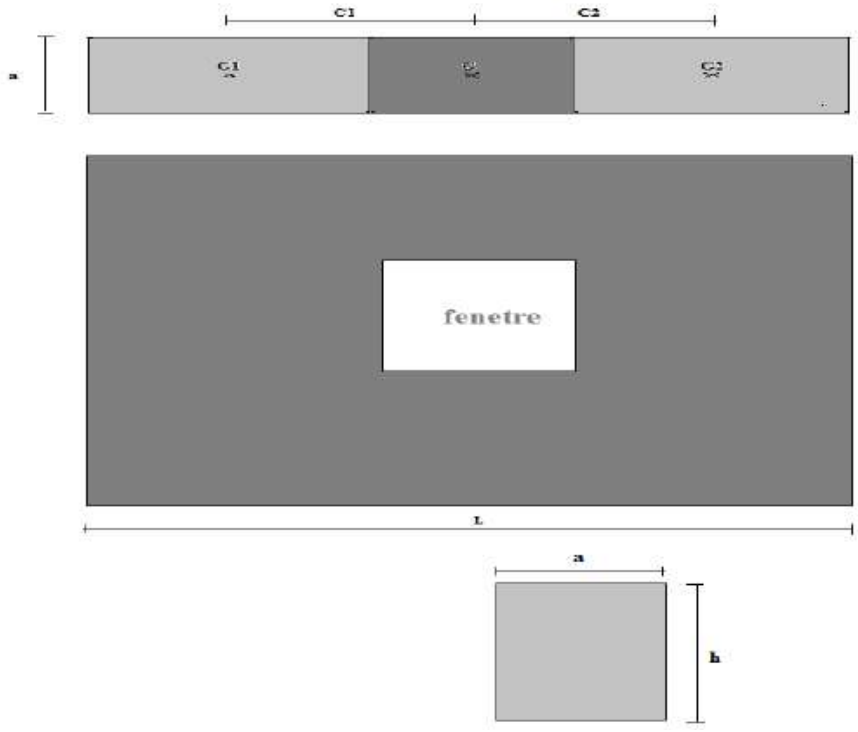


Fig.5.15.Les caractéristiques géométriques du voile avec ouverture

Dans notre bâtiment on a 2 types de voile avec ouverture, on commence par la détermination des caractéristiques géométriques puis on calcul α pour savoir le cas qu'on a :

1er type :

Linteau :

B' = a x h= 0.15*0.93=0.1395m4

$$i = \frac{ah^3}{12} = 0.01m^4$$

Trumeau :

B1 =B2 = a .b1 = 0.15*0.93=0.1395m^2

I0=I1+I2

$$avec \qquad I1 = I2 = \frac{ah^3}{12} = 0.01m^4$$

I0= 0.02

I= I0+B1C1^2+B2C2^2 =0.2+2(0.1395+1.06^2)=0.333m4

Le moment d'inertie de la section composée de B1+B2 par rapport à G)

Etapes de calcul :

On détermine la valeur de α avec H0 la hauteur totale

$$\alpha = w * H_0$$

$$m = \frac{2cB_1B_2}{B_1 + B_2} = 0.1478 \qquad w^2 = \frac{3iIc}{I_0 m\alpha^3 H} = 18.127$$

$$\alpha = 18.127 * 3.23 = 58.55 > 10$$

α = 58.55 > 10

Le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite ce qui implique que le voile est considéré comme étant plein.

2eme type :

On détermine α avec les mêmes étapes de calcul : α = 15.62*3.23= 50.42 > 10

Le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite ce qui implique que le voile est considéré comme étant plein.

V.4.5. Calcul des armatures : (voiles pleins)

a. Calcul du ferraillage vertical

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour l'épaisseur suivante : e=15 cm

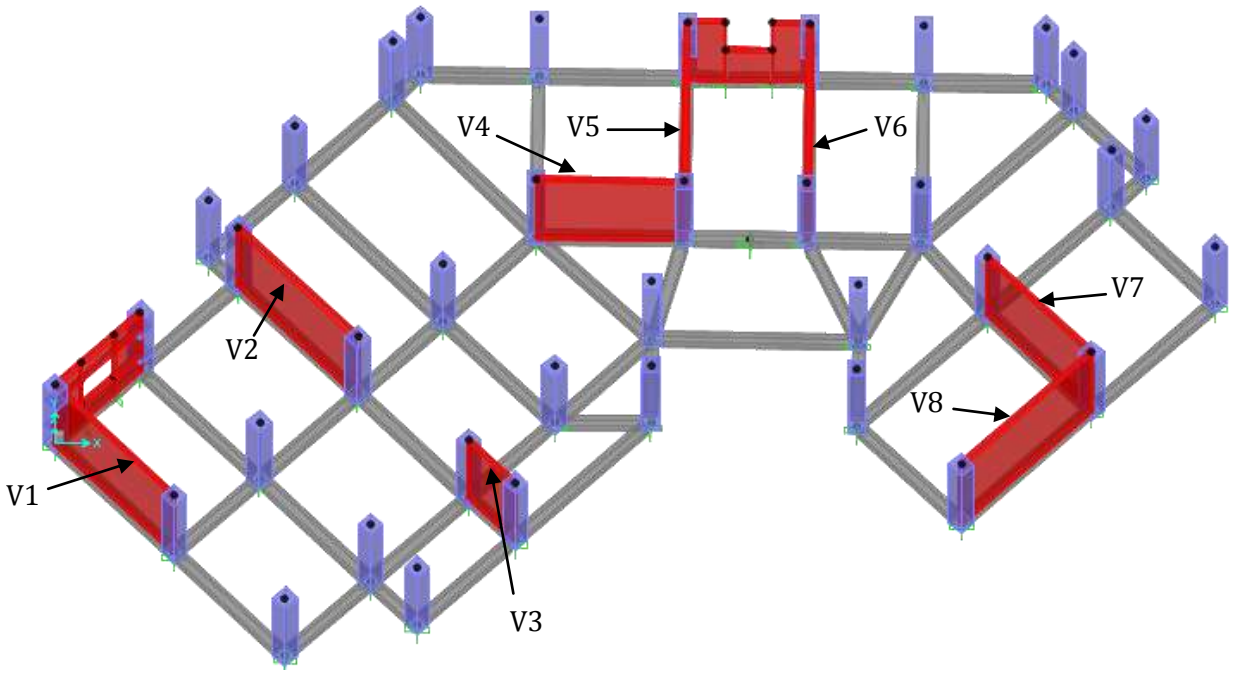


Fig.5.16. Disposition des voiles

Méthode de calcul

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du **NAVIER** : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donnée par :

- ✓ N: l'effort normal.
- ✓ M : moment de flexion.
- ✓ T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

- ✓ Ω : La section horizontale du voile.
- ✓ e : son épaisseur.
- ✓ $\frac{1}{v};\frac{1}{v}$ Les modules de résistance de cette section.

