République Algérienne démocratique et populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieure 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 Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etude pour l'obtention du diplôme de Master
En Génie Civil
Option : Structures

THEME

Etude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation et commercial

Proposée par :
B.E.T : BOUHADA

Etudié par :

Mr. **DJELLOUAH Riad**
Mr. **BABA Rafik**

Dirigé par :

Dr.**AMOKRANE.Kamel**
Mr.BOUDINA Abdellah

Promotion 2011-2012

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة من الخرسانة المسلحة ذات خمسة طوابق يعتزم إقامتها في ولاية تيبازة المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي، مقاومة البناية محققة بواسطة نظام تدعيم مختلط (أعمدة وعارضات +جدران) مسلحة، و قد تم التصميم وفقا لمعايير و قوانين البناء المطبقة في الجزائر (RPA99version2003, CBA93) مع دراسة تقنية إقتصادية بنظام التدعيم بإعتماد عدة وضعيات للجدران المسلحة و الدراسة الديناميكية تمت بواسطة برنامج SAP 2000 و في الآخير تمت دراسة البنة التحتية و ذالك بحساب الاساسا ت.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé (R+5) qui devrait être implantée à TIPAZA qui est classée comme une zone à forte sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques+voiles). La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version2003, CBA93) avec une étude technico-économique du contreventement par l'adoption de plusieurs dispositions des voiles. L'étude dynamique a été faite sur le logiciel SAP2000 V12. Finalement, l'étude de l'infrastructure du bâtiment a été faite par le calcul des fondations

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, étude dynamique, poteaux, poutres, voiles.

Abstract

This work aims the analysis of a reinforced concrete structure with seven floors, which will be implanted in TIPAZA classed as a high seismic zone. The resistance of the building is ensured by a mixed brace system (frame+shells). The conception has been done according to construction laws applied in Algeria (RPA99version2003, CBA93) with a technical economical study of the brace system by the use of different dispositions of shells. The dynamic analysis has been done by the use of SAP V12. Finaly, the substructure has been analysed by calculating the foundation.

Keywords

Reinforced concrete, mixed brace system, dynamic analysis, columns, beams, shells.

DEDICACES



Nous tenons à présenter en tout premier lieu nos vifs remerciements à notre promoteur consultant : Dr AMEKRAN ET MR: BOUDINA ABDELLAH pour son suivit et ses orientations tout au long de l'élaboration de notre travail, on luis exprime notre profonde gratitude.

- *Nos remerciements à l'ensemble des enseignants de l'université de MEDEA, plus particulièrement aux enseignants de la faculté des sciences et de la l'ingénieur.*
- *On remercie :Mr OULD TERKI BENAISSA qui a mis à notre disposition les moyens nécessaires à l'accomplissement de ce mémoire et tout particulièrement le personnel de service formation de logicielle SAP 2000.*
- *Que tous ceux qui nous ont aidés de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire de fin d'études trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.*

DEDICACES



Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail à : Tous ce qui témoignent qu'il n'y a de Dieu qu'ALLAH et que Mohamed est le prophète de DIEU. Mes très chers parents… Mes frères et soeurs. Tous mes amis.

Tous mes collègues de l'université et en particulier les étudiants de 2eme année MASTER Génie civil (structure) promotion juin 2012. En fin, je remercie mon ami mon binôme RAFIK qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

RIAD

DEDICASE



Je dédié ce lapidaire travail :

- *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

- *A mes très chers frères et sœurs.*
- *A toute ma famille sans exception.*
- *A tous mes amis .*
- *En fin, je remercie mon ami mon binôme RIAD qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

RAFIK

CHAPITRE I

I.1. Introduction générale : 1
I.2 Présentation de l'ouvrage étudié : 1
I.2 .1.Situation : 1
I.2.2. Description de l'ouvrage : 2
I.3. Caractéristiques du bâtiment : 2
I.3.2 Ossature: 2
I.3.3 plancher : 2
I.3.4 Maçonnerie : 2
I.3.5 L'acrotère: 3
I.3.6 Les escaliers: 3
I.3.7 L'infrastructure : 3
I.4. Principe du Béton Armé : 3
I.5. Caractéristiques des matériaux : 3
I.5.1 Béton : 3
I.5.1.1 Composition du béton : 3
I.5.1.2 Résistance du béton : 4
I.5.1.3 Contraintes limites de compression : 4
I.5.1.4 Contrainte limite de cisaillement : 5
I.5.1.5 Module d'élasticité : 5
I.5.2 Acier : 5
I.5.2 .1. la limite d'élasticité garantie f_e : 5
I.5.2 .2 Contraintes limites : 6
I.6. Objet des justifications de calcul : 7
I.6.1 Justifications de calcul : 7
I.6.1.1 États-limites ultimes (E.L.U) : 7
I.6.1.2 États limites de service (E.LS) : 10

CHAPITRE II

II.1. Pré dimensionnement 11
II.2. Pré dimensionnement du plancher : 11
II.2.1. plancher à corps creux : 11
II.2.2. plancher à dalle pleine : 12

II.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges : 13
II.2.4. Maçonnerie : 15
II.2.4.1. Murs extérieurs(double cloison) 15
II.3.4.2.Murs intérieurs (simple-cloison) 15
II.3. pré dimensionnement des poutres : **15**
II.3.1.poutres principales : 16
II.3.1.1.vérification selon le R .P.A 99 16
I.3.1.2.Vérification de la flèche : 16
II.3.2. poutres secondaires : 17
II.3.2.1.vérification selon le RPA 99: 17
II.3.2.2. vérification de la flèche : 17
II.4. Pré dimensionnement des poteaux : **18**
II.4.1. Descente des charges : 19
II.4.2. Vérification selon le RPA99v2003 : 22
II-5- pré dimensionnement des voiles : **23**

CHAPITRE III

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges : : 25
III.1.3. calcul du Ferraillage : 26
III .1. 4. Vérification a L'ELS : 27
III.1.5. Vérification de l'effort tranchant: 28
III.1.6. vérification de l'acrotère au séisme 28
III.2. Escalier : **30**
III.2.1. Introduction : 30
III.2.2. Définition des éléments d'un escalier : 30
III.2.4.Evaluation des charges et surcharges: 30
III.2.5.Détermination des efforts: 32
III.2.6 Calcul du ferraillage : 36
III.2.7.vérification de l'effort tranchant : 37
III.2.8. Vérification à l'E.L.S : 37
III.2.9.Vérification de la flèche : 38

III.2.10- Calcul de la poutre palière : 39
III.2.10.1. Pré dimensionnement : 39
III.2.10.2. Charges et surcharges: 40
III.2.10.3. Calcul des efforts: 41
III.2.10.4.Calcul du ferraillage: 42
III-2.10.5.Vérification à l'E.L.S: 44
III.3. Planchers : **.....46**
III.3.1. Planchers a corps creux : 46
III.3.1.1. Calcul des poutrelles: 46
III.3.1.2. Calcul des étaiements : 48
III.3.1.3. Méthodes de calcul : 49
II.3.1.4. Evaluation des charges et surcharges : 51
III.3.1.5.Ferraillage des poutrelles : 56
III.3.1.6. Vérifications nécessaires : 59
III.3.1.8.Vérification de la flèche : 60
III.3.1.9. La table de compression : 60
III.3.2. Les dalles pleines : 61
III.3.2.1. Introduction: 61
III.3.2.2. Calcul des dalles pleines: 61
III.3.2.3 Méthode de calcul : 61
III.3.2.4. Calcul du ferraillage: 62
III.3.2.5. Vérification à l'E.L.S: 63
Tableau3.34. Vérification à l'E.L.S 63

CHAPITRE IV

IV.1. Introduction : **.....……64**
IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure : **.....64**
IV.2.1 Centre de masse : : 64
IV.2.2. Centre de torsion : 64
IV.2.3 Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 : 65

IV. 3. Choix de la méthode de calcul : **66**
IV. 3.1. Introduction : 66
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : 67
IV.3.2.1. Principe : 67
IV.3.2.2. Modélisation : 71
IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul : 71
IV.4. Résultats de l'analyse dynamique : **73**
IV.4. 2. Vérification de participation massique : 74
IV.4. 3. Vérification de l'effort sismique a la base 74
IV.4. 4. Vérification de la stabilité au renversement 76
IV.4. 5. Vérification vis à vis de l'effet $p-\Delta$: 78
IV.4. 6. Vérification du déplacement en tête du bâtiment 79
IV.4. 8. Vérification du cisaillement des éléments RPA 81

CHAPITRE V

V.1 Introduction : **83**
V.2. Ferraillage des poutres : **83**
V.2.1 Introduction 83
V.2.2. Recommandations du R.P.A99 : 83
V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA : 85
V.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service : 87
V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : 89
V.2.6. Calcul des armatures transversales 92
V.2.7. Vérification de la flèche : 91
V.3. Ferraillage des poteaux : **93**
V.3.1. Détermination des armatures longitudinales : 93
V.3.2. Détermination des armatures transversales : 98
V.3.2.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_U : 98
V.3.2.2. Contrainte tangente admissible Tapez une équation ici.: 99
V.3.2.3. Vérifications des contraintes tangentielles : 99

V.3.2.4. Calcul des armatures transversales :.....100
V.4. Ferraillage des voiles :.....**103**
V.4.1. Recommandations des règlements : 103
V.4.2. Armatures verticales :.....104
V.4.2.1. Détermination des armatures a l'ELU de résistance : 104
V.4.2.2. L'espacement: 107
V.4.3. Les armatures transversales.....107
V.4.3.1Contraintes limites de cisaillement dans les voiles : 107
V.4.4. Calcule Les armatures horizontales.....108

CHAPITRE VI

VI.1.Calcul des semelles isolées : **111**
VI.2.Semelles filantes : **112**
VI.3. Radier général : **113**
VI.3.1. Pré dimensionnement du radier général :.....113
VI.3.1.1 Détermination de la surface nécessaire : 113
VI.3.2.Dimensionnent des nervure : 114
VI.3.3.Caractéristiques géométriques du radier :.....115
VI.3.4.Vérifications nécessaires :.....116
VI.3.4.1.Vérification de la stabilité du radier :.....116
VI.3.4.2. Vérification des contraintes dans le sol : 117
VI.3.4.3. Détermination des sollicitations les plus défavorables: 118
VI.3.5.Ferraillage du radier :.....118
VI.3.5.2.Valeur de la pression sous radier: 120
VI.3.6.Vérification de l'espacement:.....121
VI.3.7. Vérification de l'effort tranchant:.....122
VI.3.8.Vérification des contraintes à l'ELS :.....122
VI.3.9.Ferraillage du débord :.....123
VI.3.9.1 Evaluation des charges et surcharges :.....123

VI.3.9.2 Vérification de l'effort tranchant: 124
VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS: **124**
VI.11. Ferraillage des nervures: **125**
VI.11.1.Calcul des efforts : 125
VI.11.2 Calcul du ferraillage 126
VI.11.3. Vérifications nécessaires : 127
VI.12.Vérification des contraintes normale à l'ELS : 127
VI.12.2Calcul des armatures de peau: 128
VI .13.Vérification de la flèche : 128
VI.14.. Les longrines : 129
VI.14.1. Prédimensionnement. 129
VI.14.2. Sollicitations 129

Liste de figure

Fig 1-1 : Diagramme des déformations de la section (Règle des Pivots) 8

Fig. 1-2 : Diagramme parabole – rectangle (béton) 9

Fig. 1-3 : Diagramme contraintes déformations (Acier) pour HA1.3.et4 et rondes lisses 9

Fig.2-1 : Dessin d'un plancher en corps creux 11

Fig 2-2: Dimensions du corps creux 12

Fig 2-3 : Dimensionnement de la poutre 15

Fig2-4 : Section réduite du poteau 18

Fig2-4 : Section réduite du poteau 18

Fig2-5 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)… 23

Fig 3.1 : L'acrotère 25

Fig3.2 :schéma statique de escalier 30

Fig 3.3 Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.U 34

Fig 3.4. Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.S 36

Fig 3.4. Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.S 39

Fig 3.6 Diagramme des sollicitations de poutre palière à l'E.L.U 41

Fig 3.7 Diagramme des sollicitations de poutre palière à l'E.L. 42

Figure 3.8 : schématisation de la poutrelle avant coulage 47

Figure 3.10 : Choix de disposition des étaiements 49

Figure 3.11: ferraillage des poutrelles d'appui, et en travée. 61

Fig 3-10 Ligne de la rupture de Panneau triangulaire dans la terrasse..... 62

Fig 4-1 : position des centres de masse..... 66

Fig 4-2 : Spectre de réponse..... 73

Fig4-3: la distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage 76

Fig4-4: la distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage……..... 77

Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres..... 85

Figure 5-2 : définition de la zone nodale dans les poteaux..... 93

fig. 5.3 Coupe de voile en élévation..... 103

Fig 5.4.schéma de distribution des contraintes sur L 104

Fig6.1 représentation des semelles isolées sous poteaux carrés..... 112

Fig 6.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux..... 114

Fig 6.3: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité 119

Figure 6.4 : Schéma statique du débord..... 123

Fig 6.5 : la forme de la nervure du radier 126

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1-1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e. 6
Tableau 2-1- charges permanentes du plancher terrasse (corps creux) 13
Tableau2-2- charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine) 13
Tableau2-3- charges permanentes du plancher courant (corps creux)..... 14
Tableau 2-4- charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).... 14
Tableau 2-6- charges permanentes du mur double cloison 15
Tableau 2-7- charges permanentes du mur 15
Tableau2-8 : détermination des charges d'exploitations 19
Tableau 2-9 : Dimension du poteau 20
Tableau 2-10 : calcule de Nu 20
Tableau 2-11 : calcule de N_u 21
Tableau2-12 : vérifications du ($1.1Nu \leq N_{u\ adm}$) 22
Tableau2-13 vérifications de coffrage des poteaux 22
Tableau3.1.: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier 31
Tableau 3.2.: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier. 32
Tableau 3.3.: Combinaison des charges de l'escalier. 32
Tableau3.4. : les résultats de la flexion simple. 37
Tableau 3.5.de vérification de règlement 40
Tableau 3.6: Calcul du ferraillage de la poutre palière 42
Tableau 3.7: Vérification de la contrainte " σ_b " à l'E.L.S (poutre palière). 44
Tableau3.8: les charges de la poutrelle avant collage 47
Tableau3.9: Calcul des moments 47
Tableau3.10. : Détermination le nombre des étaiements 48
Tableau 3.11. Poutrelles à cinq travées (les moments et les efforts tranchants ELU) 1er Type 51
Tableau 3.12. Poutrelles à cinq travées (les moments et les efforts tranchants ELS) 1er Type 52
Tableau 3.13. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELS) 1er Type 52

Tableau.3.14. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELS) 1er Type 52

Tableau 3.15. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELU) 2emeType 53

Tableau 3.16. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELS) 2emeType 53

Tableau 3.17. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELU) 3eme Type 53

Tableau 3.18. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELS) 3eme Type 53

Tableau 3.19. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELU) 1er Type 54

Tableau.3.20. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELS) 1er Type 54

Tableau .3.21. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELU) 2eme Type 55

Tableau 3.22. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELS)2emeType 55

Tableau 3.23. Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants ELU)1 ^{er} Type 55

Tableau 3.24. Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants ELS) 1er Type 55

Tableau..3.25. Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants ELU) 2eme Type 55

Tableau.3.26. Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants ELU) 2eme Type 56

Tableau3.27. Poutrelle à une seule travée (les moments et les efforts tranchants ELU) 56

Tableau3.28. Poutrelle à une seule travée (les moments et les efforts tranchants ELS) 56

Tableau3.29. Les moments et les efforts tranchants max des poutrelles à L' ELU et à L'ELS. 57

Tableau 3.30. Détermination des sections d'acier des poutrelles 58

Tableau 3.31. Vérification de contrainte de cisaillement 59
Tableau3.32. Vérification à l'ELS..... 60
Tableau3.33. ferraillage des dalles..... 63
Tableau3.34. Vérification à l'E.L.S..... 64
Tableau 3.2.6. Vérification de la flèche :……...64

Tableau 5-1 : Les données de calcule *83*
Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales..... 84
Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires..... 84
Tableau 5-4 : vérification des poutres principales selon la condition CBA 85
Tableau 5-6: vérification des poutres secondaires selon la condition CBA 86
Tableau 5-5 : vérification des poutres principales selon la condition RPA 86
Tableau 5-7 : vérification des poutres secondaires selon la condition RPA 87
Tableau 5-8 : chois des sections final 87
*Tableau 5-9 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales*88
Tableau 5-10: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires 88
$Tableau\ 5-11: Calcule\ de\ \tau u$ 89
Tableau 5-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales 89
Tableau 5-13 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 90
Tableau 5-14 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement 91
Tableau 5-15 : Vérification de la flèche des poutres 91
Tableau 5-16 : corrections des moments dans les poteaux à l'ELU 96
Tableau 5-17 : ferraillages longitudinaux des poteaux 97
Tableau 5-18 : ferraillages longitudinaux des poteaux 98
Tableau 5-19 : vérification des armatures à ELS des poteaux 99
Tableau 5-20 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux 100

Tableau 5-21 : les armatures transversales et leurs espacements 102
Tableau 5-22 : Vérification de la quantité d'armatures transversales..... 102
Tableau 5-23 : Ferraillage verticale de voile Sens X 105
Tableau 5-24 : Ferraillage verticale de voile Sens Y 106
Tableau 5-25 : Ferraillage verticale finale des voiles..... 107
Tableau 5-26 :calcule de espacement 108
Tableau 5-27 : vérification des contraintes de cisaillement 108
Tableau 5-28 : chois des armatures horizontales et leurs espacements... 109
Tableau 6.1 : Section des semelles filantes. 112
Tableau 6.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU 118
Tableau 6.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS. 118
Tableau 6.4 : ferraillage des panneaux. 121
Tableau 6.5 : vérification des contraintes de L'ELS. 122
Tableau 6.6 Vérification des contraintes de L'ELS 125
Tableau 6.8 : valeurs des efforts à L'ELS. 126
Tableau 6.9 : calcul le ferraillage. 126
Tableau 6.10 : vérification des contraintes de L'ELS 127
Tableau 6.11 : calcul des armatures transversales. 128

CHAPITRE I :

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction générale :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de Master à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.
Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un RDC + 05 étages (R+5), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction portiques–voiles.