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\sigma = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I}$$

$$\sigma' = \frac{N}{S} - \frac{Mv'}{I}$$

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

- Section entièrement tendue (**SET**): **σ'** et **σ < 0**

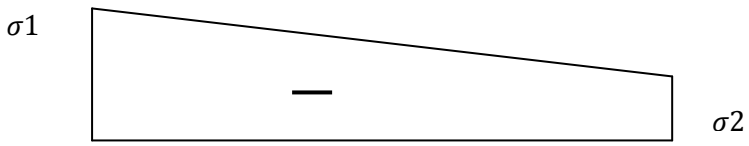


Fig.5.17.Section entièrement tendue

$$As = \frac{F}{\sigma_s}$$

$$F = \frac{(\sigma' + \sigma)}{2} * a * L$$

- Section entièrement comprimée (**SEC**): **σ1** et **σ2 >0**

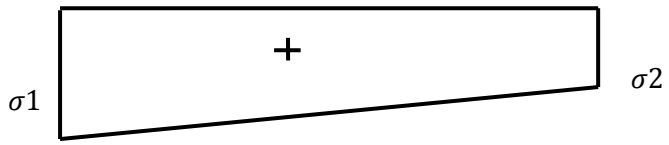


Fig.5.18.Section entièrement comprimée

As min=0.15%*a*L

- Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) : **σ1** et **σ2 de signes opposées.**

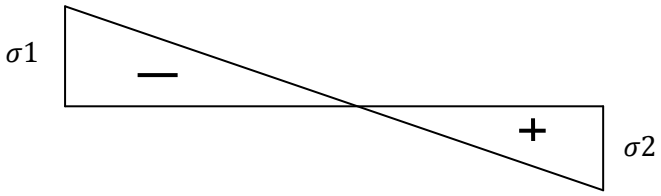


Fig.519. Section partiellement comprimée

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} * L$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 * L_t * a}{2}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s}$$

Tab.5.20.Les armatures verticales des voiles pleins

voile	S (cm^2)	N(KN)	M (KN / m)	site	A cal (cm^2)	A min RPA (cm^2)	A min CBA (cm^2)	Sv cour (cm)	Sv nodal (cm)	choix
V1	15*440	1470.42	753.21	ACC	18.2	13.2	3.3	20	10	2*(18HA12)= 2*20.36
V2	15*440	1432.79	107.13	ACC	18.2	13.2	3.3	20	10	2*(18HA12)= 2*20.36
V3	15*170	735.68	9.98	ACC	7.4	5.1	1.27	20	10	2*(10HA12)= 2*11.31
V4	15*380	1875.45	1672.18	ACC	15.8	11.4	2.85	20	10	2*(16HA12)= 2*18.10
V5	15*460	1417.98	42.89	ACC	19	13.8	3.45	20	10	2*(18HA12)= 2*20.36
V6	15*460	2084.32	46.94	ACC	19	13.8	3.45	20	10	2*(18HA12)= 2*20.36
V7	15*385	1405.92	638.21	ACC	16	11.85	2.88	20	10	2*(16HA12)= 2*18.10
V8	15*465	1558.43	1013.35	ACC	19.2	13.95	3.48	20	10	2*(18HA12)= 2*20.36

Tab.5.21. Vérification selon les règlements

Voile	A chosée (cm^2)	A min RPA (cm^2)	A min CBA (cm^2)	vérification
V1	20.36	13.2	3.30	OUI
V2	20.36	13.2	3.30	OUI
V3	11.31	5.1	1.27	OUI
V4	18.1	11.4	2.85	OUI
V5	20.36	13.8	3.45	OUI
V6	20.36	13.8	3.45	OUI
V7	18.1	11.85	2.88	OUI
V8	20.36	13.95	3.48	OUI

Vérification à E.L.S :

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma b < [\sigma b]=0.6.fc28=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma b < [\sigma b]=0.6.fc28=15MPa$

  et $\sigma s < [\sigma s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tab.5.22.Vérification des armatures a ELS des voiles

voile	S(cm^2)	N(KN)	M(KN)	site	A adopt (cm^2)	σb(Mpa)	σs(Mpa)	vérification
V1	15*440	820.94	67.5	ELS	20.36	1.25	18.7	OUI
V2	15*440	1049.92	78.34	ELS	20.36	1.58	23.73	OUI
V3	15*170	537.87	7.26	ELS	11.31	1.93	28.99	OUI
V4	15*380	1016.11	5.78	ELS	18.1	1.64	24.6	OUI
V5	15*460	1038.43	31.9	ELS	20.36	1.43	21.45	OUI
V6	15*460	993.93	16.41	ELS	20.36	1.35	20.22	OUI
V7	15*385	837.19	18.17	ELS	18.1	1.36	20.45	OUI
V8	15*465	799.24	70.81	ELS	20.36	1.16	17.35	OUI

b. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Øt est tel que Øt ≤ Øv , Øv étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles :

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

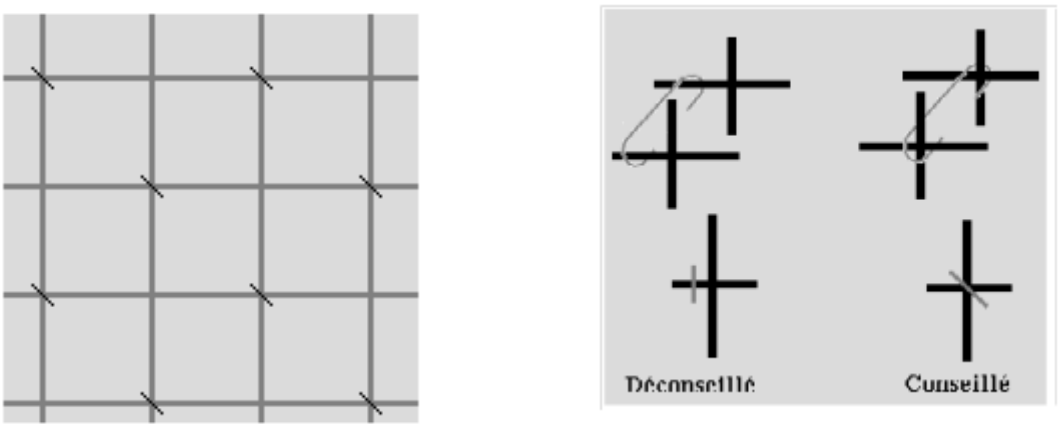


Fig.5.20.Les armatures transversales et les épingles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=48 cm

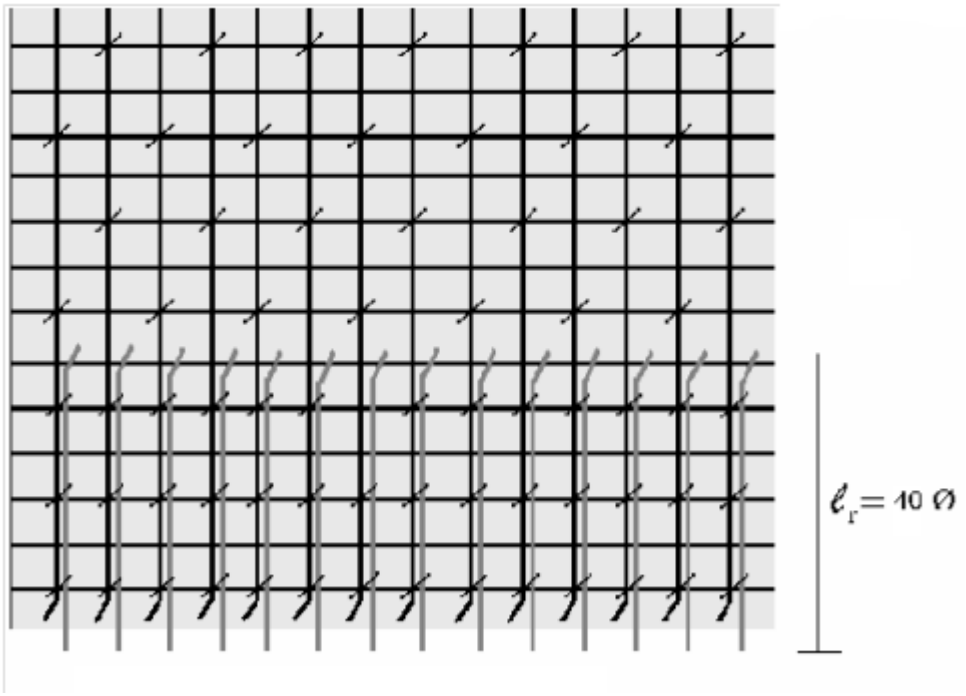


Fig.5.21.La zone de recouvrement des voiles

- **Vérification des voiles a l'effort tranchant : RPA99 v 2003 [Art 7.7.4.3]**

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%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{1.4T}{b_0 d}$

Avec :

- ✓ T : l'effort tranchant a la base du voile.
- ✓ b0 : épaisseur de voile.
- ✓ d : hauteur utile d=0.9h
- ✓ h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est $\overline{\tau} = 0.2 * f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \overline{\tau}$

Tab.5.23.Vérification a l'effort tranchant des voiles pleins

voile	Epaisseur(cm)	T(KN)	τ_b	$\overline{\tau}$	$\tau_b \leq \overline{\tau}$
V1	15	305.33	0.980	5	OUI
V2	15	17.5	0.056	5	OUI
V3	15	11.49	0.037	5	OUI
V4	15	578.79	1.858	5	OUI
V5	15	30.12	0.097	5	OUI
V6	15	58.67	0.188	5	OUI
V7	15	240.1	0.771	5	OUI
V8	15	321.92	1.034	5	OUI

c. Ferraillage horizontal

- **Calcul des armatures horizontales**

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

Comme At est connue, alors : $At=2.at=2.\pi\phi t^2/4 = 1.57cm2$, $\phi t = 10$ mm.

L'espacement St des aciers horizontaux

$$St \geq \frac{0.9 * A_t \frac{f_{tj}}{\gamma_s}}{a(\tau_u - 0.3 * f_{tj} * k)}$$

K=1+3(σcm/ fcj) en flexion composée avec compression

K=1-10(σtm/ fcj) en flexion composée avec traction.

σcm= Nc/B, Nc: effort normal de compression

σtm= Nt/B Nt: effort normal de traction

B=L*a : section totale du béton et Fcj : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que :

St ≤ Min [0.9d, 40cm]

St ≤ min (1,5a, 30cm) RPA 99version 2003 **[Art 7.7.4.3]**

Tab.5.24.Détermination des armatures horizontales

voile	e (cm)	T(KN)	St CBA (cm)	St RPA (cm)	ST choisis (cm)	A min (cm^2)	Ah choisis (cm^2)	vérification
V1	15	305.33	40	22.5	20	8.64	2*12HA10=2*9.42	OUI
V2	15	17.5	40	22.5	20	8.64	2*12HA10=2*9.42	OUI
V3	15	11.49	40	22.5	20	8.64	2*12HA10=2*9.42	OUI
V4	15	578.79	40	22.5	20	8.64	2*12HA10=2*9.42	OUI
V5	15	30.12	40	22.5	20	8.64	2*12HA10=2*9.42	OUI
V6	15	58.67	40	22.5	20	8.64	2*12HA10=2*9.42	OUI
V7	15	240.1	40	22.5	20	8.64	2*12HA10=2*9.42	OUI
V8	15	321.92	40	22.5	20	8.64	2*12HA10=2*9.42	OUI

V.4.6. Calcul des armatures : (voiles avec ouverture) :

a. Trumeaux :

- **Calcul du ferraillage vertical :**

.

Tab.5.25.Les armatures verticales des trumeaux d'épaisseur 15 cm

L(m)	N(KN)	M(KN)	A cal (cm^2)	A min RPA(cm^2)	A min CBA(cm^2)	Ah choisis (cm^2)	ST choisis (cm)
0.92	814	281.58	4.28	2.76	0.69	2*(7HA10)=5.50	20
0.98	1177.26	486.39	7.79	2.94	0.735	2*(10HA10)=7.85	20

Tab.5.26.Vérification des armatures a ELS des voiles

L(m)	N ser(KN)	M ser(KN)	A adop (cm^2)	σb(Mpa)	σs(Mpa)	vérification
0.92	317.51	13.5	5.5	2.54	37.68	OUI
0.98	450.24	25.27	7.85	3.56	52.8	OUI

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement des trumeaux :**

RPA99 v 2003 [Art 7.7.4.3]

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%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{1.4T}{b_0 d}$

La contrainte limite est : $\overline{\tau} = 0.2 * f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \overline{\tau}$

Tab.5.27.Vérification de la contrainte de cisaillement des trumeaux

trumeau	e(cm)	T(KN)	τ_b	$\overline{\tau}$	$\tau_b \leq \overline{\tau}$
1	15	173.65	1.76	5	OUI
2	15	79.37	0.755	5	OUI

- **Calcul des armatures horizontales**

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

Comme At est connue, alors : At=2.at=2.πϕt2/4=1.00cm2, ϕt =8 mm.