Après une descente de charges et un pré dimensionnement des éléments structuraux, une étude dynamique est effectuée pour trouver les caractéristiques dynamiques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations normales et accidentelles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis *SAP2000 (Version 12)* particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le règlement envigurure.

Plusieurs vérifications à la sécurité ont été également effectuées à savoir:

- La stabilité d'ensemble.
- L'Effet P-Δ.
- Etat limite des déplacements inter étage.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression de service dans le béton.

I.2 Présentation de l'ouvrage étudié :

I.2 .1.Situation :

Le projet est implanté à TIPAZA. Est classée, selon le règlement parasismique algérienne (RPA-99 version 2003), comme une zone de forte sismicité (*zone III*).
Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- DTR-BC.2.41 Régles de conception et calcul des structure en B-A "CBA93"
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation" (DTR BC2.2)

- DTR BC 2.48 Le règlement parasismique Algériene "RPA99 version 2003"

- DTR BC 2.3.31 Règlement de calcule fondation superficiel

I.2.2. Description de l'ouvrage :

Notre projet contient d'un bloc, ce bloc est réguliere est composé de 5 niveaux sur rez-de-chaussée (R+5).

I.3. Caractéristiques du bâtiment :

I.3.1 Les dimensions des blocs de bâtiment en plan et en élévation :

- Longueur (suivant X) …….. $\boldsymbol{L = 28.32\ m}$
- Largeur (suivant Y) ……. $\boldsymbol{L = 23.93\ m}$
- Hauteur d'étage ……... $\boldsymbol{h = 03.06\ m}$
- Hauteur de RDC ……. $\boldsymbol{hr = 4.08\ m}$
- Hauteur totale du bâtiment …….. $\boldsymbol{H = 19.38\ m}$

I.3.2 Ossature:

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et voiles de contreventement suivant les deux sens; donc d'après (*RPA 99 version 2003*) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques » (type 4a).

I.3.3 Plancher :

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.
Notre bâtiment comporte deux types de planchers :
- plancher dalle pleine.
- plancher corps creux.

I.3.4 Maçonnerie :

- **Murs extérieurs :**

Ils sont composés de :
Double parois en briques (*15 cm* et *10 cm* d'épaisseur) séparées par une âme d'air de *5 cm* d'épaisseur.

- **Murs extérieurs :**

Simple parois en briques de 10 cm d'épaisseur

I.3.5 L'acrotère:

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé coulé sur place.

I.3.6 Les escaliers:

La circulation verticale est assurée avec des escaliers d'un type suivant:

Escalier droit constitué de deux paliers et trois paillasse, relie le RDC jusqu'à 5èmeétage.

I.3.7 L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain d'assise ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Les dimensions ainsi que le calcul de ferraillage seront représentés dans le chapitre fondation.

I.4. Principe du Béton Armé :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction. Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des effort d'un matériau a l'autre.
- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploi certain adjuvants).
- Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux (11.10^{-6} pour l'acier et 10^{-6} pour le béton).

I.5. Caractéristiques des matériaux :

I.5.1 Béton :

I.5.1.1 Composition du béton :

Le béton utilisé est un béton courant dosé à 350 kg/m^3 de ciment. Sa composition courante a titre indicatif est comme suit:

- ✓ Ciment : 350kg de CBJ 42.5.
- ✓ Gravier : 800 litres de 15/25 mm.
- ✓ Sable : 400 litres de$< 3\ mm$
- ✓ Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

I.5.1.2 Résistance du béton :

- **à la compression :**

Un béton est définit par une valeur de sa résistance à la compression ***(C.B.A 93, A2.1.1.1)*** à l'âge de 28 jours f_{c28} $exprimée\ en\ MPa$

La résistance caractéristique à la compression fcj à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

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

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

$$pour \quad j \geq 60\ jours \quad f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où : $f_{c28} = 25MPa$

- **à la traction :** ***(C.B.A 93, A2.1.1.2)***

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement définit par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad (MPa)$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{tj} \leq 60MPa$

On aura donc pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow f_{tj} = 2.1MPa$

Pour : $f_{tj} \geq 60MPa \quad f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$

I.5.1.3 Contraintes limites de compression :

- ✓ La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad ; \textbf{\textit{(C.B.A 93, A.4.5.2)}}$$

Avec : $\gamma b = 1{,}5$ pour les cas courants.

$\gamma b = 1{,}15$ pour les situations accidentelles.

- ✓ La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} \quad \textbf{\textit{(C.B.A 93, A.4.5.2)}}$$

Pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

I.5.1.4 Contrainte limite de cisaillement : *(C.B.A 93, A5.1.2.1)*

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- ✓ fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau_u} \leq min\left[\frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right] \Longrightarrow \overline{\tau_u} \leq min[3.33MPa; 5MPa] = 3.33MPa$$

- ✓ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\overline{\tau_u} \leq min\left[\frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right] \Longrightarrow \overline{\tau_u} \leq min[2.5MPa; 5MPa] = 2.5MPa$$

I.5.1.5 Module d'élasticité : *(C.B.A 93, A2.1.2)*

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

- ✓ Module instantané : pour les charges appliques avant 24h.

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- ✓ Le module différé : pour les charges de long de durée.

$E_{vj} = 37000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$; fcj *:* exprimée en *MPa*.

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25MPa$

Donc : $Ei28 = 32164{,}20MPa$

$Ev28 = 10818{,}87MPa$

I.5.2 Acier :

I.5.2 .1. la limite d'élasticité garantie f_e :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes son données par le tableau suivant :

Tableau 1-1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e.

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22 F_eE24	215 235	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40 F_eE50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	F_eTE40 F_eTE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Treillis soudés -lisses -Type 4	 TSL TSHA	 500 520	 emploi courant

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE40 type 1(limite d'élasticité$f_e = 400MPa$), et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE24 ($f_e = 235MPa$).
Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s »est pris égal à :

$$Es = 2.105\ MPa \quad \textbf{\textit{(C.B.A 93, A2.2.2)}}$$

I.5.2 .2 Contraintes limites :

- **Etat limite ultime "ELU " :** ***(C.B.A 93 A.4.3.2)***
  - ✓ $\bar{\sigma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa.$ (Situations durables)
  - ✓ $\bar{\sigma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa.$ (Situations accidentelles)
- **Etat limite de service "ELS "** ***(C.B.A 93 A.4.5.3)***

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

- ✓ fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée.

fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma_s}(MPa) = min\left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right]$$

fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma_s}(MPa) = min\left[0.9 \times f_e; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right]$$

Avec

$$\eta = \begin{cases} 1 & pour\ les\ \ ronds\ lisses\ et\ les\ treillis\ soudés \\ 1.6 & pour\ les\ armatures\ \text{à}\ haute\ adhérance \end{cases}$$

I.6. Objet des justifications de calcul :

Selon le ***CBA 93***, les ouvrages et éléments d'ouvrages en béton armé doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues, et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation envisagée. Il doivent aussi présenter une conception correcte et essentielle en ce qui concerne les dispositions générales de l'ouvrage et les détails constructifs.

Le calcul permet de justifier dans la mesure où il n'existe pas de faute de conception, qu'une sécurité appropriée est assurée :

-Vis à vis de la ruine de l'ouvrage et de ses éléments constructifs.

-Vis à vis d'un comportement non satisfaisant en service.

I.6.1 Justifications de calcul :

On se base dans notre calcul sur la théorie des états limites. Un état limite est un état particulier pour le quel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite,et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. Au delà d'un état limite la structure (ou l'un de ses éléments) est mise hors service, c'est à dire qu'elle ne répondra plus aux fonctions pour les quelles elle a était conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

I.6.1.1 États-limites ultimes (E.L.U) :

Correspondent à la limite:

- ✓ Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement)
- ✓ Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture)
- ✓ Soit de la stabilité de forme .

Hypothèses de calcul (Règlement C.B.A 93 A.4.3.2) :

- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Les sections droites restent planes.
- ✓ L'adhérence béton-acier entraîne l'égalité des déformations, conséquence du non glissement.
- ✓ Allongement relatif de l'acier = Allongement relatif du béton

(Ou raccourcissement) (Ou raccourcissement)

Soit : $\varepsilon_b = \varepsilon_s$

- ✓ Le raccourcissement relatif du béton est limité à:

-$\varepsilon_b = 2‰$ en compression simple (*ex.* : poteaux).**SEC**

-$\varepsilon_b = 3.5‰$ en flexion simple (*ex.* : poutres).**SPC**

L'allongement relatif de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10$ ‰

✓ Le diagramme de déformation de la section passe par l'un des trois pivots: A, Bou C.

Diagramme des déformations de la section : *(C.B.A 93 A.4.3.3)*

On distingue trois domaines 1, 2,3, à l'aide de trois pivots A, B, C et des droites représentatives de la déformation qui passent par l'un des trois pivots pour matérialiser les diagrammes de déformation de la section du béton

La position du pivot est caractérisée par :

- un allongement déterminé : *exemple :* 10 ‰ pour A
- un raccourcissement déterminé : *exemple :* 3,5 ‰ pour B

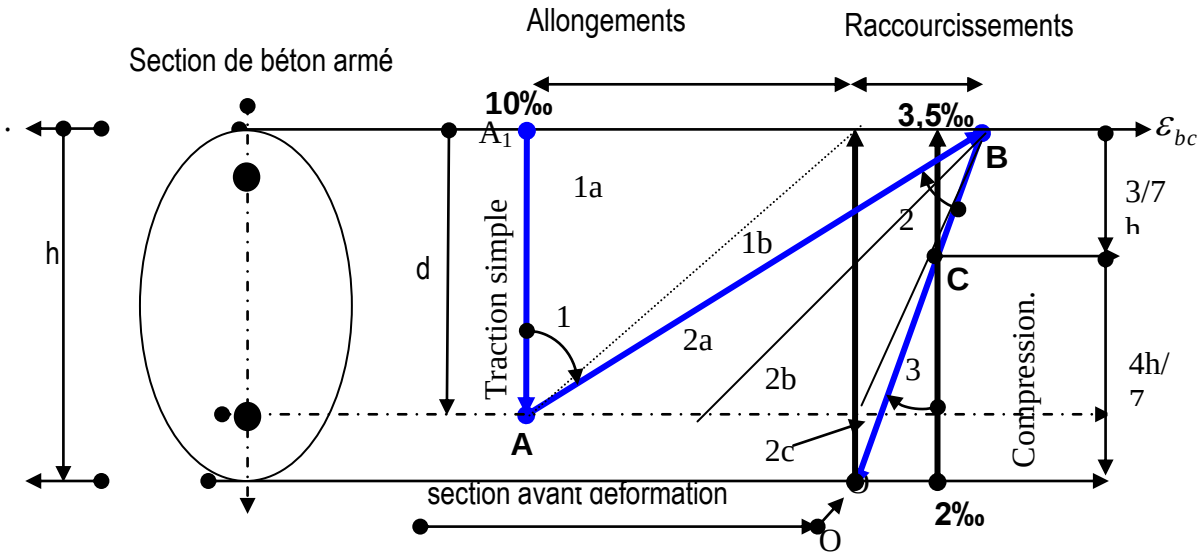


Fig 1-1 : Diagramme des déformations de la section (Règle des Pivots)

Diagrammes contraintes déformations: (C.B.A 93 A.4.3.4)

✓ **Diagramme contraintes déformations de calcul du béton :**

Le diagramme contraintes déformations de calcul pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme dit « **parabole rectangle** ».

Pour les vérifications à l'état limite de service le béton, considéré comme élastique et linéaire, est défini par son module d'élasticité.

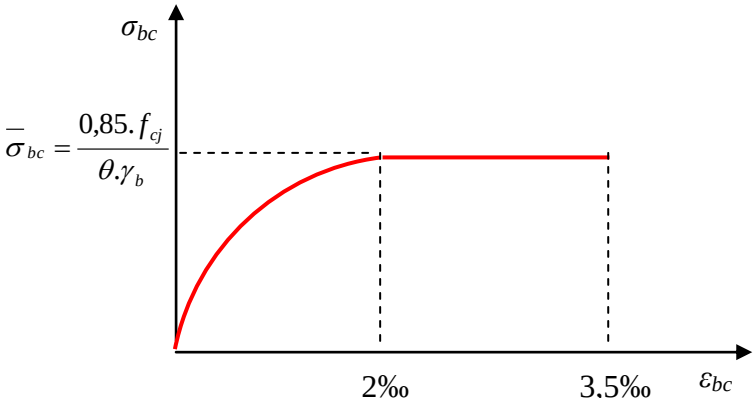


Fig. 1-2 : Diagramme parabole – rectangle (béton)

✓ **Diagramme contraintes déformations de l'acier** :

Le diagramme contraintes déformations défini ci-dessous est symétrique par rapport à l'origine des coordonnées.

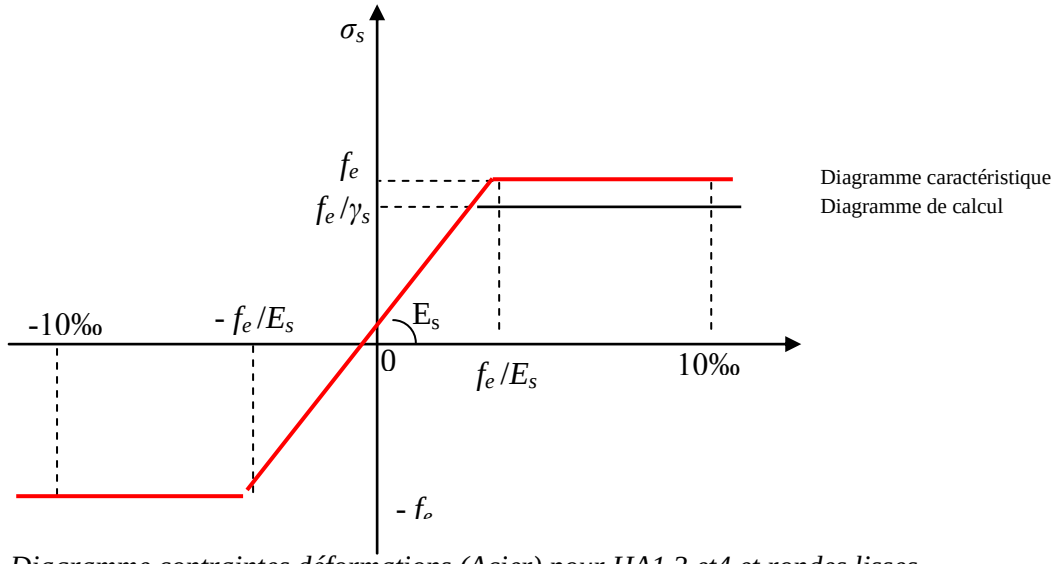


Fig. 1-3 : Diagramme contraintes déformations (Acier) pour HA1.3.et4 et rondes lisses

Es: Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 MPa.

f_e: Limite d'élasticité garantie.

Le diagramme contraintes déformations de calcul se déduise de précédent en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport $\frac{1}{\gamma_s}$

Le coefficient de sécurité γ_s est pris égale à $\gamma_s = 1.15$

I.6.1.2 États limites de service (E.LS) :

Ils sont relatifs surtout aux conditions d'exploitation:

- ✓ état limite de déformation (flèches)
- ✓ état limite de compression du béton ou de traction des aciers
- ✓ état limite d'ouverture de fissures pour la sécurité des ouvrages.

Hypothèses de calcul (Règlement C.B.A 93 A.4.51) :

- ✓ L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ✓ Le béton tendu est négligé.
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre béton et acier.
- ✓ Par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier a celui de béton ou coefficient d'équivalence à pour valeur 15.

CHAPITRE II :

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Pré dimensionnement

Le but du Pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du CBA93 et RPA99 Version 2003. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul. Le pré dimensionnement des poteaux se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur. Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

les planchers ,les poutres. ,les poteaux. ,les voiles.

II.2. Pré dimensionnement du plancher :

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

Plancher corps creux. Plancher dalle pleine.

II.2.1. plancher à corps creux :

les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux

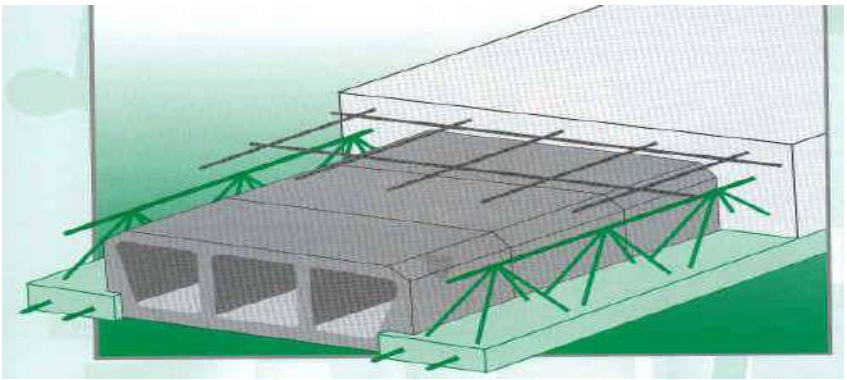


Fig.2-1 : Dessin d'un plancher en corps creux

la hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

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

Avec : L: longueur max de poutrelle d 'axe en axe.

$L = 4.94 \Longrightarrow 19.76 \leq h_t \leq 24.7$

on adoptera $ht = 22cm$ telle que $ht = d + e$

$d = 16cm$ (hauteur de corps creux).

$e = 6cm$ (hauteur de la dalle de compression).

donc $\boldsymbol{ht = (16 + 6)\ cm}$.

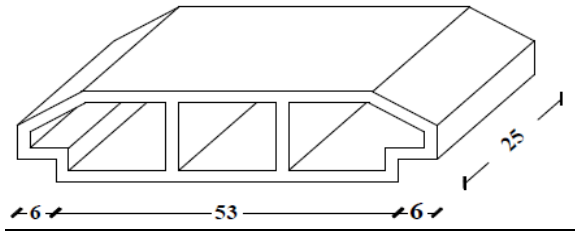


Fig 2-2: Dimensions du corps creux

II.2.2. plancher à dalle pleine :

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

- ✓ condition de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e_p \leq \frac{l_x}{40}$

ep : épaisseur de la dalle .

- dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e_p \leq \frac{l_x}{30}$

- ✓ condition de sécurité contre l'incendie :

$ep = 7cm$:peut assurer un coupe - feu d'une heure.

$ep = 11cm$:peut assurer un coupe - feu de deux heures.

- ✓ condition d'isolation acoustique : $e_p \geq 15\ cm.$

vérification :

- ✓ critère de résistance :

L_x : la plus grande portée.

$\frac{415}{50} \leq e_p \leq \frac{415}{40}$; $8.3 \leq e_p \leq 10.375$ (cm)

la sécurité contre l'incendie : $ep = 11cm$

condition d'isolation acoustique : $ep = 15\ cm$, on prend $\boldsymbol{ep} = 15\ cm$

- ✓ Condition de la flèche :

Si $l \leq 5m$ $\Rightarrow F \leq \frac{L}{500}$ Si $L \geq 5m$ $\Rightarrow F \leq \frac{L}{1000} + 0.5(cm)$

Si $L \leq 2m$ $\Rightarrow F \leq \frac{L}{250}$

Calcule F :

$F = \frac{qL^4}{384EI}$; $I = \frac{be^3}{36} = 38906.25cm^4$; $E = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} = 14086.37Mpa$

$F = 0.057cm$ $et \bar{F} = 0.83\ cm$; $\bar{F} > F$ …… CV

Conclusion : Pour la dalle plaine on adoptera $\boldsymbol{ep} = 15cm$

II.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges :

II.2.2.1.a. plancher terrasse :

- ✓ charges permanentes du plancher terrasse (corps creux) :

Tableau 2-1- charges permanentes du plancher terrasse (corps creux)

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Liége (isolant)	0.04	4	0.16
5	Forme de pente	0.10	22	2.2
6	Film polyane	-	-	0.01
7	Parevapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+6)	0.16+0.06	-	2.80
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				6.65

- ✓ charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine) :

Tableau2I-2- charges permanentes du plancher terrasse (dalle pleine)

N^0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Liége (isolant)	0.04	4	0.16
5	Forme de pente	0.10	22	2.2
6	Film polyane	-	-	0.01
7	Parevapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G				7.55

- ✓ surcharges d'exploitation

Le plancher terrasse est inaccessible : $\boldsymbol{Q = 1KN/m2}$

II.2.2.1.b. Plancher courant

✓ Charges permanentes

Tableau2-3- charges permanentes du plancher courant (corps creux)

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.3	18.00	0.54
4	Plancher (16+6)	0.16+0.06	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.2
6	Cloison légères	0.10	-	0.9
Charge permanente G				5.28

Tableau 2-4- charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Lit de sable	0.3	18.00	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20.00	0.4
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.2
6	Cloison légères	0.10	-	0.9
Charge permanente G				6.23

✓ surcharges d'exploitation

Le plancher courant à usage d'habitation $\boldsymbol{Q = 1.5KN/m2}$

II.2.4. Maçonnerie :

II.2.4.1. Murs extérieurs(double cloison)

Tableau 2-6- charges permanentes du mur double cloison

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
01	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
02	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	9	2 x 0.90
04	Lame d'air	0.05	/	/
Charge permanente G				2.72

II.3.4.2.Murs intérieurs (simple-cloison)

Tableau 2-7- charges permanentes du mur

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
01	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
02	Enduit en ciment	0.02	18	2 x 0.36
03	Brique creuse	0.10	/	0.9
Charge permanente G				1.64

II.3. pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée satisfait la condition de résistance et de la flèche imposées par les règles (C.B.A.93) et selon les exigences des règles parasismiques Algériennes (R.P.A 99+compléments…) :

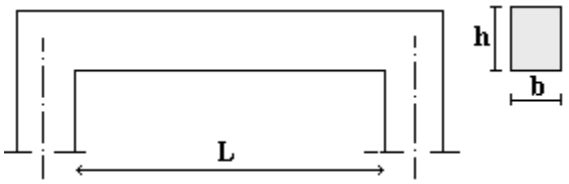


Fig 2-3 : Dimensionnement de la poutre

- b: largeur de la base de la poutre.

- h: hauteur totale de la poutre.
- L : la plus grande portée mesurée nu d'appuis

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

$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$; $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont:

$h \geq 30\ cm$

$b \geq 20\ cm$

$\frac{h}{b} \leq 4$

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

les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci dessous.

II.3.1.poutres principales :

On a $Lmax = 5.30\ m$, alors : $35.33 \leq h \leq 53\ (cm)$

$on\ prend\ \ h = 50\ (cm)$

$0.3h \leq b \leq 0.7h$ $on\ prend$ $b = 30\ (cm)$

II.3.1.1.vérification selon le R .P.A 99 ART 7.5.1:

$b = 30 > 20\ cm$ $(c.v)$

$h = 50 > 30cm$ $(c.v)$

$h/b = 1.66 \leq 4$ $(c.v)$

I.3.1.2.Vérification de la flèche :

on vérifier que $F \leq F_{Limite}$

on à $F = \frac{5 \times P \times L^4}{348 \times E \times I}$ et $F_{Limite} = \frac{L}{1000} + 0.5(cm)$ (CBA93.B6.5.3)

Détermination P total :

Poids propre de la poutre $Gp = 0.50\ x\ 0.30x25 = 3.75KN/ml$

Poids propre du plancher $G\ plancher = 3.82 \times 6.65 = 25.4KN/ml$

$Q\ plancher = 1.5 \times 3.82 = 5.73KN/ml$

$P\ total = (Gp + G\ plancher + Q\ plancher) = 34.88KN/ml$

- Calcul de la flèche :

$L = 5.3 \geq 5m \quad \Rightarrow \quad F \leq F_{Limite} = \frac{L}{1000} + 0.5(cm)$

La flèche de la poutre est calculé comme suit :

$F = \frac{5 \times P \times L^4}{348 \times E \times I}$; $I = \frac{b \times h^3}{12} = 312500 cm^4$

;

$$F = \frac{15 \times 5 \times 34.88 \times 5300^4}{348 \times 312500 \times 10^4 \times 300 \times 500^3} \Rightarrow F = 0.4\ cm$$

$$F_{limite} = 1.03\ cm \qquad alors \qquad F < F_{limite} \qquad CV$$

Conclusion : toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes donc

pour les poutres principales (porteuses), on adoptera la section suivante :

$$b \times h = (30 \times 50)\ cm^2$$

II.3.2. poutres secondaires :

la portée maximale des poutres secondaires à une longueur de : $L_{max} = 5.20m$

$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Longrightarrow 35 \leq h \leq 52$ on adopte $b = 30$ cm et $h = 40$cm

II.3.2.1.vérification selon le RPA 99 ART 7.5.1 :

$b = 30 > 20$ cm ……. (cv)
$h = 40 > 30$ cm ……. (cv)
$\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4$ ……. (cv)

II.3.2.2. vérification de la flèche :

Si $l \leq 5m \Longrightarrow F \leq \frac{L}{500}$

Si $l > 5m \Longrightarrow F \leq \frac{L}{500} + 0.5 \quad cm$

Poids propre de la poutre $Gp = (0.35x0.3x25) = 2.625KN/ml$

Poids propre du plancher $Gplancher = 6.65x(0.65) = 4.32KN/ml$

$Qplancher = (1.5x0.65) = 0.975KN/ml$

Poids total : $ptotal = (Gp + Gplancher + Qplancher) = 7.92KN/ml$

Calcul de la flèche

$$l = 4.94 \leq 5m \Longrightarrow F_{limite} = \frac{l}{500} = 0.98cm$$

La flèche de la poutre est calculé comme suit :

$$F = \frac{5 \times P \times L^4}{348 \times E \times I} \qquad I = \frac{b \times L^3}{12} \qquad F \leq F_{limite}$$

$$F = \frac{60 \times 5.0105 \times 4.7^4}{348 \times 10819 \times 10^3 \times 0.3 \times 0.35^3} \Longrightarrow F = 0.17cm$$

$$F = 0.17cm < F_{limite} = 0.98\ cm \qquad CV$$

Conclusion : pour les poutres secondaires (non porteuses), on adoptera la section suivante : $(\boldsymbol{b \times h}) = (\mathbf{30 \times 40})\boldsymbol{cm^2}$

II.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

Le redimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 0,1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (le poteau le plus chargé), déterminé par la descente de charges.

L'effort normal maximal obtenu par la descente des charges doit vérifier l'inégalité suivante : $N_U \leq \overline{N_u} \quad avec \quad \overline{N_u} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_S \frac{f_e}{\gamma_s}\right]$

$N\ adm$: Effort normal maximal à ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale

Br : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 2 ccm ;

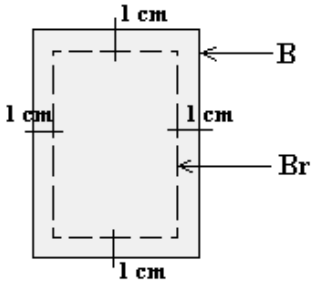


Fig2-4 : Section réduite du poteau

$\gamma b = 1{,}50\ et\ \gamma s = 1.15$: Coefficients de sécurité du béton et de l'acier ;

$f c28\ \ et\ f e$: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier ;

$A\ s$: Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau calculé par :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & pour \quad \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & pour \ 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases} \qquad \text{et} \qquad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

L_f**:** Longueur de flambement.

i : rayon de giration.

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \quad \text{(poteau carré).} \qquad i = \frac{D}{4} \quad \text{(Poteau circulaire).}$$

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

II.4.1. Descente des charges :

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

- **Charges d'exploitation :** Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu 0,5Q

$$Q_0 + \frac{3+n}{2\times n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 \dots\dots\dots Q_n)$$

Avec :

n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').

$Q0$: La charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q1, Q2, \dots\dots, Qn$: Les charges d'exploitations des planchers respectifs

On utilise le $(3+n)/2n$ à partir du cinquième étage

- ✓ **Loi de dégression des charges Q**

Plancher 5^{eme} étage : $Q0$

Plancher 4^{eme} étage : $Q0 + Q1$

Plancher 3^{eme} étage : $Q0 + 0.95(Q1 + Q2)$

Plancher 2^{eme} étage : $Q0 + 0.90(Q1 + Q2 + Q3)$

Plancher 1^{er} étage : $Q0 + 0.85(Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$

Plancher du RDC : $Q0 + 0.80(Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$

Tableau2-8 : détermination des charges d'exploitations

	q(KN/m^2)	S_t (m^2)	Q(KN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{CUM} (KN)
5^{eme}	1	20.45	Q_0 =	20.45		20.45
4^{eme}	1.5		Q_1 =	30.67	1	51.12
3^{eme}	1.5		Q_3 =	30.67	0.90	75.65
2^{eme}	1.5		Q_4 =	30.67	0.85	98.65
1^{ere}	1.5		Q_5=	30.67	0.80	118.6
RDC	4.0		Q_6=	102.2	0.75	189.11

choix des sections des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du RPA.99 version 2003.
MIN (a, b) ≥ 30cm (zone III)

Tableau 2-9 : Dimension du poteau

Niveau d'étage	Dimension du poteau	
	a (*cm*)	b (*cm*)
5	30	30
4	30	30
3	35	35
2	35	35
1	45	45
RDC	45	45

- ✓ **Détermination $\overline{N_u}$:**

Tableau 2-10 : calcule de $\overline{N_u}$

	dimension	he (*m*)	Br (*mm²*)	λ	α	As (*mm²*)	$\overline{N_u}$ (KN)
5eme	30*30	3.06	78400	24.57	0.773	90	*11475.56*
4eme	30*30	3.06	78400	24.57	0.773	90	1147.56
3eme	35*35	3.06	108900	21.06	0.792	122.5	1632.18
2eme	35*35	3.06	108900	21.06	0.792	122.5	1632.18
1er	40*40	3.06	144400	18.40	0.805	160	2198.37
RDC	40*40	4.08	144400	24.73	0.772	160	2107.34

- ✓ **Charges permanentes et Nu :**

Une majoration de 10% de l'effort normal est considérer pour les poteaux voisins de poteaux de rive $G = G_{palncher} + G_{poutr\ prine} + G_{poteau} + G_{potre\ sec}$]

Tableau 2-11 : calcule de N_u

	G		G_{cum}	Q_{cum}	N_u	$1.1N_u$
5^{eme}	PP	24.62	176.33	20.45	268.72	295.59
	PS	8.82				
	PT	6.88				
	PL	135.99				
4^{eme}	PP	24.62	146.66	51.12	274.67	302.13
	PS	8.82				
	PT	6.88				
	PL	106.24				
3^{eme}	PP	24.62	149.05	75.65	314.70	346.16
	PS	8.82				
	PT	9.37				
	PL	106.24				
2^{eme}	PP	24.62	149.5	98.65	349.8	384.78
	PS	8.82				
	PT	9.37				
	PL	106.24				
1^{ere}	PP	24.62	151.92	118.6	383.44	421.78
	PS	8.82				
	PT	12.24				
	PL	106.24				
RDC	PP	21.62	153.1	189.11	490.35	539.38
	PS	8.82				
	PT	16.32				
	PL	106.34				

Effort normal de résistance :

$$Nu = NG + 1.5\,NQ$$

$$Nu = Nu + 0.1\,Nu = 1.1\,Nu$$

- ✓ **Vérification $\overline{N_U}$ et N_u de chaque niveau**

Tableau2-12 : vérifications du ($1.1Nu \leq N_{u\,adm}$)

	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\bar{N}_u$ (KN)	$1.1N_u \leq \bar{N}_u$
5^{eme}	268.72	295.59	11475.56	C V
4^{eme}	274.67	302.13	1147.56	CV
3^{eme}	314.70	346.16	1632.18	CV
2^{eme}	349.8	384.78	1632.18	CV
1^{eme}	383.44	421.78	2198.37	CV
RDC	490.35	539.38	2107.34	CV

II.4.2. Vérification selon le RPA99v2003 :

Le pré dimenssionnement doit respecter les conditions imposées par le RPA 99 pour la zone III

Le règlement préconise :

Tableau2-13 vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 *cm*	Min (b, h) = 30 *cm* ≥ 30 *cm*	**CV**
Min (b, h)≥ he /20	Min (b, h) =30*cm*≥ (he/20) = (4.08-0.40)/20=18.40*cm*	**CV**
$0.25 \leq (b/h) \leq 4$	$0.25 \leq (b/h)=1 \leq 4$	**CV**

Conclusion :

On adoptera les sections suivantes :

(30 x 30) cm² 4^{éme} et 5^{éme} étages.

(35 x 35) cm² 2^{éme} et 3^{éme} étages.

(45 x 45) cm² RDC et1^{ere} étage .

II-5- pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charge verticales.

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

Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigiditéaux extrémités.

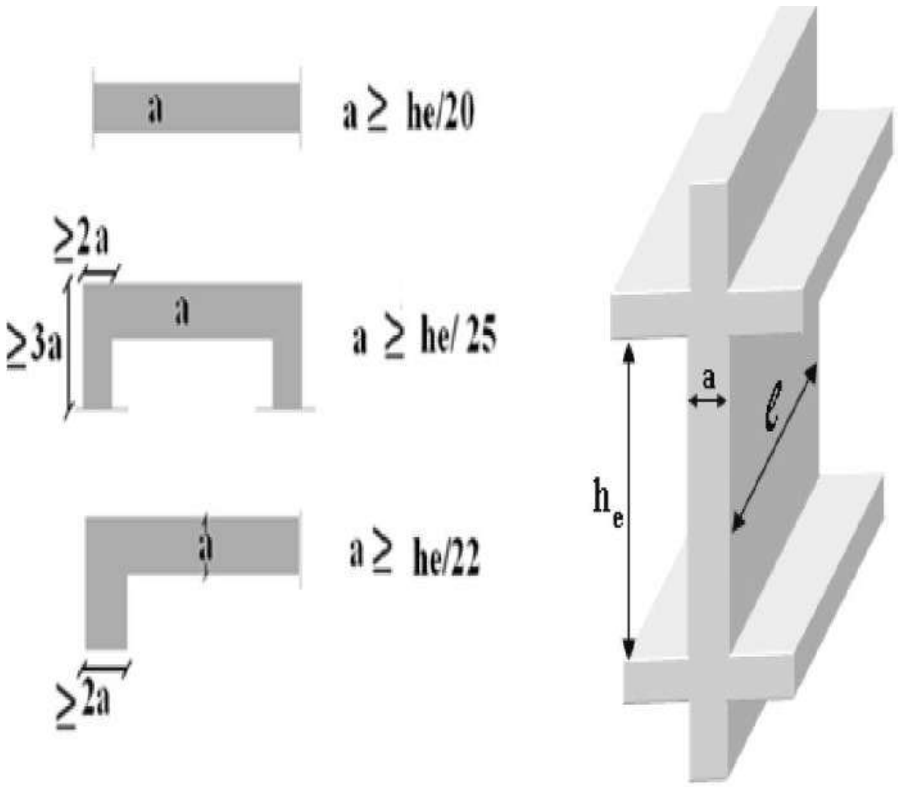


Fig 2- 5 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

he= 4.08-0.4=3.68m. (RDC)

- a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥MAX(15 cm ; 14.72 cm;16.72 cm;18.40 cm)

a ≥18.40 cm On adopte : a =20 cm

- he= 3.06-0.4=2.66m. (étages courants)

a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22; he/20)

a ≥MAX(15 cm ; 10.64 cm;12.09 cm;13.30 cm)
a ≥13.30 cm

On adopte : a =20 cm

- ✓ **Conclusion :**

On adoptera les épaisseurs suivantes :

RDC a=20cm

étages courants : a=20cm

CHAPITRE III :

Calcul des éléments secondaires

III .1. L'acrotère :

III .1.1Introduction :

l'acrotère est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse, c'est un élément qui est exposé aux chocs thermiques (rayonnement solaire , gel) soumis à son poids propre et à une surcharge de 100 kg/m due au poids de la Main courante .