L'espacement St des aciers horizontaux

Et on doit vérifier que :

St ≤ Min [0.9d, 40cm] CBA 93

St ≤ min (1,5a, 30cm) RPA 99version 2003 **[Art 7.7.4.3]**

Tab.5.28.Détermination des armatures horizontales des trumeaux

L(m)	e(cm)	V (KN)	St RPA (cm)	St CBA (cm)	ST final (cm)	A min RPA(cm^2)	Ah choisis (cm^2)
0.92	15	173.65	22.5	256.95	20	2.76	2*10HA10=2*7.85
0.98	15	79.37	22.5	256.95	20	2.94	2*10HA10=2*7.85

b. les linteaux

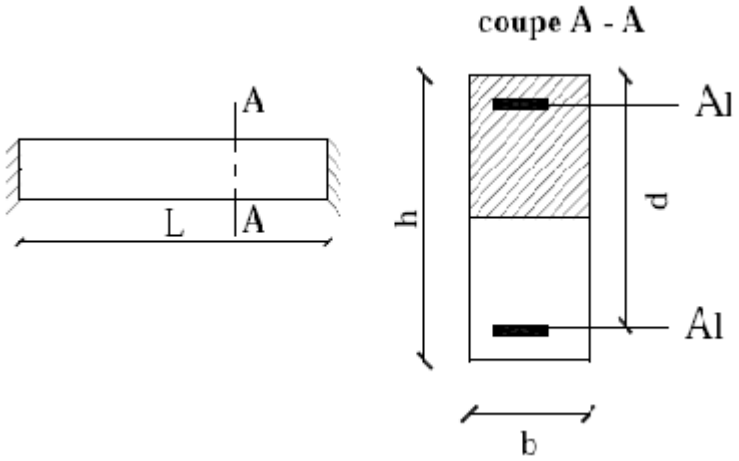


Fig.5.22.Section du linteau

- **Armatures longitudinales**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

L= 120cm h=170cm e=15cm

On a : $0.06\, f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5MPa$

$0.025\, f_{c28} = 0.025 \times 25 = 0.625MPa$

Tab.5.29.Calcul des contraintes de cisaillement dans les linteaux

T(KN)	τb	τb< 0.06fc28	τb< 0.025fc28
508.98	3.1	NON (TRA/ COMP)	NON
303.91	1.72	NON (TRA/ COMP)	NON

Tab.5.30.Calcul des armatures longitudinales et armatures diagonales

T(KN)	A cal (cm^2)	A choisie (cm^2)	Amin (cm^2)	Al choisie (cm^2)
508.98	7.79	10HA10=7.85	3.83	4HA12=4.52
303.91	4.54	6 HA 10=4.71	4.12	4HA12=4.52

- **Armatures transversales**

On a $\tau_b > 0.025\, _{c28}$

Donc $A_t > 0.0025.b.S$

Tab.5.31. Calcul des armatures transversales et armatures de peau

At(cm^2)	At choisie (cm^2)	St(cm)	Ac(cm^2)	Ac choisie (cm^2)
0.56	2HA8=1.01	10	5.1	11 HA 8=5.53
0.56	2HA8=1.01	10	5.49	11 HA 8=5.53

Chapitre VI : Etude de l’infrastructure

VI. Etude de l'infrastructure :

VI.1Etude du sol :

VI.1.1.Introduction :

Le sol constitue un support indispensable à l'implantation d'un ouvrage.

Il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale a l'étude du sol pour connaitre l'état des lieux aux voisinages de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

VI.2. Situation du projet :

- ✓ Le projet est situé dans la wilaya d'Alger (zone III).
- ✓ Le projet est un bâtiment en (R+4).

VI.2.1.Compagne d'investigation :

Pour l'étude du sol plusieurs travaux ont été effectues :

- Réalisation des essais in situ :
  - ✓ Réalisation de 03 essais de pénétration dynamique ;
  - ✓ Réalisation d'un sondage carotte pousse jusqu'a une profondeur de 6 mètres ;
- Une campagne d'essais d'analyse au laboratoire sur la base des échantillons récupérés des sondages carottés pour déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol.

VI.2.2.Nature du sol :

Le site prospecté est constitué essentiellement de :

- o Une couche de fondation de nature rocheuse friable à sablo limoneuse rougeâtre renfermant des blocs de roche isolée.
- o Le sol est de faible humidité, de moyenne compacité, de moyenne cohésion moyennement compressible et peu gonflant.

VI.2.3.Travaux de laboratoire :

Nous avons toutefois réalisé quelque essai physico-mécanique dans la tranche de Profondeur : 4,5m.

Les paramètres physiques varient comme suit :

Densité humide γh (g/cm3) : $1,74 \leq \gamma h \leq 1,79$

Densité sèche γd (g/m3) : $1,54 \leq \gamma d \leq 1,59$

Teneur en eau W (%) : $12,33 \leq W \leq 12,54$

Pression de consolidation :Pc =0,649 bars

Coefficient de compressibilité :Cc = 0,127

Coefficient de gonflement :cg = 0,019

Cohésion :c = 0,50 bars

VI.2.4.Conclusion :

La synthèse des données obtenues lors des différentes phases de la présente étude permet d'énoncer les conclusions suivantes :

- o Les résultats obtenus montrent que l'agressivité du sol est nulle par rapport au béton.

- Il s'agit d'un sol moyennement compressible et peu gonflant.
- Il s'agit d'un sol de moyenne cohésion.
- La profondeur d'ancrage est de 1,50 m par rapport au terrain naturel ;
- La contrainte admissible est prise égale à : $\overline{\sigma_{sol}}$= 1,5 bar.

VI.3.Etude des fondations :

VI.3.1.Introduction :

L'infrastructure doit constituer d'un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes:

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain ;
- Transmettre au sol des fondations les efforts apportés par la superstructure ;
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.3.2.Fonctions assurées par les fondations :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas du séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connait :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage a construire.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.3.3.Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

a) Fondations superficielles :
   - ✓ Semelles isolées.
   - ✓ Semelles filantes.
   - ✓ Radier général.

b) Fondations profondes :
   - ✓ Fondations sur puits (semi profondes).
   - ✓ Fondations sur pieux (profondes).

c) Fondations spéciales :
   - ✓ Fondation avec sous pression d'eau.

- ✓ Fondation en terrain instable.

En sais qui concerne notre structure, nous avons opté pour une fondation superficielle.

VI.3.4.Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la portance du sol et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes puis radier. Chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

S : Surface de la fondation.

$\overline{\sigma_{sol}}$:Contrainte admissible du sol.

N: Effort normal appliqué sur la fondation.

VI.3.5.Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$.

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}\right]$ Avec : $A = \sqrt{S}$; $\overline{\sigma_{sol}} = 1{,}50$ bars.

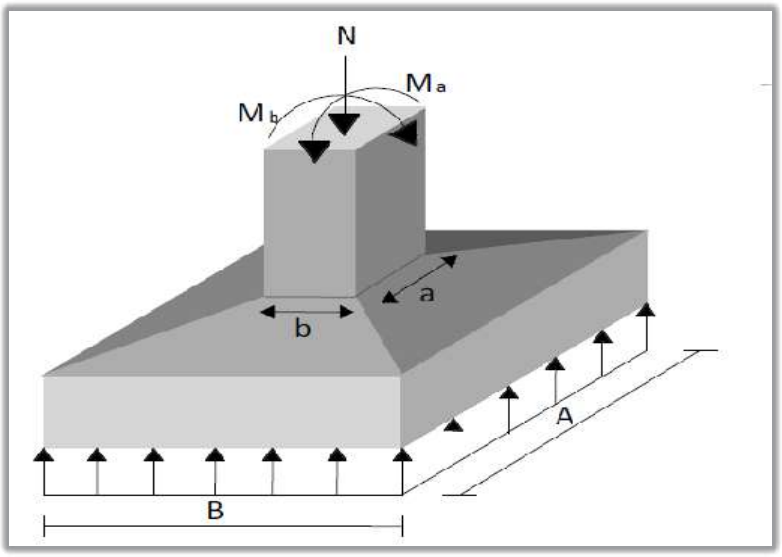


Fig. 6.1 : Schéma des Semelles isolées sous poteaux.