On coudière dans nos calculs une bande d'un mettre (1m).

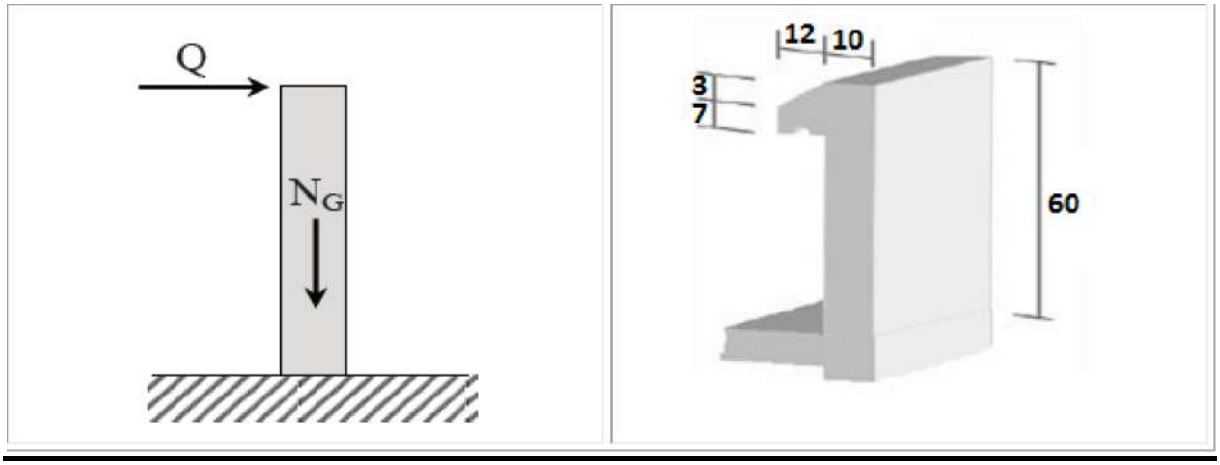


Fig 3.1 : L'acrotère

III.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

- ✓ **charge permanentes :**

poids propre $= S \times 25$

S :est la surface de la section de l'acrotère

$$G = \left[(0.6 \times 0.1) + \frac{(0.12 \times 0.03)}{2} + (0.12 \times 0.07)\right] \times 25$$

G=1.755KN/ml

- ✓ **Surcharges d'exploitation :**

main courante : Q = 1KN/m

- ✓ **Détermination des efforts :**
- ➢ **L'E.L.U:**

Effort normal : $Nu = 1.755 \times 1.35 = 2.3692KN$

Moment d'enterrement : $Mu = 1.5Q \times h = 0.9KN.m$

Effort tranchant : $Tu = 1{,}5Q = 1{,}5\ KN$.

- ➢ **L'E.L.S:**

Effort normal : $N_S = 1.755KN$

Moment d'encastrement $M_S = Q \times h = 0.6KN.m$

Effort tranchant $T_S = Q = 1KN$

III.1.3. calcul du Ferraillage :

le calcul se fait en flexion composée.

- ✓ **calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.369} = 38cm \qquad e_a = MAX\left[\frac{L_0}{250}, 2\right](cm), \qquad e_a = 2\ cm$$

L'enrobage: c= u = 2,5 cm.

$e_0 > \frac{h}{2} - c'\ d'ou\ \ \frac{h}{2} - c' = 2.5\ cm < e_0 = 38\ cm \ldots\ldots CV$

$GC = e_1 + e_a + e_2 > \frac{h}{2} - c' \implies$ section partiellement comprimée

- ✓ **Moment de flexion :**

C: distance entre le point d'application de $\mathbf{N_U}$ et le centre des armatures tendues.

$M_1 = N_u \times a \ \ avec\ \ a = \frac{h}{2} - c + GC \Rightarrow M_1 = 0{,}96$KN.m

- ✓ **Ferraillage :**

donnée : Fc28 = 25 Mpa , Fc28 = 2,1 Mpa

Fe = 400 Mpa , σ_{bc} = 14,2 Mpa , σ_s = 348Mpa .

b = 100cm , h =10cm , d= 7,5cm, c=c_1=25 cm.

$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}}$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0. \Rightarrow \alpha = 0{,}0151 \Rightarrow \beta = 0{,}994\ avec$:

$A_1 = \frac{M_f}{\beta d\,\overline{\sigma_s}} \Rightarrow$ A1 = 0,37 cm

N : effort de compression, alors :

$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow$ A = 0.30 cm² Donc: $A = 0.30cm^2$ $A' = 0cm^2$

- ✓ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1cm^2 > A = 0.30cm^2$$

Donc : $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$ On adoptera : A_1 = 5 HA 8 = 2.31 cm²

- ✓ **Armatures de répartition:**

on a $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.58 \leq A_r \leq 1.16$

Donc, on prendra : A_r = 4 HA 6 = 1.13 cm

- ✓ **Espacement :**

S_t=(b/4)=100/4=25cm

S_{tr} =(h/4)=60/4=15cm

$S_t = 25cm \leq S_{min} = min[3h = 36cm, 33\ cm] = 33\ cm \ldots\ldots\ldots CV$

$S_{tr} = 15cm \leq S_{min} = min[4h = 36cm, 45\ cm] = 36cm \ldots\ldots\ldots CV$

III .1. 4. Vérification a L'ELS :

- ✓ **Calcul de l'excentricité:**

on a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{SER}} = \frac{0.610^2}{1.755} = 34.18\ cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5cm < e_0 = 34.18\ cm$

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre :

$\frac{M'_G}{N_{ser}} \geq \frac{I_G}{v_2 \times B_0}$

Où : $Bo = b \times h + 15\,(A + A')$ $\Rightarrow$ B_o = 1035,25 cm².

$v_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15(A'C + dA)\right] \Rightarrow$ υ 1 = 5,08 cm

υ_2 = h - $\upsilon_1 \Rightarrow \upsilon_2$ = 4,92 cm.

$I_G = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15[A(v_2 - c)^2 + A'(v_1 - c)^2] \Rightarrow$ IG = 8542.65 cm².

$\frac{I_G}{v_2 B_0} = 1.680cm$

$M'_G = N_{ser} \times CG'$

avec: $CG' = CG + GG' = CG + (v_1 - \frac{h}{2}) = \left(e_0 - \frac{h}{2} - c\right) + (v_1 - \frac{h}{2}) = 31.76cm$

Donc :

$\frac{M'_G}{N_{ser}} = 31.76cm \geq \frac{I_G}{v_2 B_0} = 1.680cm \Rightarrow$Alors on a une section partiellement comprimée

Il faut vérifier que:

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ et $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ fissuration préjudiciable

Où $\sigma_b = KY_1$ $\sigma_s = K(d - Y_1)$ $avec$ $K = \frac{N_{ser}}{S_{G'}}$

On va calculer $\mathbf{y_2}$ à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$

$p = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow$ p = -2071.8 cm^2

$q = -2c^3 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow$q = 35885.32cm^3

D'où l'équation devient : $y_2^3 + (-2071)y_2 + 35885.32 = 0$

On va résoudre l'équation précédente, tout en respectant la condition suivante :

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

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

On a : $\Delta = -2.97 \times 10^7$

alors :

$y_2^{'}$ = 28.8cm

$y_2^{''}$ = 23.95cm rejetée comme valeur (y_2+c < 0)

$y_2^{'''}$ = -52.49cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors : $0 < y1 = 28.8 + (-26.76) = 2.04\ cm < h = 10\ cm$

Donc on prend : $y2 = 28.8\,cm$

En revanche on a :

$k = \frac{N_{ser}}{s_{G'}}$

$S_{G'} = \frac{by_1^2}{2} + 15A'(y_1 - c') - 15A(d - y_1) \Rightarrow S_{G'} = 18.891\text{cm}^3$

D'où alors : k = 1.755/18.891 $\Rightarrow$ k=9.29 x 10^{-2}N/mm^3

Donc : σ_b = ky_1=(9.29 x 10^{-2}) x 20.4 $\Rightarrow$ σ_b = 1.89 MPa

$$Et\ \sigma s = 15\,k\,(d - y1) = 15\,x\,9.29\,x\,10 - 2(75 - 20.4) \Rightarrow \sigma s = 76.08\,MPa$$

$$\sigma_b = 1.89MPa \leq \overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15MPa \dots\dots\dots\dots\dots CV$$

$$\overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3}f_e = 266.66MPa, 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.63MPa\right] = 201.63MPa \dots\dots\dots\dots CV$$

$$\sigma_s = 76.08MPa \leq \overline{\sigma_s} = 201.63MPa \dots\dots\dots\dots\dots CV$$

Donc on adoptera la section calculée à l'E.L.U.

III.1.5. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que :

$\tau_u < \overline{\tau_u}\ avec\ \tau_u = \frac{V_U}{bd}; V_U = T_u - \frac{M_U}{0.9d} = -11.83KN \qquad \tau_u = 0.16MPa$

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right] = 2.5MPa$$

$$donc : \tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots\dots\dots\dots CV$$

Conclusion :

les armatures transversales ne saut pas nécessaire , à cause de la faible hauteur de l'acrotère , alors on garde la section calculée à L'.E.L.U**.**

III.1.6. vérification de l'acrotère au séisme :(RPA .ART 6-3) :

les éléments de la structure secondaire sont vérifiées sous la sollicitation suivante :

F_p = 4.A cp Wp.

A: coefficient d'accélération A = 0,25 .

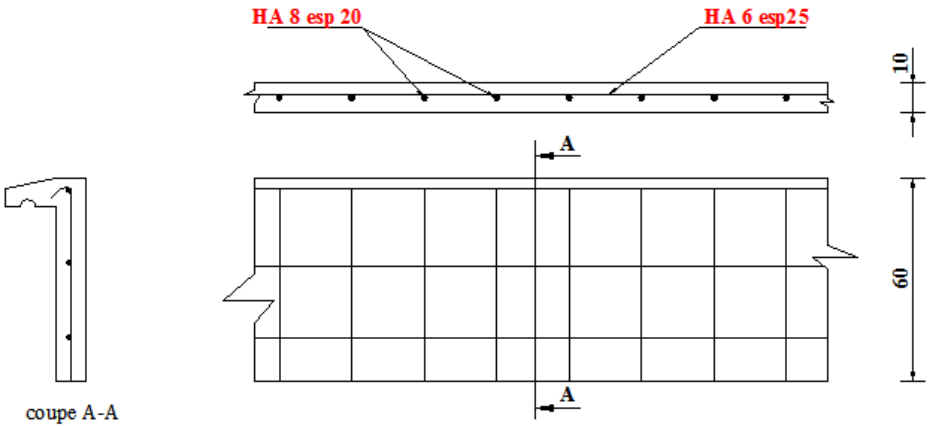
c_p : Facture de force horizontale c_p= 0,8.

w_p : poids de l'accélère w_p = 1,824 KN .

d'où :

F_p = 0,8755 < Q = 1,5 KN .

la condition est vérifiée , alors l'acrotère résiste à la sollicitation due au séisme local.



SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE

III.2. Escalier :

III.2.1. Introduction :

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

III.2.2. Définition des éléments d'un escalier :

- ✓ **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 gi**ron : 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.

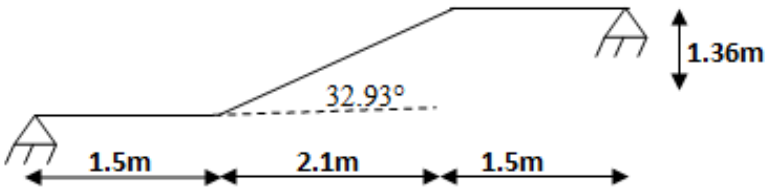


Fig3.2 :schéma statique de escalier

III. 2.3.Dimensionnement:

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise

$59cm \leq g + 2h \leq 66cm$ généralement la formule de BLONDEL:

Il porte un palier et une paillasse.

$h = \frac{H}{n}$ *et* $g = \frac{L}{n-1}$

n: nombre de contres marches.

(n-1): nombre de marches.

On pose :

$$X = g + 2h \Rightarrow 2H \times (n-1) + n \times L = X \times n(n-1) \dots\dots\dots\dots\dots\dots (*).$$

$$x \times n^2 - (x + 2 \times H + L) \times n + 2 \times H = 0$$

on prend

$g + 2h = 64\ cm$. Donc l'equation(*) devient

$64n^2 - 478n + 204 = 0 \Rightarrow n = 8$

Nombre de marches: $n - 1 = 7$

Nombre de contres marches: $n = 8$

Hauteur de la marche: $h = \frac{H}{n} = \frac{136}{8} = 17cm$

Le giron: $g = L / n - 1 = 210 / 7 = 30cm$

✓ Vérification de la formule de blondel :

$$59cm \leq g + 2h = 64cm \leq 66cm$$

✓ Vérification d'inclinaison **α:**

$\Rightarrow \alpha = 32.93°$ $\qquad Tg\ \alpha = H / L = 136 / 210 = 0.647$

✓ Longueur de la paillasse :

Dans le cas d'une dalle portant sur deux cotés, on a **:** $L_0 = \sqrt{1.36^2 + 2.1^2}$

$L_{tota} = 2.5m$

$L_{tota} = 2.50 + 3 = 5.5m$; $\frac{L_{tota}}{35} \leq ep \leq \frac{L_{tota}}{30}$ $\Rightarrow 0.157\text{m} \leq \text{ep} \leq 0.183\text{m}$

On adoptera **:** $ep = 18\ cm$

III.2.4.Evaluation des charges et surcharges:

✓ **charges permanentes:**

A- Tableau3.1.: Evaluation des charges permanentes du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.18	25	4.5
5	Enduit plâtre	0.02	20	0.36
Charge permanente				**6.24**

Tableau 3.2.: Evaluation des charges permanentes de la paillasse de l'escalier.

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²) [4]	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.18 / cos α	25	5.36
5	Poids des marches	0.18 / 2	25	2.25
6	Enduit plâtre	0.02	18	0.36
Charge permanente				8.81

✓ **Surcharge d'exploitation :**

Q = 2.5KN/m^2

III.2.5.Détermination des efforts:

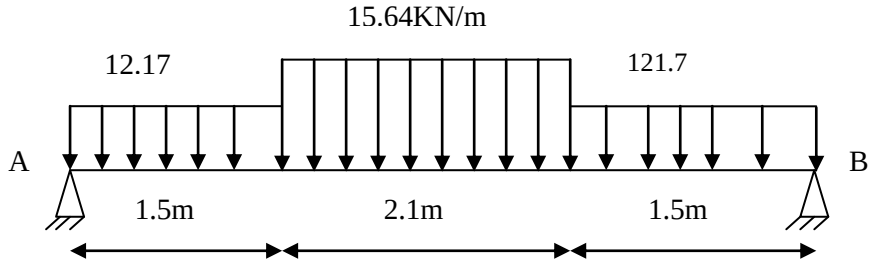
A l'E.L.U: P_u =1.35 G + 1.5 Q

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

Tableau 3.3.: Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	6.24	2.5	12.17	8.74
Paillasse	8.81	2.5	15.64	11.31

➢ **A l'E.L.U :**



✓ Les réactions d'appuis:

$$\sum F = 0$$

$$R_a + R_b - (12.17 \times 1.5) - (15.64 \times 2.1) - (12.17 \times 1.5) = 0 \Longrightarrow Ra + Rb = 69.35$$

$$\sum M/_A = 0$$

$$Rb\ x\ 5.1 - 12.17\ x\ 1.5x\ (0.75) - 15.64\ x\ 2.1\ x\ (1.5 + 2./2) - 12.17\ x\ 1.5\ (0.75 + 3.6) = 0$$

$$\mathrm{R}a = 34.67KN \quad et \quad Rb = 34.67KN$$

$$Tronçon\ AC\ \ (0 \leq x \leq 1.50)$$

	$0 < x < 1.5$	$X = 0$	$X = 1.5$
T(x) (KN)	$R_a - P_1 \times x$	34.67	16.41
M(x) (KN m)	$R_a \times x - P_1 \times \frac{x^2}{2}$	0	38.31

$$Tronçon\ BC\ \ (1.5 \leq x \leq 3.6)$$

	$1.5 < x < 3.6$	$X = 1.5$	$X = 3.6$
T(x) (KN)	$R_a - P_1 \times 1.5 - P \times (x - 1.5)$	16.41	-16.42
M(x) (KN m)	$R_a \times x - P_1 \times 1.5 \times \left(x - \frac{1.5}{2}\right) - P \times ((x - 1.5)^2)/2$	38.31	38.29

$$Tronçon\ C\ D\ (0 \leq x \leq 1.5)$$

	$0 < x < 1.5$	$X = 0$	$1.5X =$
T(x) (KN)	$-R_b + P_1 \times x$	-34.67	-16.41
M(x) (KN m)	$R_b \times x - R_1 \times (\frac{x^2}{2})$	0	38.31