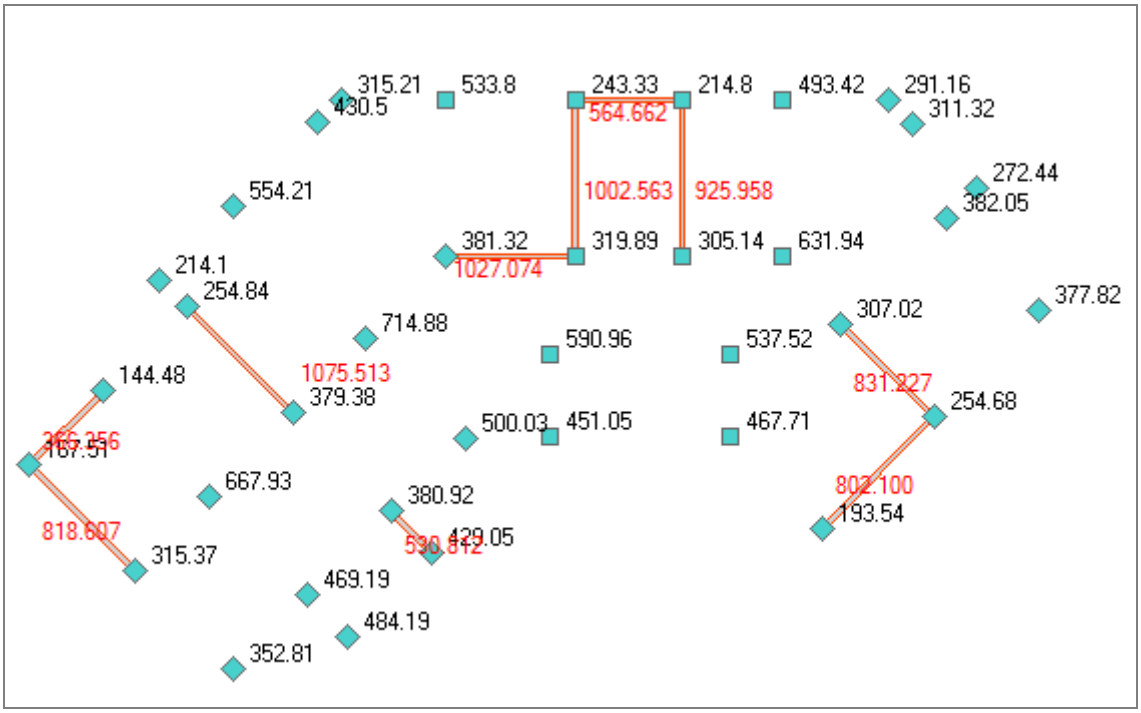


Fig. 6.2 : Les efforts dus sur les poteaux et voiles

VI.4.Dimensionnement des semelles isolées:

On va fait un regroupement des semelles isolées par rapport les efforts due sur les poteaux.

Le regroupement se fait de (S1 jusqu'à S5) tel que :

S1: de 214 KN a 315KN

S2:319KN a 430KN

S3: 451KN a 500KN

S4: 533KN a 631KN

S5:667KN a 714KN

Donc : $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$

A= $\sqrt{S}$

d ≥ $\frac{B-b}{4}$ h = d +C+ $\emptyset/2$

VI.4.1.Vérification des contraintes à ELS :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

Exemple de calcule:

N_{ser}= 714,88 KN

Donc : $S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$

A= $\sqrt{S}$ =2, 18 m

d ≥ $\frac{B-b}{4}$ = $\frac{218-45}{4}$ = 43,25cm on adopt d = 45 cm

h = d +C+ $\emptyset/2 \Rightarrow$ h = 45 + 3 + 1.4/2 = 48,7 cm on adopt h =50 cm

$P_{semelle}$ = A*B*h*$\rho_{béton}$ = $2,18^2$ * 0.5 * 25 = 59,40 KN

$P_{amorce\ poteau}$ = a*b*h'* $\rho_{béton}$ =$0,45^2$ * (1,5-(0.3+0.5)) * 25 = 3,54 KN

$P_{remblais}$= A*B*h''* γ_{sol} = $2,18^2$ * (1,5-0.5)* 17,9 = 85,06 KN

$\sigma = \frac{(714,88 + 59,4 + 3,45 + 85,06)*10^{-3}}{2,18^2}$ = 0,18 MPa > σ_s = 0.15 MPa **condition non vérifier.**

Alors on augmente la section de semelle

On choisit A= 2,5 m.

d ≥ $\frac{B-b}{4}$ = $\frac{250-45}{4}$ = 51,25 cm on adopt d = 55 cm .

c= 3 cm

h = d +C+ $\emptyset/2 \Rightarrow$ h = 55 + 3 + 1,4/2 = 58,7 cm on adopt h =60 cm

$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\ poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$

N_{ser}= 714, 88 KN

$P_{semelle}$ = A*B*h*$\rho_{béton}$ =$2,50^2$ * 0,6 * 25 = 93,75 KN

$P_{amorce\ poteau}$ = a*b*h'* $\rho_{béton}$ = $(0,45)^2$ * (1,5-(0,3+0,6)) * 25 = 3,03 KN

$P_{remblais}$= A*B*h''* γ_{sol} = $(2,50)^2$ * (1,5-0,6)* 17,9 = 100,68 KN

$\sigma = \frac{(714,88 + 93,75 + 3,03 + 100,68)*10^{-3}}{2,50^2}$ = 0,145 MPa < σ_s = 0.15 MPa

condition vérifier.

La section choisit est 2,5*2,5 m^2

Par la même manière on va calculer les autres cas ;

Tab.6.1. Dimensionnement des Semelles isolés.

N°	Cas	Ni(KN)	a =b (m)	A = B (m)	h(m)	σ (MPA)	Vérifications $\sigma < \sigma_{sol}$ = 0.15MPA
1	ELS	315	0,45	1.5	0.45	0,122	CV
2	ELS	430	0,45	1.5	0.50	0,128	CV
3	ELS	500	0,45	2.00	0.50	0,136	CV
4	ELS	631	0,45	2.00	0.50	0,141	CV
5	ELS	714	0,45	2,5	0.60	0.145	CV

VI.4.2.Vérification de chevauchement entre les semelles isolées :

On va vérifier la condition suivant :

$$\frac{1.5(A+À)}{2} < L$$

Tab.6.2.Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-X :

A(m)	A`(m)	L(m)	(1.5(A+A`))/2	(1.5(A+A`))/2<L
1,5	2	3,05	2,625	CV
1,5	2	3,05	2,625	CV
1,5	2	1,03	2,625	CNV
2	1,5	3,13	2,625	CV
2	2	5,38	3	CV
2	2	5,29	3	CV
		5,29	3	CV
		3,84	3	CV
		2,47	3	CNV