Donc

Détermination de $M\ max$:

Mmax $\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow \mathrm{T(x)} = 34.67 - 12.17(\mathrm{x} - 1.5) - 15.64 * 1.5 = 0 \Rightarrow x = 2.55$

$$Mt = 0.85 \times M\ max \quad ; \quad Ma = 0.50 \times M\ max \quad ; \quad T = 34.67KN.$$

$M(2.55) = 46.92\ KN.m$

Donc :

$Mt = 0.85 \times 46.92 = 39.88\ KN.m$

$$Ma = 0.5 \times 46.92 = 23.46\ KN.m \qquad ,Tmax = 34.74KN.$$

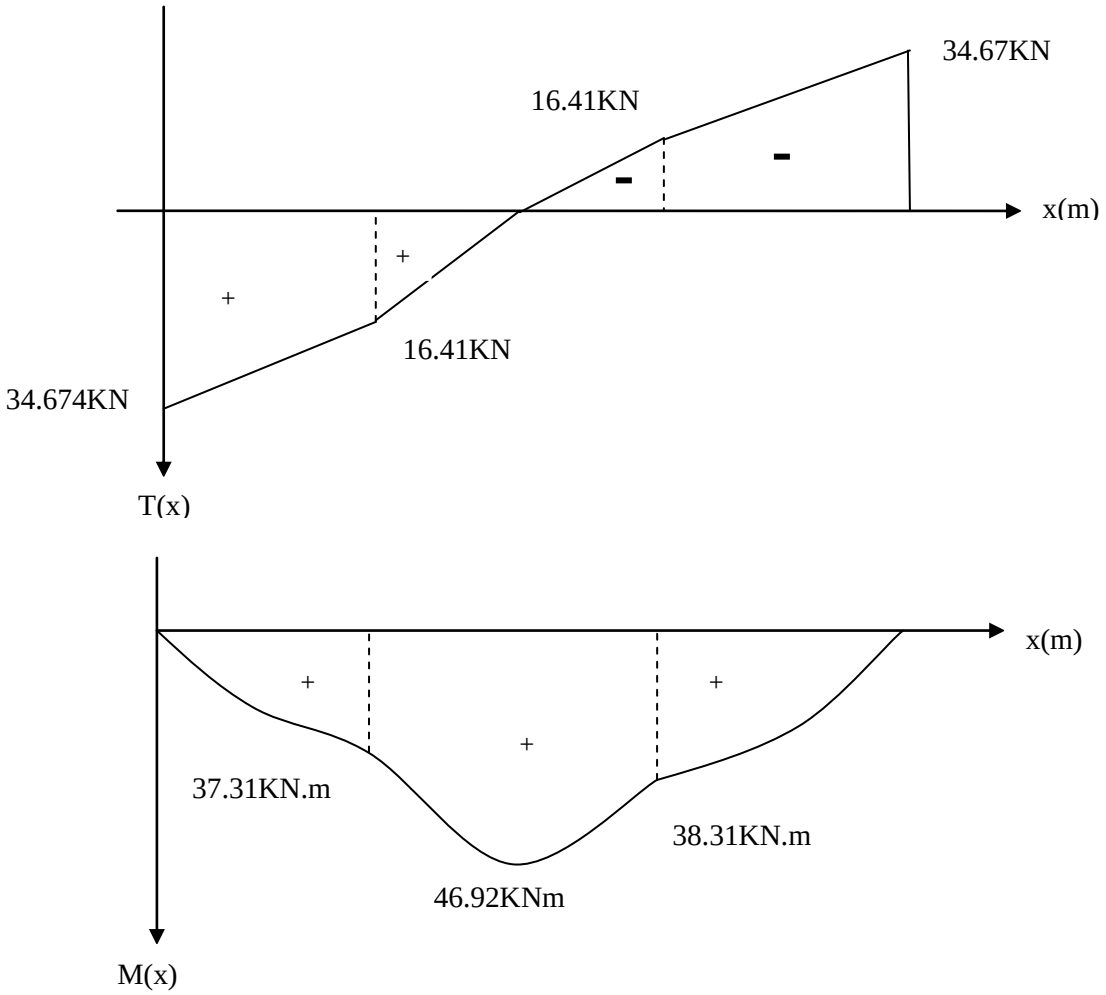
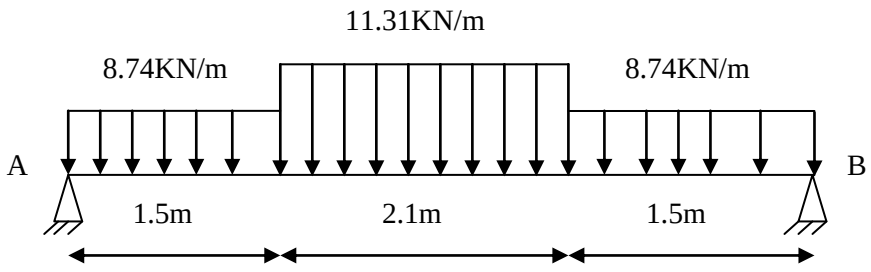


Fig 3.3 Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.U

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



$$\sum F = 0$$

$$R_a + R_b - (8.74 \times 1.5) - (11.31 \times 2.1) - (8.74 \times 1.5) = 0 \Longrightarrow Ra + Rb = 49.99$$

$$\sum M/_A = 0$$

$Donc\ Ra = 24.99KN \quad et \quad Rb = 24.99KN$

$Tronçon\ AC\ \ (0 \leq x \leq 1.5)$

	$0 < x < 1.5$	$X = 0$	$X = 1.5$
T(x) (KN)	$R_a - P_1 \times x$	24.99	11.88
M(x) (KNm)	$R_a \times x - P_1 \times \frac{x^2}{2}$	0	27.65

$Tronçon\ BC\ \ (1.5 \leq x \leq 3.6)$

	1.5<x<3.6	X=1.5	X=3.6
T(x) (KN)	$R_a - P_1 \times 1.5 - P \times (x - 1.5)$	11.88	-11.87
M(x) (KNm)	$R_a \times x - P_1 \times 1.5 \times \left(x - \frac{1.5}{2}\right) - P \times ((x - 1.5)^2)/2$	27.65	27.66

Tronçon C D ($0 \leq x \leq 1.5$)

	$0 < x < 1.5$	$X = 0$	$X = 1.5$
$T(x)$ (KN)	$-R_b + P_1 \times x$	-24.99	-11.88
$M(x)$ (KNm)	$R_b \times x - R_1 \times (\frac{x^2}{2})$	0	27.65

Donc : $M_t = 0.85 \times M_{max}$; $M_a = 0.5 \times M_{max}$; $T = 24.99KN.$

Détermination de $M\ max$:

Mmax $\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow$ T(x) $= 24.99 - 8.74(x - 1.5) - 11.31 * 1.5 = 0 \Rightarrow x = 2.55\ m$

$M(2.55) = 33.89\ KN.m$

Donc :

$M_t = 0.85 \times 33.89 = 28.8KN.m$; $M_t = 0.5 \times 33.89 = 16.94KN.m$

$T\ max = 24.99KN.$

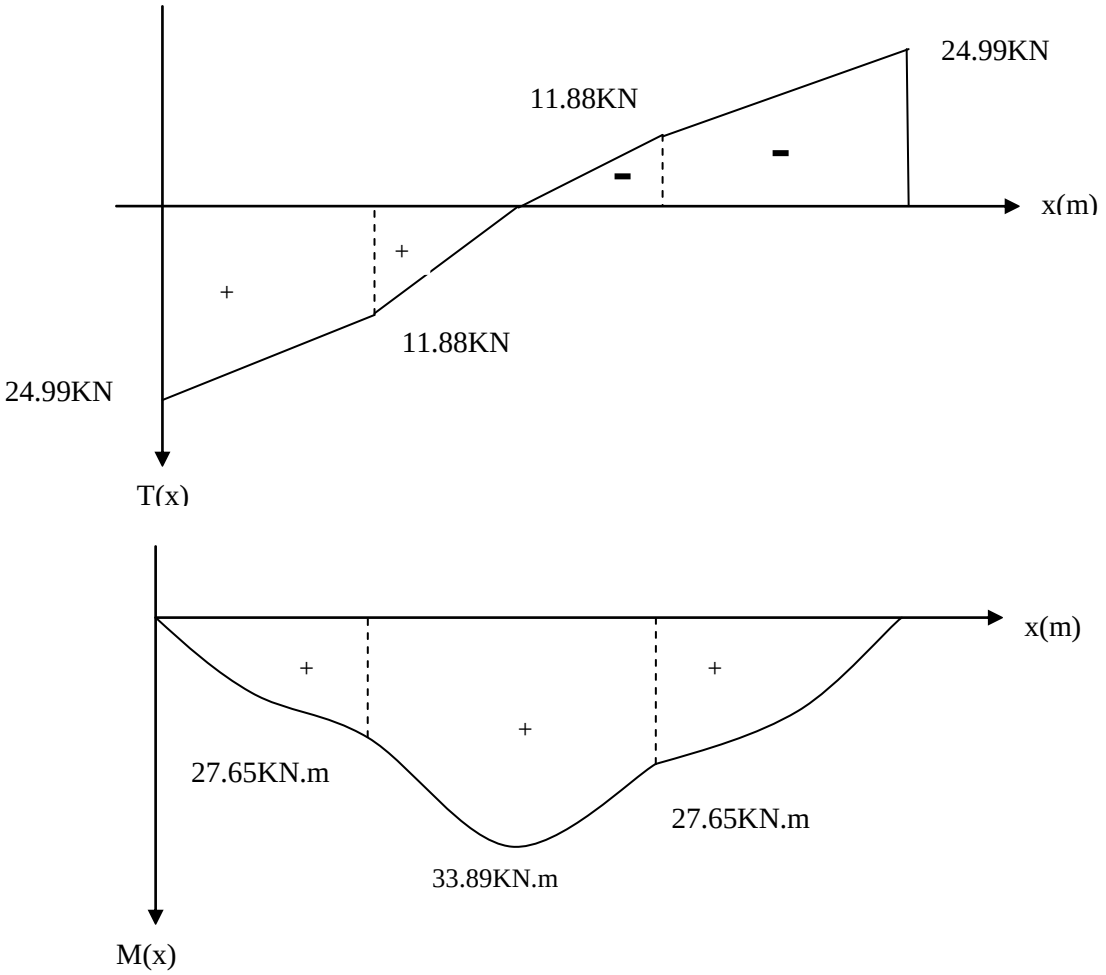


Fig 3.4. Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.S

III.2.6 Calcul du ferraillage :

Acier : $F_e = 400MPa$, $\gamma_s = 1.15$, $\sigma_s = 348MPa$

Béton: $F_{c28} = 25MPa$, $f_{t28} = 2.1MPa$, $\gamma_b = 1.5$

$\overline{\sigma_{bc}} = 14.2MPa, b = 100cm, h = 18cm, d = 16cm, c = 2cm$

Le moment en travée : $M_{t\ max} = 39.88\ KN.m$

Le moment max aux appuis : $M_{a\ max} = 23.46\ KN.m$

On a :

$$\mu = \frac{M_u}{d^2 b\overline{\sigma_{bc}}} \ , A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Tableau3.4. : les résultats de la flexion simple.

	M_u(KN.m)	d(cm)	?	β	A_{cal} (cm²)	Amin	$A_{choisit}$(cm²)	$A_r = \frac{A}{4}(cm^2)$	A_r choisit(cm²)
En travée	39.88	16	0.109	0.94	7.60	1.8	5HA14 =7.69	1.92	4HA8=2.01
Aux appuis	23.46	16	0.064	0.96	4.47	1.8	6HA10=4.71	1.177	3HA8=1.5

- ✓ **Condition de non fragilité:** $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = 1.8cm^2$

$A = MAX\ [A\ chois\ , Amin]$

Le choix :

En travée : $A = 5HA14 = 7.69\ cm^2$

En appuis : $A = 6HA10 = 4.71\ cm^2$.

- ✓ **Armature de répartition :** $Ar = \frac{A}{4}$

En travée : $Ar = 4\ HA8 = 1.92\ cm^2$

Aux appuis : $Ar = 3HA8 = 1.5\ cm^2$

- ✓ **Condition d'espacement :**

Pour les armatures longitudinales :

$S_t \leq \overline{S_t} = Min[3h, 33] = 33\ cm \quad S_t = \frac{100}{5} = 20cm < 33\ cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$

Pour les armatures transversales :

$S_t \leq \overline{S_t} = Min[4h, 45] = 45\ cm \quad S_t = \frac{100}{6} = 17cm < 45\ cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$

III.2.7.vérification de l'effort tranchant :

On verifier que :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \qquad avec \quad \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{34.67 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.216MPa$ et $\bar{\tau}_u = 0.07\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16MPa$

$donc \quad : \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{CV}$

III.2.8. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on vérifie seulement la condition:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \qquad \overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

En travées:

$A = 7.69\ \text{cm}^2, \text{Mser} = 28.8\text{KN.m}, \qquad \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$

Cherchons la position de l'axe neutre " y "

$by^2 + 30(A + A')y - 30(A'C' + Ad) = 0$

$100y^2 + 230.7y - 3691.2 = 0 \Rightarrow y = 5.03cm$

$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - C')^2 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow 18123.44cm^4$

$K = \frac{M_{ser}}{I} = 0.158\frac{N}{mm^3}$

D' où

$\sigma_b = 7.9MPa$, $\sigma_b = 7.9MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15MPa$ ……. CV

En appuis:

$100y^2 + 141.3y - 2260.8 = 0 \Rightarrow y = 3.95cm$; A = 4.71cm² ; y = 4.1cm

I = 12302.9 cm⁴ ; $M_{ser} = 16.94KNm$

$$\sigma_b = \frac{16.94 \times 10^6}{10680.87 \times 10^4} \times 41 = 5.64MPa$$

$\sigma_b = 5.64MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15MPa$ ……. CV

III.2.9.Vérification de la flèche :

Selon l'article B-7-5 (CBA 93), on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{18}{510} = 0.035 \geq \frac{0.85}{20} = 0.0425$ …… CNV

2) $\frac{A}{db_0} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{7.69}{16 \times 100} = 0.0048 \geq 0.005$ …… CNV

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

- ✓ **Calcul de la flèche :**

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifie cette égalité : $\Delta f = f_v - f_i < \bar{f} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L}{1000} \ si \ L \geq 5m \\ \frac{L}{500} \ siL < 5m \end{cases}$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

Donnée : h = 18 cm d=16 cm c=2 cm L=5.1m

$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{bh + 15A} \Rightarrow y = 9.42cm$

$I_0 = \frac{b}{3}[y^3 + (h-y)^3] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 53911.75cm^4$; $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta dA} = 261.82MPa$

$\rho = \frac{A}{db} = 0.0048 \Rightarrow \beta = 0.894$; $\mu = MAX\left(1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 0.59\ ,\ 0\right) = 0.484$

Maximale sous charges instantanées.

$f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10I_{fi}E_i}$; $\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)} = 4.36MPa$; $I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda_i} = 1.90 \times 10^4 cm^4$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19MPa$; $f_i = 12.24mm$

La valeur de la flèche maximale sous les charges à langue durée d'application:

$f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10I_{fv}E_v}$; $\lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1.74MPa$

$E_v = \frac{1}{3}E_i = 10721.38MPa$; $I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda_v} = 3.20 \times 10^4 cm^4$; $f_v = 21.76mm$

$$\Delta f = f_v - f_i = 9.51mm$$

D'autre part

$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \Rightarrow \bar{f} = 10.1mm$

$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \Rightarrow \bar{f} = 10.1 > \Delta f = 9.51 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$

Conclusion : donc la condition de la flèche est vérifie.

III.2.10- Calcul de la poutre palière :

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

La longueur de la poutre: L = 2.8 m

III.2.10.1. Pré dimensionnement :

1) $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
2) $0.3h \leq b \leq 0.7h$
3) $\frac{h}{b} \leq 4$`

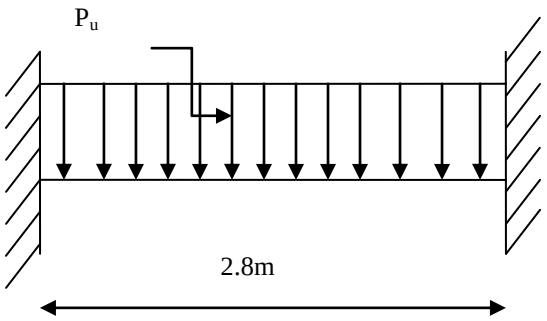


Fig 3.5 poutre palière

Tableau 3.5.de vérification de règlement

	poutres palières
Conditions de résistance	Lmax= 2.8m ⇒ 18.66cm ≤ h ≤ 28cm on adopte h = 30 cm ⇒ 9cm ≤ b ≤ 21 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=25cm≥20cm h/b=1.2 ≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.107) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 30 cm ; b = 25 cm

Donc on à une poutre de dimensions (b x h) = (25 x 30) cm²

III.2.10.2. Charges et surcharges:

Les réactions d'appuis de l'escaler (au niveau de la poutre palière):

Poids propre de la poutre: 25 x 0.25 x 0.3 = 1.875 KN/ml.

Donc: $G_{p\,p}$ = 1.875 KN/ml.

$G_{dalle\ plein}$=5.81 x0.75=4.357 KN/ml

$G_{double\ cloison}$ =(0.85+0.85+1.36)x2.72=8.32 KN/ml.

G_{total}=14.55 KN/ml

Q=2.5 x0.75= 1.875KN/ml

P_u = 1.35 (14.55) +1.5 x1.875=22.46KN/ml.

P_{ser} = 16.46KN/ml.

III.2.10.3. Calcul des efforts:

Le calcul s'effectue comme pour une poutre parfaitement encastrée sue les deux appuis avec la méthode R.D.M.

A l'E.L.U:

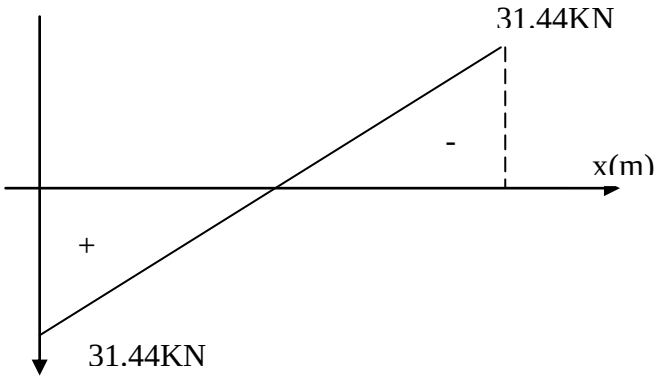
$$R_A = R_B = \frac{P_u \times L}{2}$$

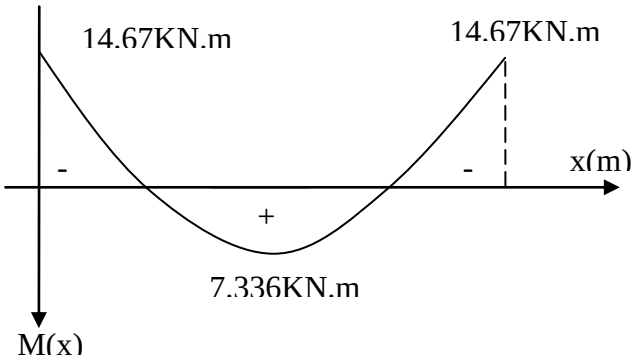
$R_A = R_B = 31.44KN$

$M_a^{max} = \frac{P_u \times L^2}{12} = 14.67KN.m$

$M_t^{max} = \frac{P_u \times L^2}{24} = 7.336KN.m$

$T^{max} = 31.44KN$





T(x

Fig 3.6 Diagramme des sollicitations de poutre palière à l'E.L.U

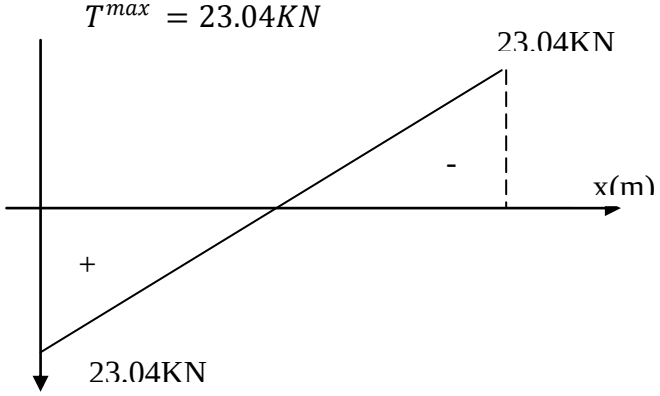
A l'E.L.S:

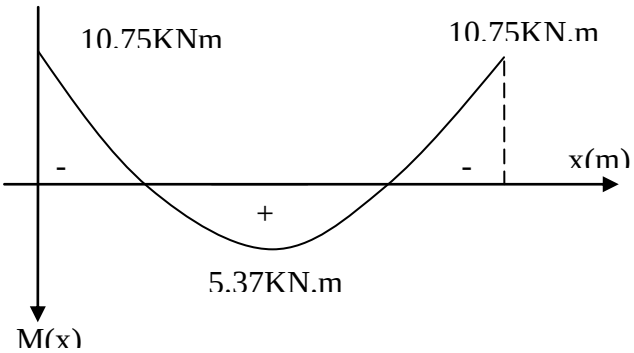
$R_A = R_B = \frac{P_u \times L}{2} = 23.04KN$

$M_a^{max} = \frac{P_u \times L^2}{12} = 10.75KN.m$

$M_t^{max} = \frac{P_u \times L^2}{24} = 5.37KN.m$

$T^{max} = 23.04KN$





T(x

Fig 3.7 Diagramme des sollicitations de poutre palière à l'E.L.s

III.2.10.4.Calcul du ferraillage:

A- Armatures longitudinales:

Béton: f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_{bc} = 14.2 MPa ; f_{t28} = 2.1 MPa

b = 25 cm ; h = 30 cm ; d = 27 cm ; e =3 cm.

Acier: FeE400 ; Fe= 400 MPa ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa.

Tableau 3.6: Calcul du ferraillage de la poutre palière

	M_u KNm	μ	β	A`(cm²)	A (cm²)	Achoisi (cm²)	A_{min} (cm²)
En travée	7.336	0.007	0.996	0	0.78	2HA8=1	0.75
En appuis	-14.67	014	0.993	0	1.56	2HA12= 2.26	0.75

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = \frac{A}{1000} = \frac{25 \times 30}{1000} = 0.75cm^2$$

$$A = max[A_{calcul\ é}, A_{min}]$$

Donc on adopte: en travée A = 2HA8 = 1 cm²

en appuis A = 2HA12=2.26 cm²

- **Vérification de l'effort tranchant: RPA 99 version 2003**

$$\tau_u = \frac{V_u}{db_0} = \frac{31.44 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.46MPA$$

$$\overline{\tau_U} = min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\ MPA\ ,\quad 5MPa\right] = 3.33MPA$$

$$\tau_u = 0.46MPa \leq \overline{\tau_U} = 3.33MPa \ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

- **Vérification de compression dans la bielle de béton: [CBA93]**

$$V_u \leq 0.4\left[\frac{f_{c28}}{1.5}\right] ab_0$$

$$a = min[b - c - 2\ , 0.9d] = [20cm, 24.3cm] = 20cm$$

$$V_u = 31.44KN \leq 0.4\left[\frac{25}{1.5}\right] \times 250 \times 200 = 416KN \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

- **Vérification au voisinage de l'appui: RPA 99 version 2003**

$$2\frac{V_u}{ab_0} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s} \Longrightarrow \frac{31.44 \times 2 \times 10^3}{250 \times 200} = 1.26MPa < 0.8\frac{25}{1.15}$$

$$= 17.39MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

$$V_u + \frac{M_u}{0.9d} = -28.93KN < 0$$

Donc pas de vérification a faire, la section existante « A» peut équilibré l'effort tranchant.

$$A = 2.26\ cm^2 \geq \frac{V_u\gamma_s}{f_e} = \frac{1.15 \times 31.44 \times 10^3}{400} = 0.9cm^2$$

- **Armatures transversales:**

$$\emptyset_t = Min\left[\frac{h}{35} = 0.85, \emptyset_1 = 8mm, \frac{b_0}{10} = 2.5cm\right]$$

$$\emptyset_t = 8mm < 8.5mm$$

$a_t = \frac{\pi \emptyset_t^2}{4} = 0.5cm^2$

$a_{t\,min} = 0.003 S_t b$

Donc on adoptera: A_t = 2 T 8 = 1 cm².

- **Vérification du R.P.A 99 v2003:**

$S_t \leq \overline{S_t}$

$Zon\ nodal\ \ S_t \leq \overline{S_t} Min\left[\frac{h}{4} = 7.5cm, 12\emptyset = 9.6cm\right]$

$Zon\ courante\ \ S_t \leq \overline{S_t} = \frac{h}{2}$**=15cm**

$\begin{cases} \overline{S_t} = 7.5cm(zon\ nodal) \\ \overline{S_t} = 15cm(zon\ courant) \end{cases}$

On adoptera les valeurs suivantes:

$\begin{cases} S_t = 5\ cm(zon\ nodal) \\ S_t = 15\ cm(zon\ courant) \end{cases}$

$S_t = 5cm \Longrightarrow A_t = 1cm^2 > A_{t\,min} = 0.003 S_t b = 0.375cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$

$S_t = 15cm \Longrightarrow A_t = 1cm^2 > A_{t\,min} = 0.003 S_t b = 1.12cm^2$……CV

On a A_t = 1 cm².

$S_t \leq \overline{S_t}$ Pour les deux zones

Pour la zone courante $A < A_{min}$ donc on retiendra A_t = 3 T 8 = 1.5 cm².

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

$1)\frac{A_t}{S_t b_0} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.9 f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}$

avec k = 1 (flexion simple) α = 90°

Zone nodale:

$\frac{1.5 \times 10^2}{250 \times 50} = 0.012 \geq \frac{1.15(0.3 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = -0.001054$

Zone courante:

$\frac{1.5 \times 10^2}{250 \times 150} = 0.004 \geq \frac{1.15(0.53 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (0+1)} = -0.00031$

$2) A_t \geq A_{min} = \frac{0.4 S_t b_0}{f_e}$

Zone nodale:

$A_t = 1.5 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 250 \times 50}{400} = 0.125cm^2$

Zone courante:

$$A_t = 1.5 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 250 \times 150}{400} = 0.375 cm^2$$

III-2.10.5.Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il faut vérifier que:

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

Avec:

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \quad et \quad \overline{\sigma_b} = 15MPa$$

Tableau 3.7: Vérification de la contrainte " σ_b " à l'E.L.S (poutre palière).

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KNm)	$\overline{\sigma_b}$	σ_b	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
En travée	1.5	7.92	12345.46	5.38	15	0.345	CV
En appuis	1.5	92	12345.46	10.75	15	0.689	CV

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

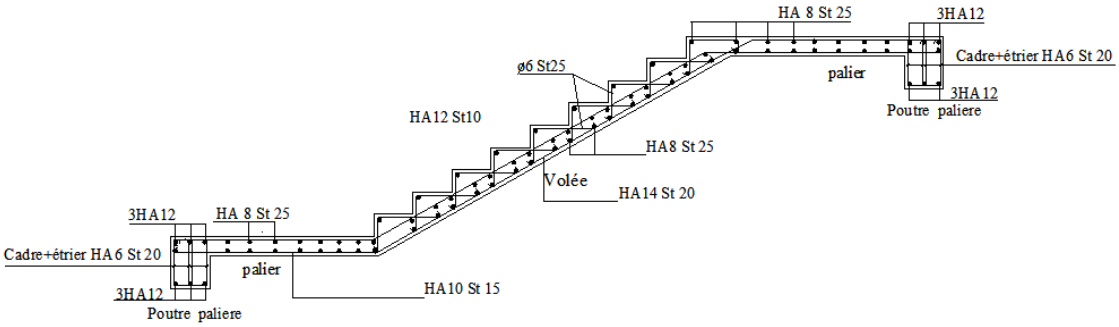
- **Vérification de la flèche:**

Les conditions suivantes:

$$1) \frac{h}{L_x} = \frac{0.3}{2.8} = 0.107 \geq \frac{1}{16} 0.0625 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

$$2) \frac{h}{L_x} = \frac{0.3}{2.8} = 0.107 \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = 0.037 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

$$3) \frac{A}{db_0} = \frac{1.5}{25 \times 27} = 0.0022 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$



SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

III.3. Planchers :

Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui font partie de la structure du bâtiment ils ont pour rôle:

- Repartir les charges dans le contreventement
- Assurer la comptabilité des déplacements horizontaux
- Permettre une isolation thermique et acoustique

Les planchers dans notre structure sont réalises par des:

- ❖ plancher en corps creux.
- ❖ plancher en dalle pleine.

III.3.1. Planchers a corps creux :

Notre plancher comporte une hauteur totale: ht = 16+ 6= 22cm, il est constitué d'un corps creux de dimensions (16 x 65) cm².qui repose sur des poutrelles préfabriquées.

III.3.1.1. Calcul des poutrelles:

On à cinqe types de poutrelles, le calcul des poutrelles s'effectue par deux étapes:

Etape 1: avant coulage.

Etape 2: après coulage.

- ✓ **Etape 1: avant coulage :**

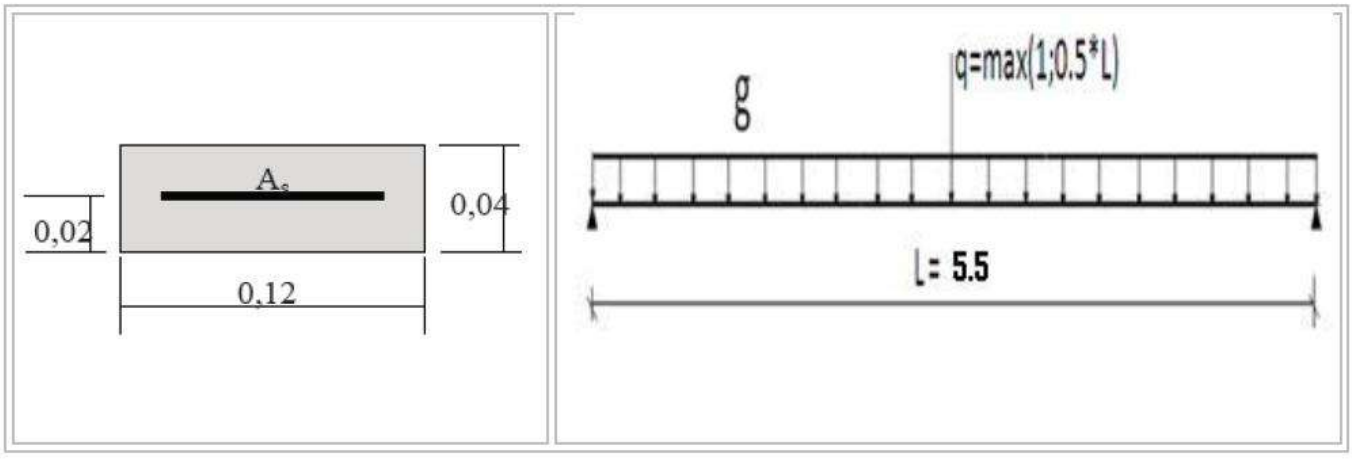


Figure 3.8 : schématisation de la poutrelle avant coulage

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

Tableau3.8: les charges de la poutrelle avant collage

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
5.50	2.75	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Tableau3.9: Calcul des moments

MG(KN.m)	MQ(KN.m)	MU(KN.m)
$\frac{GL^2}{8} = 2.91$	$\frac{QL}{4} = 3.78$	1.35MG+1.5MQ=9.59

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \overline{\sigma_b}} = \frac{9.59 \times 10^6}{14.2 \times 120 \times 20^2} = 14.06 \gg \mu_{max} = 0.379$$

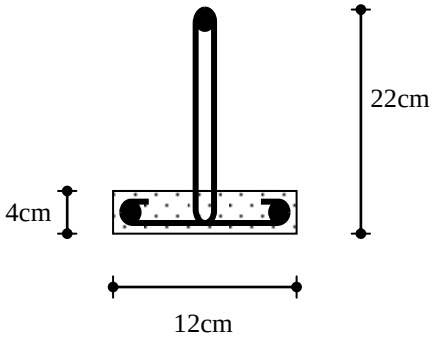
Cette valeur de μ=14.06 sort du domaine de la flexion simple ; en plus la poutrelle dans cette étape accusera une grande déformation (flèche) d'où : instabilité de la poutrelle, il faut prévoir des étaiements (pied droits) dont le nombre est déterminé de façon à éliminer le risque de déformation.

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, est soumise à son poids propre, à celui des entrevous et à la surcharge due à l'ouvrier.

- Poids du corps creux: G_1 = 0.65 x 1 = 0.65 KN/ml.

- Poids de la poutrelle: G_2 = 0.12 x 0.04 x 25 =0.12KN/ml.

Donc: $G = G1 + G2 = 0.12 + 0.65 = 0.77\ KN/ml.$

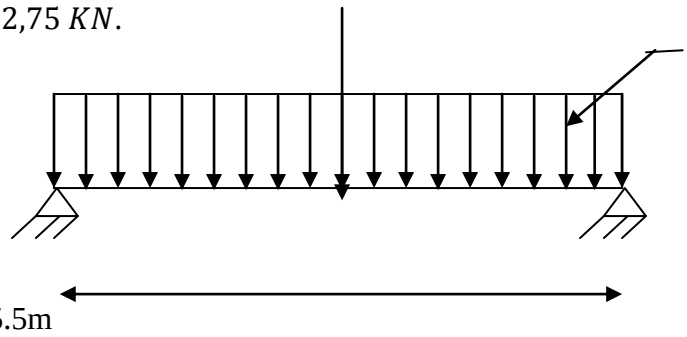


$Q = Max\ [1\ KN\ (au\ milieu\ de\ la\ poutrelle)\ ;\ 0.5\ KN/ml\ de\ portée]$

$Q = Max\ [1\ KN\ ;\ 0.5\ x\ 5.5] \rightarrow Q = 2{,}75\ KN.$

$Q = 1 * 0.65 = 0.65\ kN/ml$

$$\bar{f} = \begin{cases} 0.5(cm) + \frac{L}{1000}\ si\ L \geq 5m \\ \frac{L}{500}\ siL < 5m \end{cases}$$



Comme la section est d'une très faible hauteur, il est impossible d'introduire des armatures de compression. La seule solution est de diminuer le moment par une diminution de la portée. Pour ce faire, on doit prévoir un étaiement.



Fig3.9 : schéma représente la disposition des étaiements

III.3.1.2. Calcul des étaiements :

Tableau3.10. : Détermination le nombre des étaiements

Nombre des étaiements	G (kN/ml)	Q(kN/ml)	G+Q (kN/ml)	L (m)	f (cm)	$\bar{f}$(cm)	f < $\bar{f}$(cm)
0	3.43	1	4.43	5.5	25.46	1.05	Non
1				2.75	1.59	0.55	Non
7				0.8	0.31	0.36	Oui

On place 7 étaiements à une distance L=0.80 m.