Tab.6.3.Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y :

A(m)	A`(m)	L(m)	(1.5(A+A`))/2	(1.5(A+A`))/2<L
2	2,5	4,1	3,375	CV
2	2,5	5,5	3,375	CV
2	2,5	4,1	3,375	CV
2	2,5	4,6	3,375	CV
2	2	1,7	3	CNV
1,5	2,5	5,46	3	CV
1,5	1,5	1,26	2,25	CNV
2	2	2,4	3	CNV

VI.4.3.Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles dans 5 cas , on passe alors à l'étude des semelles filantes.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les semelles seront de trois natures :

- Semelles isolée sous poteaux SI1 et SI2
- Semelles filantes sous poteaux. SF2
- Semelles filantes sous voiles. SF1 ; SF3

Tab.6.4.Dimensionnement des Semelles isolés sous poteaux SI1 et SI2 :

SI	Cas	Ni(KN)	Mi(KN)	e0(mm)	a=b(m)	A =B(m)	h(m)	σ (Mpa)	Vérifications σ < σ sol= 0.15MPA
SI1	ELS	500	2,655	5,31	0,45	2.00	0.50	0,13	CV
SI2	ELS	714	4,17	2,38	0,45	2,5	0.60	0.145	CV

VI.4.4.calcul le Ferraillage : on doit fait le ferraillage a L'ELS parce que

N ser > Nu et M ser> Mu ;

- **pour SI1 :**

Nser = 500 KN Mser = 2.655 KNm

N'ser = Nser (1+3e0/B) ; e0=$\frac{Mser}{Nser}$

Aser = $\frac{N'ser(A-a)}{8d_b\sigma s}$ avec : σs = 202 MPa (fissuration préjudiciable)

Ab =Aa = **14 T12** =15.82cm2

Avec : St=14cm

- **pour SI2 :**

Nser = 714KN Mser = 4,17 KNm

Ab =Aa = **17 T12** =19,23cm2, St=14cm

VI.5.Semelles filantes :

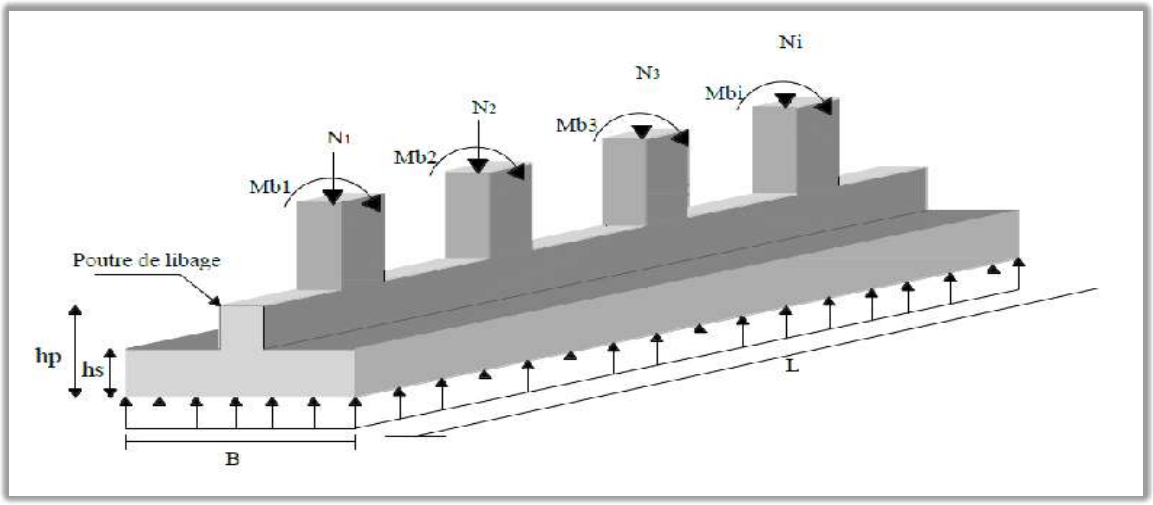


Fig. 6.4 schéma semelle filantes

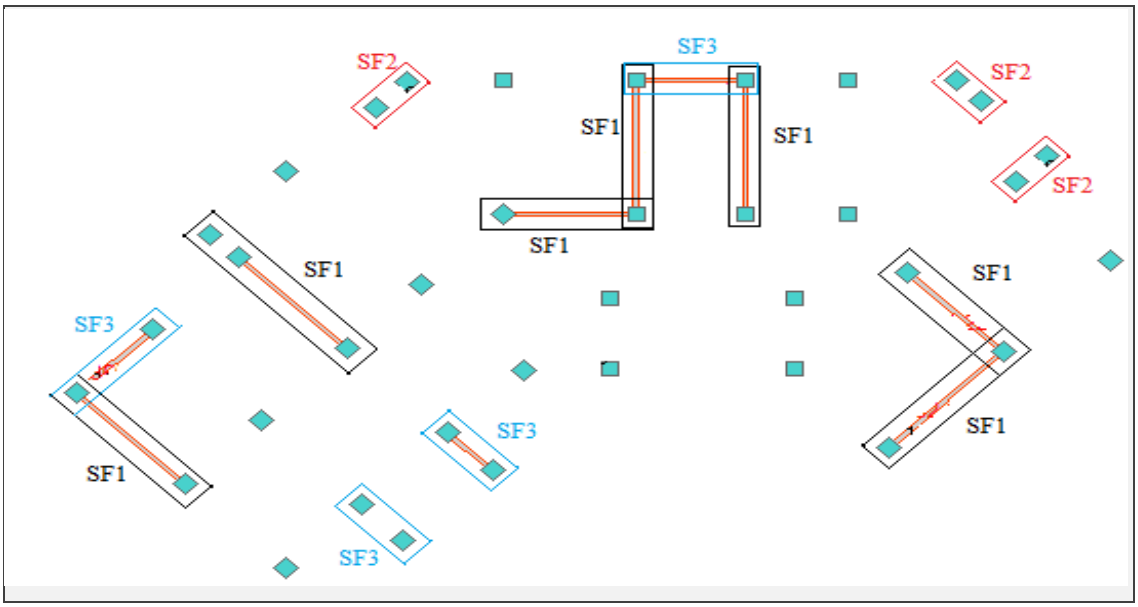


Fig. 6.5 : Représentation des semelles filante et semelles isolés

VI.5.1.Dimensionnement de semelle sous poteaux:

On doit vérifier l'inégalité suivante :

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

$L= \sum Li + d_1 + d_2$

$$d = \frac{\pi}{4} * l_e$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

I : moment d'inertie poutre de libage

K : coefficient de raideur ; K = 4 Kg/cm^3 sol moyen

b : la largeur de poteau

E ; module d'élasticité ; $E= 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 10818.86 MPa

$$I = \frac{b*h^3}{12}$$; h : hauteur de poutre de libage

VI.5.2.La hauteur de semelle :

h= d+c+ϕ/2

$d \geq \frac{B-b}{4}$.