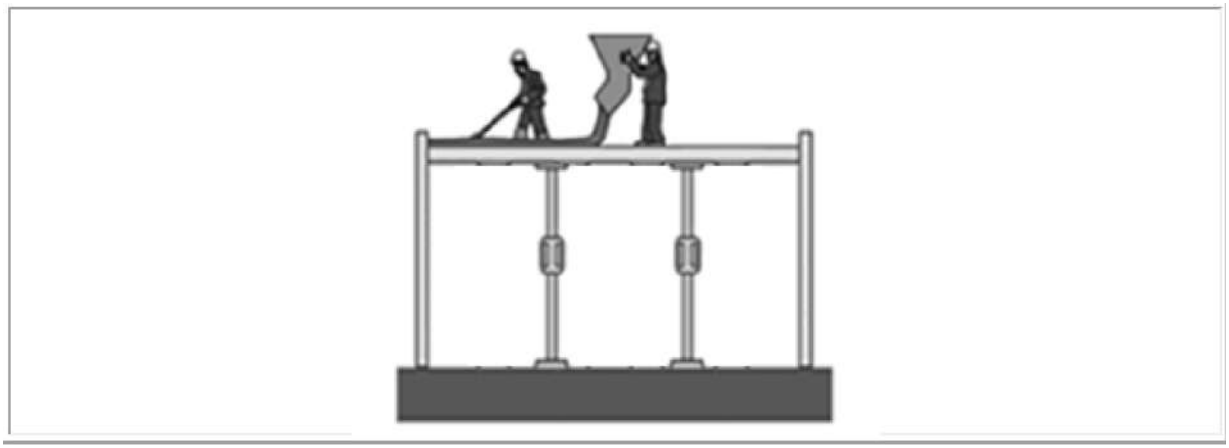


Figure 3.10 : Choix de disposition des étaiements

- ✓ **Etape 2: après coulage**

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

- ✓ Poutrelle à 1 seule travée.
- ✓ Poutrelle à 2 travées.
- ✓ Poutrelle à 3 travées.
- ✓ Poutrelle à 4 travée.
- ✓ Poutrelle à 5 travées.

III.3.1.3. Méthodes de calcul :

pour le calcule des poutrelles on a deux Méthode

- ➢ **Méthode forfaitaire :**
- ✓ **Domaine d'application :**

$\boldsymbol{H1}$: $Q \leq Max\{2G\ ;\ 5kN/m2\}\quad (c.v)$

$\boldsymbol{H2}$: Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans la différente travée en continuité. $(c.v)$

$\boldsymbol{H3}$: Les portées successives sont dans un rapport compris entre $0{,}8\ et\ 1{,}25\quad (c.n.v)$

$\boldsymbol{H4}$: Fissuration non préjudiciable. $(c.v)$

Exposé de la méthode :

Avec :

$M0$: La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(Mw\ ;\ Me)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

Mt : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- ✓ $M = 0{,}2M0$……appuis de rive
- ✓ $M = 0{,}6M0$……pour une poutre à deux travées
- ✓ $M = 0{,}5M0$……pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- ✓ $M = 0{,}4M0$……pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

- ➢ **Méthode de Caquot :**

Exposé de la méthode :

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

portée fictive: Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L = \begin{cases} 0.8L \ pour\ une\ travée\ intermediaire \\ L \ pour\ une\ travée\ de\ rive \end{cases}$$

Coefficient de rigidité :

On désigne par γ le coefficient de rigidité qui sera le rapport des raideurs des 2 travées à gauche et à droite d'un appui considéré.

$$\gamma = \frac{l'_e I_w}{l'_w I_e}$$

Cas particulier:

Pour une poutre continue de mêmes hauteur et largeur, donc à inertie constante et en cas d'absence de charge concentrée; on a :

Le coefficient de rigidité:

$$\gamma = \frac{l'_e}{l'_w}$$

Le moment aux appuis: $$M_{app} = \frac{l'^3_w q_w + l'^3_e q_e}{8.5 \times (l'_e + l'_w)}$$

RMQ : on prend les moments des appuis du rive comme semi encastrement $Mapp = 0.2\ M0$ $(M0 :\ moment\ isostatique)$

Le moment en travée: La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment :

a)Une seule travée : à mi-travée ($x = L/2$) comme moment maximum en travée:

$$M_t = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$$

b) Deux travée et plus : ($\frac{dM_t(x)}{dx} = 0$) comme moment maximum en travée:

$$M_t(x) = -\frac{Px^2}{2} + \left(\frac{PL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Effort tranchant :

$$T_w = \frac{PL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \quad ; \quad T_e = -\frac{PL}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

Avec :

P : Charge répartie de la travée.

Mo : moment isostatique.

Mw ; Me :Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

qw : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

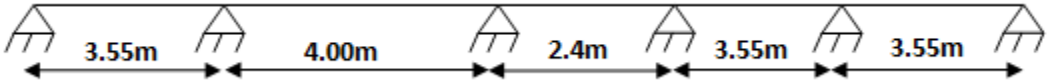
qe : Charge répartie à droite de l'appui considérée.
l'w : longueurs de travées fictives à gauche.
l'e : longueurs de travées fictives à droite.
l : représente la portée de la travée libre.
Tw : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
Te : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Le calcul s'effectue par la méthode **CAQUOT** qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

II.3.1.4. Evaluation des charges et surcharges :

- $G = 5.28\ kN/m2, Q = 1.5\ kN/m2$
- $Pu = (1.35G + 1.5Q)\ x\ 0.65 = 6.10\ kN/ml$
- $Ps = (G + Q)\ x\ 0.65 = 4.40\ kN/ml$

➢ **Poutrelles à cinq travées :**



1) ELU :

Tableau 3.11. Poutrelles à cinq travées (les moments et les efforts tranchants ELU) 1er Type

Travée	M_0 (kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e (kN.m)	M_t(KNm)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	9.6	1.92	8.24	5.93	8.5	-13.15
B-C	12.2	8.24	5.58	5.32	12.86	-11.53
C-D	4.4	5.58	4.52	-0.64	7.76	-6.89
D-E	9.6	4.52	7.6	3.61	10	-11.7
E-F	9.6	7.6	1.92	6.18	12.96	-8.68

2) ELS :

Tableau 3.12. Poutrelles à cinq travées (les moments et les efforts tranchants ELS) 1er Type

Travée	M_0 (kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e(kN.m)	M_t(kN.m)
A-B	6.93	1.38	5.94	4.28
B-C	8.8	5.94	4.03	3.84
C-D	3.17	4.03	3.26	-0.46
D-E	6.93	3.26	5.48	2.6
E-F	6.93	5.48	1.38	4.46

➢ **Poutrelles à quatre travée :**

1er Type :



1)ELU :

Tableau 3.13. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELS) 1er Type

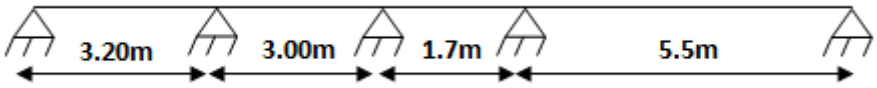
Travée	M_0 (kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e (kN.m)	M_t(KNm)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	12.2	2.44	**8.62**	8.27	10.04	-14.53
B-C	4.4	8.62	4.52	**-1.94**	**9.03**	-5.61
C-D	9.6	4.52	7.6	3.61	10	-11.7
D-E	9.6	7.6	1.92	6.2	12.96	-8.68

2) ELS :

Tableau.3.14. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELS) 1er Type

Travée	M_0 (kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e(kN.m)	M_t(kN.m)
A-B	8.8	1.76	6.22	5.96
B-C	3.17	6.22	3.26	-1.4
C-D	6.93	3.26	5.48	2.6
D-E	6.93	5.48	1.38	4.46

2eme Type :



1) ELU :

Tableau 3.15. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELU) 2emeType

Travée	M_0 (kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e (kN.m)	M_t(KNm)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	7.8	1.56	**5.97**	5.1	7.9	-11.62
B-C	6.86	5.97	3.12	**2.4**	**10.1**	-8.2
C-D	2.2	3.12	17.66	-2.2	-3.37	-13.73
D-E	23.06	17.66	4.61	15.08	20	-13.56

2) ELS :

Tableau 3.16. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELS) 2emeType

Travée	M_0 (kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e(kN.m)	M_t(kN.m)
A-B	5.63	1.12	4.3	3.68
B-C	4.95	4.3	2.25	1.72
C-D	1.58	2.25	12.74	-1.58
D-E	16.64	12.74	3.32	10.78

3eme Type :



Tableau 3.17. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELU) 3eme Type

Travée	M_0 (kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e (kN.m)	M_t(KNm)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	7.8	1.56	**5.97**	5.11	7.9	-11.62
B-C	6.86	5.97	7.23	**0.28**	**8.73**	-9.57
C-D	15.44	7.23	7.7	7.97	13.62	-13.82
D-E	5.98	7.7	1.2	2.74	11.3	-5.8

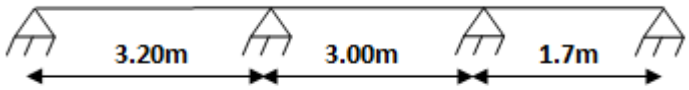
2) ELS :

Tableau 3.18. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELS) 3eme Type

Travée	M_0 (kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e(kN.m)	M_t(kN.m)
A-B	5.63	1.12	4.3	3.68
B-C	4.95	4.3	5.22	0.2
C-D	11.13	5.22	5.55	5.75
D-E	4.31	5.55	0.86	2

- **Poutrelles à trois travées :**

1er Type :



1)ELU :

Tableau 3.19. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELU) 1er Type

Travée	M_0 (kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e (kN.m)	M_t(KNm)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	7.8	1.56	5.97	5.1	7.9	-11.62
B-C	6.86	5.97	3.28	2.3	10.04	-8.25
C-D	2.2	**3.28**	0.44	**0.86**	**7.11**	-3.25

2) ELS :

Tableau.3.20. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELS) 1er Type

Travée	M_0 (kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e(kN.m)	M_t(kN.m)
A-B	5.63	1.12	4.3	3.7
B-C	4.95	4.3	2.36	1.66
C-D	1.58	2.36	0.32	0.62

2eme Type :



1) ELU :

Tableau .3.21. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELU) 2eme Type

Travée	M_0 (kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e (kN.m)	M_t(KNm)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	4.4	0.87	5.03	2.24	5.22	-9.41
B-C	9.6	5.03	7.6	3.34	10.1	-11.55
C-D	9.6	**7.6**	1.92	**6.18**	**13**	-8.68

2) ELS :

Tableau 3.22. Poutrelles à quatre travées (les moments et les efforts tranchants ELS)2eme Type

Travée	M_0 (kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e(kN.m)	M_t(kN.m)
A-B	3.16	0.63	3.63	1.62
B-C	6.93	3.63	5.48	2.41
C-D	6.93	5.48	1.38	4.46

- **Poutrelles à deux travées :**



1er Type :

1) ELU :

Tableau 3.23. Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants ELU)1 er Type

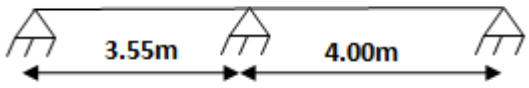
Travée	M_0(kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KNm)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	9.6	1.92	9.04	5.62	8.28	-13.37
B-C	9.6	9.04	1.92	5.62	13.37	-8.28

1) ELS :

Tableau 3.24. Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants ELS) 1er Type

Travée	M_0(kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e(kN.m)	M_t(kN.m)
A-B	6.3	1.26	5.93	3.68
B-C	6.3	**5.93**	1.26	**3.68**

2eme Type :



1)ELU :

Tableau..3.25. Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants ELU) 2eme Type

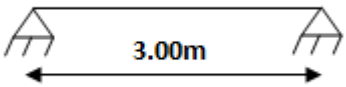
Travée	M_0(kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KNm)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	9.6	1.92	10.33	5.13	7.91	**-13.74**
B-C	12.2	**10.33**	2.44	**7.58**	14.78	-9.61

1) ELS :

Tableau.3.26. Poutrelles à deux travées (les moments et les efforts tranchants ELU) 2eme Type

Travée	M_0(kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e(kN.m)	M_t(kN.m)
A-B	6.93	1.38	7.45	3.7
B-C	8.8	**7.45**	1.76	**5.46**

- **Poutrelles à une seule travées :**



1)ELU :

Tableau3.27. Poutrelle à une seule travée (les moments et les efforts tranchants ELU)

Travée	M_0(kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e(kN.m)	M_t(KNm)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	6.86	1.37	1.37	**5.22**	9.15	-9.15

1)ELS :

Tableau3.28. Poutrelle à une seule travée (les moments et les efforts tranchants ELS)

Travée	M_0(kN.m)	M_ω(kN.m)	M_e(kN.m)	M_t(kN.m)
A-B	4.95	1	1	**3.96**

- **Récapitulations :**

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

Tableau3.29. Les moments et les efforts tranchants max des poutrelles à L' ELU et à L'ELS.

	ELU			ELS	
	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)	Tu (kN)	Mau (kN.m)	Mtu (kN.m)
sollicitations	17.66	15.08	14.78	10.78	12.74
référence	Poutrelle à 4 travées, deuxième type	Poutrelle à 4 travées, deuxième type	Poutrelle à 2 travées, deuxième type	Poutrelle à 4 travées, deuxième type	Poutrelle à 4 travées, deuxième type

III.3.1.5.Ferraillage des poutrelles :

- **Armatures longitudinales:**

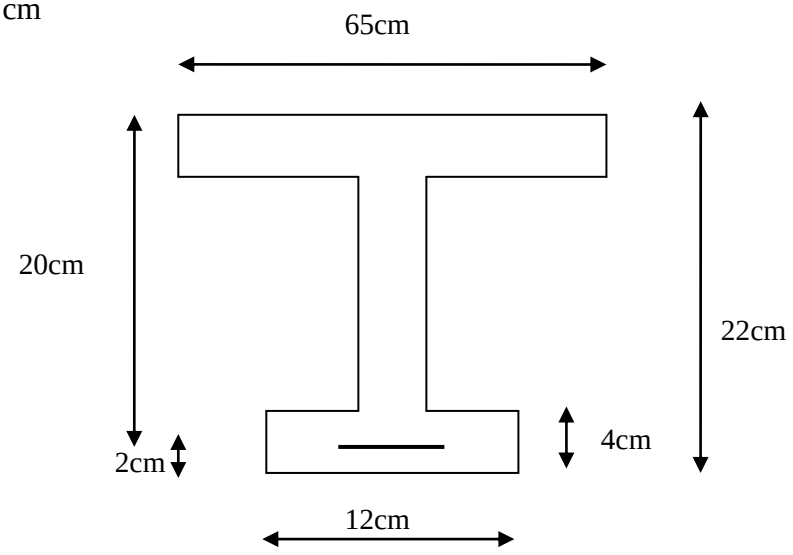
Le ferraillage est calculé en flexion simple :

$M_0 > M_t$ Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la section en T.

$M_0 < M_t$ Pour le moment négatif (aux appuis) la section transversale de calcul sera la section rectangulaire dont les dimensions sont mentionnées ci-dessous :

b=65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=20 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm



- **Position de l'axe neutre :**

Le moment équilibré par la table

$M0 = b \times h0 \times \sigma bc \times (d - h0/2)$

$\boldsymbol{A.N} \Rightarrow M0 = 66.45\ kN.m$

$M0 > Mt$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire

-EN travée : $(b \times h) = (65 \times 22)\ cm^2$ en flexion simple.

-Aux appuis : $(b0 \times h) = (12 \times 22)\ cm^2$ en flexion simple.

ELU :

Tableau 3.30. Détermination des sections d'acier des poutrelles .

Position	$Mu(KN.m)$	μ	μl	$A'(cm^2)$	β	$A\ (cm^2)$	$Achoi\ (cm2)$	$Amin(cm^2)$
En travée	15.08	0.040	0.392	0	0.980	2.21	3HA10= 2.35	1.3
Sur appuis	17.66	0.259	0.392	0	0.847	2.99	2HA14= 3.08	1.3

D'après les calcules des poutrelles on trouve les sections d'armatures suivante:

$A = Max[A_{min}, A_{choi}]$

En appuis: $A = 2HA14 = 3.08\ cm2$

En travée: $A = 3HA10 = 2.35\ cm2$

- **Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**

Selon le $BAEL91$: le Diamètre Φt des armatures transversale d'âme d'une poutre est donnée par l'inégalité suivante :

$$\emptyset t \leq min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset 1\right)$$

$\Phi 1$: Diamètre minimum des armatures longitudinales

$\emptyset t = min(0.63\ , 1.2\ , 1\ )$

On adopte $\emptyset t = 0.6cm = 6mm$

On choisit : $A\ t = 2\Phi 6 = 0.57cm^2$ (At : section d'un seul cours transversal).