$C = 3\ cm$

ϕ/2= 14/2= 7 mm = 0,7cm

VI.5.3.Pré dimensionnement de poutre de libage :

$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5*K*l^4_{max}}{E}}$ tel que :

L_{max} : la plus grande distance entre 2 poteaux

Tab.6.5. poutre de libage

	L(m)	K (Kg/cm3)	hp (m)	b (m)
PL	**6,25**	**4**	**0,9**	**0,45**

VI.5.4.Dimensionnement des semelles filantes :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont

Calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N_i}{L}$$

Avec :

- Ni : La somme des efforts normaux sous la semelle filante.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

-La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit**:**

$\frac{a}{b}\sigma s.B^3$ - N.B - 3.e_{0b}.N ≥ 0

Après la résolution de cette équation on obtient la valeur de B**.**

$$d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

$$B \geq \frac{N}{1000 \times \sigma sol}$$

A. Semelle filante sous poteaux :

Tab.6.6. Dimensionnement des Semelles filante sous poteaux.

SF	N ELS (kN)	L(m)	B(m)	h(m)	σadm (Mpa)	σcal (Mpa)	B(m)	$\sigma < \sigma_{sol}$
SF2	953,38	2,4	0,28	0,2	1,5	0,42	1	OUI

B. Semelle filante sous voiles :

Tab.6.7.Dimensionnement des Semelles filante sous voiles.

SF	N ELS(kN)	L(m)	B(m)	h(m)	σadm (Mpa)	σ cal (Mpa)	B(m)	$\sigma < \sigma_{sol}$
SF1	1914,16	6,25	2,25	0,3	1,5	0,33	1	OUI
SF3	564 ,66	3,15	1,41	0,3	1,5	0,21	1	OUI

VI.5.5.Vérification de chevauchement entre les semelles filantes :

Il faut vérifier que : $L - \frac{(B+\grave{B})}{2} > 50\ cm$

Tab.6.8.Vérification de chevauchement des semelles suivant l'axe-Y

(SF1, SF2 et SF3) :

L(m)	B(m)	$\grave{B}$ (m)	$L - \frac{(B+\grave{B})}{2}$ (cm)	$L - \frac{(B+\grave{B})}{2} > 50\ cm$
6,25	1.00	1.00	525	OUI
2,4	1.00	1.00	140	OUI
3,15	1.00	1.00	215	OUI

VI.5.6.Ferraillage des semelles filantes :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats. Les armatures principales, transversales et les armatures de répartitions (avec les espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- **Armatures principales :**

$$A_b = N.(1+\frac{3.e_{0b}}{B}).(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s}) \qquad Esp = \frac{A-2.e-\varphi_b}{n-1}$$

Avec :

- n: étant le nombre de barres
- $[\sigma_s]$= 348 MPa à l'ELU.

$[\sigma_s]$ = 202 MPa à l'ELS

- **Armatures de répartitions :**

$$A_a = A_{rép} = \frac{A(cm^2).}{4} \qquad Esp = \frac{A-2.e-\varphi_a}{n-1}$$

VI.5.7.Vérification des longueurs de scellement:

La contrainte admissible d'adhérence est τ_s= 2,8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\varphi.f_e}{4.\tau_s}$

$l_s \geq \frac{B}{4}$: 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.B.

VI.5.8.Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

VI.5.9. Semelles filantes sous poteaux :

VI.5.9.1.Ferraillage :

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Tab.6.9. Ferraillage des semelles filantes sous poteaux et sous voiles:

SF	Etat	N(KN)	M(KN/ml)	e0b(m)	B/18(m)	e0b≤ B/18	Acal (cm2)	Arep (cm2/ml)
SF2	ELU	1340,11	9,51	0.0071	5,55	C.V	10,81	2,7
	ELS	980,66	6,93	0,007		C.V	7,91	1,98
SF1	ELU	3260,64	138,85	0.042		C.V	29,06	7,26
	ELS	1914,16	79,57	0,041	5,55	C.V	17,01	4,25
SF3	ELU	2492,28	509,42	0.20		C.V	31,77	7,94
	ELS	943,22	25,59	0,027	5,55	C.V	8,06	2,02

VI.5.9.2.Recapitulation:

Tab.6.10. Ferraillage finale et l'espacement des semelles filantes et sous voiles

SF	Ab finale (cm2)	Arép finale (cm2)	Sb(cm)	Srép (cm)
SF2	8HA14=12,32	4HA10=3,14	30	20
SF1	19HA14=29,25	10HA10=7,85	32,89	10
SF3	21HA14=32,33	11HA10=8,64	15	9.00

VI.5.9.3.Vérification de la stabilité au renversement :

-Selon RPA99 V2003 [Art 10.1.5] :

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste a l'intérieur de la moitie centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement(e= M/N ≤ B/4).

Tab.6.11.Vérification au renversement

Semelle	Nser(kN)	Mser (KN.m)	e0 (m)	B(m)	B/4 (m)	e ≤ B/4
SF2	980,66	6,93	0,007	1 .00	0,25	oui
SF1	1914,16	79,57	0,041	1.00	0,25	oui
SF3	943,22	25,59	0,027	1.00	0,25	oui

Avec e_0 : excentricité calculée à partir du rapport (M/N)

VI.5.10.Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs = 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à : $l_s = \frac{\emptyset * f_e}{4 * \tau_s}$

$l_s \geq \frac{B}{4}$ 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 a la longueur de 0.71B.

Tab.6.12. Longueur de scellement :

Semelle	ϕ (mm)	ls	B /8	B /4	Ancrage
SF1	14	50	12,5	25	courbe ou rectiligne
SF2	14	50	12,5	25	
SF3	14	50	12,5	25	

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des ancrages courbés (crochets) ou rectiligne.

VI.5.11.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/m2) par la formule suivante :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ΣNi : la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kn/m).

Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tab.6.13.Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage :

	Ni(ELU)	Ni(ELS)	L(m)	qu (KN)	qser (KN)
PL	1340,11	980,66	2,4	558,37	408,6

VI.5.12. Calcul des moments :

Tab.6.14.Détermination des moments de la poutre de libage

	ELU		ELS	
	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)
PL	201	341,7	147	249,9

VI.5.13.Calcul du ferraillage :

VI.5.13.1.Armatures longitudinales :

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$d = h - e - \emptyset/2$, $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b * b * d^2}$ on a $\mu \leq \mu_l = 0.392$

Les résultats du calcul des armatures a l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.6.15.Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage :

		Mu (kN.m)	D(cm)	A(cm)	A'(cm)	Choix (cm^2)
PL	Travée	341,7	87	11,72	0	6HA16=12,06
	Appui	201	57	6,79	0	3HA16+1HA14=7,57

VI.5.13.2.Vérification des contraintes a l'ELS :

Pour une fissuration peu nuisible : [σb]= 15Mpa

Tab.6.16. Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage a l'ELS :

		A ELU (cm^2)	Mser (KN)	σb (Mpa)	σb ≤ [σb]
PL	Travée	11,72	249,9	6,15	oui
	Appui	6,79	147	4,35	oui

On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes.

VI.5.14.Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 90 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins $3cm^2/m.l$ posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Donc on adopte **2HA12 = 2.26 cm² ;**

VI.5.15.Armatures transversales :

Pour les fissurations peu nuisibles pour les poutres intermédiaires, on à :

$\bar{\tau} = min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$, avec f_{c28} = 25 MPa

$\bar{\tau}$ = 3.3 MPa (situation durable)

$\bar{\tau}$ = 4.34 MPa (situation accidentelle)

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

Tab.6.17.Calcul des armatures transversales de la poutre de libage :

	Vu(KN)	τu (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	At(cm^2)	s(cm)	
					Zone nodale	Zone courante
PL	**685.4**	**2.40**	**3.3**	**6HA8=3.02**	**10**	**15**

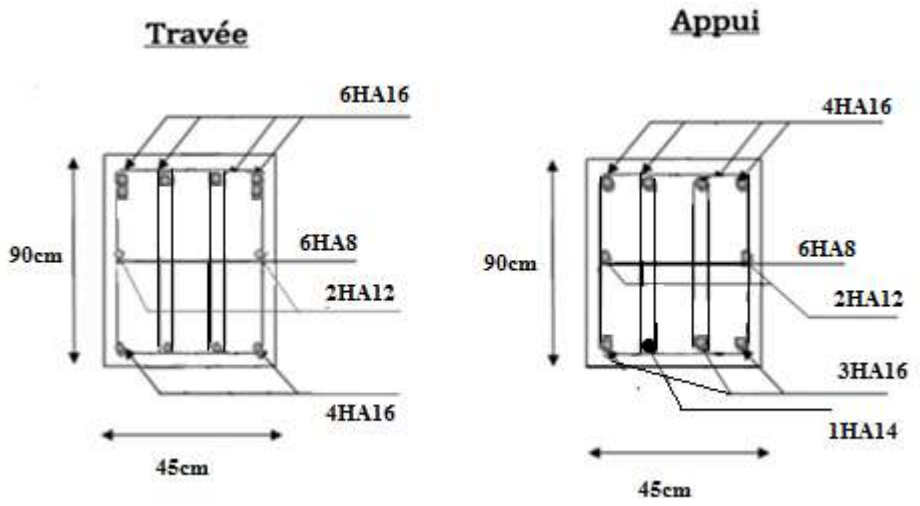


Fig. 6.6 : Disposition du ferraillage de la poutre de libage

VI.5.16.Calcul des longrines :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

VI.5.16.1.Pré dimensionnement des longrines (RPA99 version2003 [Art 10.1.1.b]) :

Pour un sol de fondation de catégorie '' S2'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 30 x 30cm^2.

On adopte une section de (b x h) = (30 x 30) cm^2.

VI.5.16.2.Charges sollicitant les longrines (RPA 99 version2003 [Art 10.1.1.b]) :

Les longrines sont indispensables pour résister à la traction sous l'action d'une force égale:

$$\mathbf{F = (N/\alpha) \geq 20KN}$$

Avec :

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

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

pour notre cas : **α** = 12. Selon le tableau. (cf. 3.3) RPA 99 version2003.

Tab.6.18. de coefficient α

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

VI.5.16.3.Les sollicitations de calcul :

- **l'E L U :**

N_u = 939,47 KN

$f_u = \frac{939,47}{12}$ = 78,29 KN

- **l'E L S :**

N_{ser} = 686,61 KN

$f_{ser} = \frac{686,61}{12}$ = 57,22 KN

VI.5.16.4.Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est néglige, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

- **à l'état limite ultime**

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{F_u}{\sigma_s}$$

$A = \frac{F}{\sigma_s}$ = 2,25 cm²

A_{choisi} = 6HA12 = 6.79 cm²

VI.5.17.Condition de non fragilité: (CBA 93)

On doit respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le

CBA 93:

$$B \leq \frac{A*f_e}{f_{tj}}$$

B= bxh = 30x30 = 900 cm² ≤ $B \leq \frac{A*f_e}{f_{tj}} = \frac{679*400}{2.1}$ = 129333.33 mm²

= 1293.33 cm²

La condition de non fragilité est vérifiée.

VI.5.18.Vérification des contraintes a l'état limite de service :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{choisi}} = \frac{57{,}22*10^3}{679}$ =84,27 MPa

$\bar{\sigma}_s$ = min $\left[\frac{2}{3} f_e \ ; \ 110\sqrt{\eta * f_{tj}}\right]$ = 202 MPa

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

VI.5.19.Section minimale donnée par le RPA 99version 2003(Art 10.1.1.b) :

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B :

$$A_{min} = \frac{0.6*b*h}{100}$$

$A_{min} = \frac{0.6*30*30}{100}$ = 5,4cm²

Alors on adopte : A_{choisi} = 6.79 cm²

VI.5.20.Armatures transversales :

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, car les longrines travaillent en traction simple. Ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est défini par le RPA99 version 2003**[Art 10.1.1.b]** qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15Φℓ)

$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{12}{3}$ = 4 mm

On adopte φ_t = 8 mm

A_t = 4T8 = 201 mm²

VI.5.21.Espacement:

$S_t \leq \min [20 \text{ cm} ; 15 \varphi_l] = \min [20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}]$

On adopte : S_t = 15 cm .

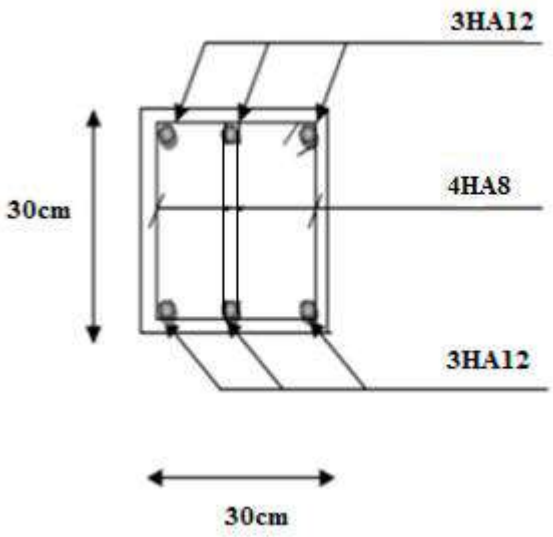


Fig. 6.7 : Disposition du ferraillage de longrine

CONCLUSION :

Ce projet de fin d'étude, en l'occurrence la préparation de master, nous a autorisé à mettre en pratique toutes nos perceptions acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les données de la documentation technique et réglementaire, 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 nouvelle des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il est souhaitable de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très utile que le projeteur 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 afin de parvenir à résoudre les difficultés rencontrées sur le terrain et afin d'arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

En revanche, la visée essentielle et l'objectif principal du master génie civil est de diminuer le risque sismique à un degré minimal et de rendre accessible l'exécution de l'ouvrage en optant une conception optimale qui enchante les nécessités architecturales et les exigences sécuritaires.
Parallèlement, on ferra autant que possible pour avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'esthétique et la sécurité.