- **Vérification Selon les règlements :**

Selon le BAEL91 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 \times s_{t1}} \geq \dfrac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times K)}{0.9 f_e \times (\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_{t2} \leq Min(0.9d, 40cm) \\ S_{t3} \leq \dfrac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \end{cases} \quad K = 1\ cas\ de\ reprise\ de\ betonnage, \alpha = 90^0$$

Selon le RPA 99 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 b_0 \\ S_t \leq Min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset_1\right) \quad zone \ \ nodala \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad zon\ courante \end{cases}$$

- **valeurs de St selon le BAEL91 et le RPA99/ver 2003 :**

Selon le $BAEL$ 91

$St1 \leq 24\ cm$

$St2 \leq 18\ cm$

$St3 \leq 47.5\ cm$

Selon le RPA 99/ver2003 :

$S_t \geq 15.8cm$
$St \leq 5.5\ cm$

$St \leq 11cm$

Donc on choisit: $St = 10\ cm$

- ✓ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

La fissuration est peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5Mpa\right] = 3.33MPa$$

Tableau 3.31. Vérification de contrainte de cisaillement

Position	$Vu\ max\ (KN)$	$\tau_u = \frac{V_{u\ max}}{b_0\ xd}$ (MPa)	τ_u	observation
Appui	14.78	0,62	3,33	$(\boldsymbol{C.V})$

III.3.1.6. Vérifications nécessaires :

Section d'armatures transversales $(FeE400)$.

$$\frac{A_t f_e}{b_0\ s_t} \geq 0.4Mpa \rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 100} = 1.86Mpa \geq 0.4MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

Au voisinage de l'appui :

a-1) Appui de rive :

$$\sigma_b = \frac{2V_u}{b_0\ a} \leq \overline{\sigma_b} = \left(\frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}\right) \rightarrow > V_u \leq b_0 \times a \times 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 144KN$$

Avec : $a = Min\,[0.9\,d\,;\,(C - e - 2)] = Min\,[18\,;\,26] \Rightarrow a = 18\,cm$

$T_U = 14.78KN < 144KN$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

a-2) Appui intermédiaire:

$Vu + (Mu/0.9d) = 12{,}17 + [(-8.97)/(0.9x0.20)] = -37.66 < 0 \ldots\ldots\ldots.(\boldsymbol{C.V})$

III.3.1.7. Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc il faut vérifier la relation suivante :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A'(h_0 - c') - 15A(d - h_0) = 2731.8cm^3 > 0$$

donc l'axe neutre est la table de compression. La vérification se fait dans le tableau suivant :

Tableau3.32. Vérification à l'ELS

Position	M_{ser}(KN.m)	Y(cm)	A (cm²)	I (cm^4)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	observation
Travée	10.78	3.85	2.35	10588.54	3.92	15	(cv)
Appuis	12.74	7.76	3.08	9960.23	9.93	15	(cv)

III.3.1.8.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Longrightarrow \frac{22}{550} = 0{,}04 \geq \frac{10.78}{15 \times 16.64} = 0{,}04 \ldots\ldots \quad (\text{c. v})$$

$$\frac{A_t}{b_0.d} = \frac{0{,}56}{240} = 0{,}0023 \leq \frac{3{,}6}{f_e} = 0{,}009 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots.(C.V)$$

$$\frac{h}{L} = \frac{22}{550} = 0{,}04 \geq \frac{1}{22{,}5} = 0{,}04 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (C.V)$$

donc : les conditions sont vérifie, n'apas nécessaire de calculer la flèche.

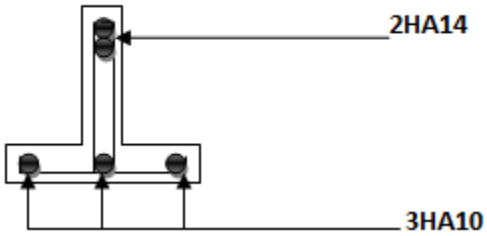


Figure 3.11: ferraillage des poutrelles d'appui, et en travée.

III.3.1.9. La table de compression :

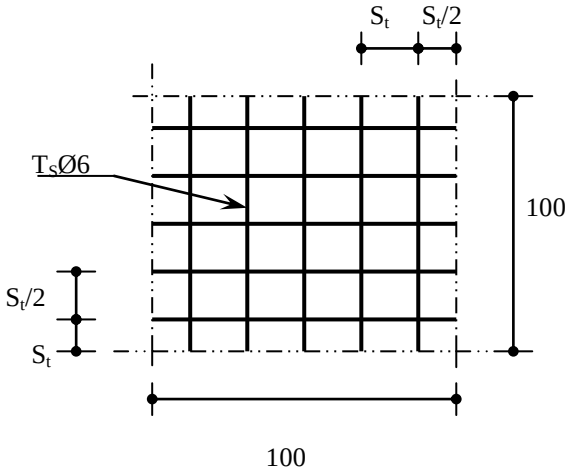
La table de compression a une épaisseur de 6 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes.

-Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale 20cm

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à 33 cm ;

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

$$A_s \geq \frac{4 \text{ xL (cm)}}{\text{f}_e \text{ (Mpa)}}$$



L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage)

As : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc : $A_s \geq \frac{4 \text{ x}65}{520} = 0{,}5(\text{cm}^2)$.

En conséquence, le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de $(20x20)\ cm2$, et de nuance $TLE520$; $fe = 520\ MPa$; $\phi = 6mm$.

III.3.2. Les dalles pleines :

III.3.2.1. Introduction:

Les dalles pleines sont des plaques minces et planes dont la largeur est supérieur à l'épaisseur, reposant avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis, l'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation ainsi que des vérifications de résistance.

Pour notre structure on a deux types des dalles pleines, forme irrégulière (triangle), forme régulière (rectangulaire).

III.3.2.2. Calcul des dalles pleines:

Dans notre bloc il ya des dalles pleines continues de forme rectangulaire sont encastrée sur (03) cotés, et une dalle pleine simple de forme triangulaire Encastrée sur (03) cotés
Pour les dalles pleines continues sont différents pour chaque étage, donc on prendre le cas la plus défavorable pour obtenir les sollicitations.

III.3.2.3 Méthode de calcul :

(Panneau triangulaire dans la terrasse).

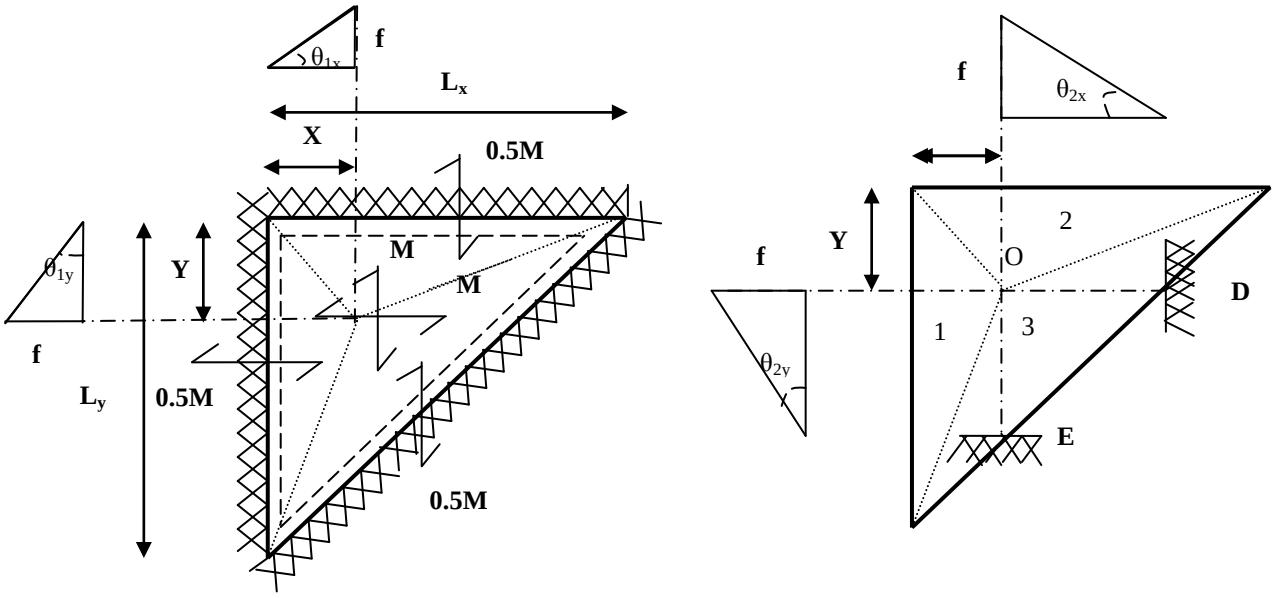


Fig 3-10 Ligne de la rupture de Panneau triangulaire dans la terrasse

1°) Travail externe :

$Text = T1ext + T2ext + T3ext \implies Text = (qu.Lx.Ly)f/6.$

2°) Travail interne :

$$Tint = T1int + T2int + T3int.$$

Avec : $Lx = 3.78(m)$

$Ly = 4.75(m), \quad Mtx = Mty = M \ , \quad Max = May = 0{,}5M.$

$$T1int = (1{,}5.M.Ly).f/x.$$

$$T2int = (1{,}5.M.Lx).f/y.$$

$$T3int = \left(1{,}5.M.L_y\right)\frac{f}{DO} + (1{,}5.M.L_x)\frac{f}{EO}$$

Ona : $X = \frac{1}{3}Lx$; $Y = \frac{1}{3}Ly$

Calcul :DO ;EO

D'paris théorème de tallasse on a

DO=1.26(m)

EO=1.57(m)

Tint = $6.17 \times M \times f$

3°) Principe du travail virtuel :

$$Tint = Text$$

On obtient que : $M = 0.16.qu.$

Dans la terrasse ona $qu = 1.35G + 1.5Q = (6.23) + (1.5 \times 4) = 14.41\ (KN/m2)$.

$M_t = 0.16 q_u = 0.16 \times 14.41 = 2.31(KN.m)$

$M_a = 0.5 M_t = 0.5 \times 2.31 = 1.15(KN.m)$

III.3.2.4. Calcul du ferraillage:

Dans cette bloque le choix de la valeur du ferraillage est la même pour les deux directions (on prendre la grande valeur du moment (panneau rectangulaire)).

b=100(cm) ; h=15(cm) ; d=13(cm).

Tableau3.33. ferraillage des dalles

Position	Sens	M_u (kN.m)	μ	β	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Espacement(cm)
Travée	(x et y)	4 ,03	0,016	0,992	2,00	0,9	3T10=2.35	33
Appuis	(x et y)	2,015	0,008	0,996		0,44	5T8=2,31	20

- ✓ **Condition de non fragilité:**

en travées **:**

$A = 2.35(cm2) > 02{,}00(cm2) \ldots\ldots\ldots\ldots (\boldsymbol{c.v})$

aux appuis :

$A = 2{,}31(cm2) > 02{,}00(cm2) \ldots\ldots\ldots\ldots (\boldsymbol{c.v})$

- ✓ **Vérification de l'espacement:**

en travées :

$S_t = 33\ cm \leq min[3h = 45cm, 33\ cm] = 33\ cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots . CV$

aux appuis :

$S_t = 20\ cm \leq min[3h = 60cm, 33\ cm] = 33\ cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots . CV$

- ✓ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$V_u = \frac{PL_Y L_X}{2L_{y+}L_x}$ et puisque Lx = Ly

$\tau_{ux} = \frac{22.89\times10^3}{1000\times175} = 0.13MPA < \overline{\tau_U} = 1.16MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$

-Donc le béton peut supporter tout seul l'effort de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.2.5. Vérification à l'E.L.S:

La fissuration est considéré comme peu nuisible donc vérifier que:

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15MPA$$

Tableau3.34. Vérification à l'E.L.S

	Sens	**M_{ser}(KN.m)**	**A_s (cm^2)**	**Y (cm)**	**I (cm^4)**	**σ_{bc}(MPA)**	$\overline{\sigma_b}$	**Vérification**
Travée	x et y	2.86	2.35	3,4	4558,77	2,13	15	vérifié
Appuis	x et y	1.43	2,31	3,36	4448,45	1,07	15	vérifié

III.3.2.6. Vérification de la flèche :

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

a) suivant (Y) :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \Longrightarrow \frac{15}{380} = 0.039 \geq 0.01 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$

$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Longrightarrow \frac{13.14}{100\times17.5} = 0.002 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$

b) suivant (X) :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \Longrightarrow \frac{20}{420} = 0.0476 \geq 0.017 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$

$\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Longrightarrow \frac{13.14}{100\times17.5} = 0.002 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$

conclusion : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

CHAPITRE IV :

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

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

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

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

Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1 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 :

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

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.2. 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 :

$$X_T = \frac{\sum X_i I_{yi}}{\sum I_{yi}} \qquad et \quad Y_T = \frac{\sum I_{xi} Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- 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.

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

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

A) Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 28.32 m

Largeur du bâtiment = 21.93 m

B)Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.25 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3.29 m

Tableau 4.1 : Calcule Centre de Rigidité & Centre de Masse

Niveau		Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
Diaphragme N°	Niveau (m)	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse (kN)	XG (m)	YG (m)
DIAPH1	19.38	0.0639	0.0767	15.57	12.39	3182.25	12.20	9.75
DIAPH2	16.32	0.0639	0.0767	15.57	12.39	3287.82	12.83	10.07
DIAPH3	13.26	0.0858	0.0986	15.54	12.11	3342.75	12.45	10.03
DIAPH4	10.20	0.0733	0.0861	15.57	12.11	3437.04	12.48	10.13
DIAPH5	7.14	0.1202	0.1324	14.94	11.92	3207.07	13.34	10.16
DIAPH6	4.08	0.2245	0.2367	16.64	11.01	3429.85	13.24	9.13

Tableau 4.2 : Calcule d'excentricité

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
DIAPH1	19.38	3.37	2.64	Ok
DIAPH2	16.32	2.74	2.32	Ok
DIAPH3	13.26	3.09	2.08	Ok
DIAPH4	10.20	3.09	1.98	Ok
DIAPH5	7.14	1.60	1.76	Ok
DIAPH6	4.08	3.40	1.88	Ok

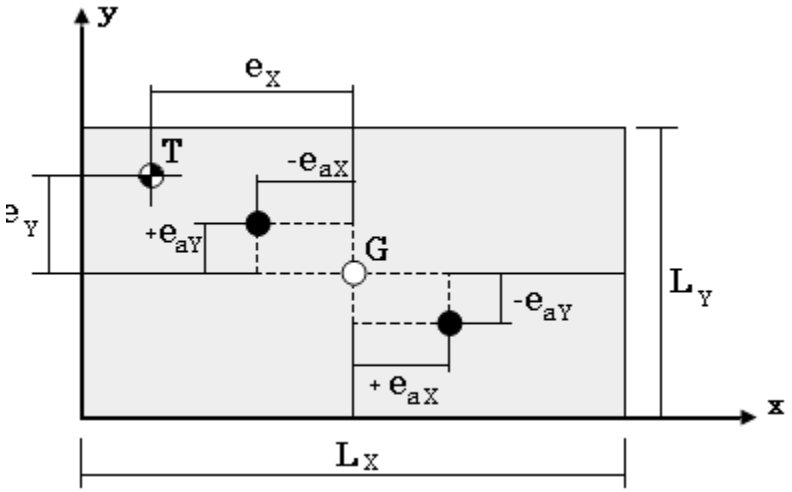


Fig 4-1 : position des centres de masse

IV. 3. Choix de la méthode de calcul :

IV. 3.1. Introduction :

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

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour notre structure, la hauteur est 36.72 m dépassant les 30 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, et en même temps pour simplifier les calculs, cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse 'sap2000v12

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. Principe :

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

- **Caractéristique dynamique propre :**

les caractéristique propre de la structure sont obtenues à partir d'un système non amorti et forcé.

L'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M] \times \{\ddot{x}\} + [K] \times \{x\} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

[M] : Matrice de masse

[K] : Matrice de rigidité

$\{\ddot{x}\}$: vecteur des accélérations relatives

$\{x\}$: vecteur des déplacements relatifs

Les valeurs $\{x\}$ et $\{\ddot{x}\}$ ont pour expression :

$$\left.\begin{aligned} \{x\} &= \{A\} \sin(wt+\beta) \\ \{\ddot{x}\} &= -w^2 \{A\} . \sin(wt+\beta) \end{aligned}\right\} \dots\dots\dots (2)$$

D'où l'équation (1) aura l'expression :

$$[[K] - \omega^2[M]] * \{A\} Sin(\omega t + \beta) = 0 \dots\dots (3)$$

Comme {A} n'est généralement pas nul , la solution de l'équation (3) est donnée par :

$[[K]- \omega^2 [M]] = 0 \dots\dots (4)$

La solution de l'équation (4) nous permet d'obtenir les fréquences propres W_i :

L'équation (4) est appelée : équation caractéristique.

- **Chois de la méthode dynamique d'analyse :**
- Etude dynamique linéaire (deux dimension)
- Etude dynamique (trois dimension)

Vu la complexité géométrique de la structure et dans le but de simplifier les calcules, nous avons opte pour un calcul dynamique rapproché (spatial) en dimensions moyennant le logiciel sap 2000 v12,qui est une version améliorée.

- **Notion de nœud maitre :**

Le nœud maitre coïncide avec le centre de masse du plancher. Le mouvement du plancher est donnée par le mouvement de nœud maitre l'ensemble des nœud dit nœud esclaves ou nœud maitre par liaison rigides.

- **Elément poutre :**

Chaque poteau de la structure sera représenté par l'élément poutre .ce dernier est défié par

Et possède six degrés de liberté par nœud .

- **Etude sismique :**

La réponse de la structure au séisme a été déterminée par le logiciel sap 2000v12 au se base sur la méthode de superposition pour la résolution du mouvement de la structure nous développerons par conséquent cette méthode.

- **Méthode de la superposions modale :**

Développement de la méthode :

Cette méthode permet de transformer les équations du mouvements qui constituent de ≪ n ≫ équation différentielles couplées en un système de ≪ n ≫ équation indépendantes rapportées aux coordonnées principales.

Cette méthode est basé sur deux hypothèse :

- Le comportement de la structure est linéaire
- La réponse de la structure est une combinaison des réponses maximales , de chaque mode de vibration

- **Equation de mouvement :**

L'équation du mouvement d'un système forcée et définie par la relation :

$[M]\{\ddot{X}\} + [C]\{\dot{X}\} + [K]\{X\} = p(t)$ . . . . . .(1)

[M] : Matrice des masses

[c] : Matrce d'amortissement

[K] :Matrice de rigidité

{p(t)} :vecteur des forces extérieures

$\{x\} = [\Phi]\ \{y_i\}$ avec :

{x} : vecteur des déplacements

{y} : vecteur des déplacements généralises

[Φ] : matrice modale

L'équation (1) devra :

$[M][\Phi]\{\ddot{Y}(t)\} + [C][\Phi]\{\dot{y}\} + [K][\Phi]\{Y\} = \{p(t)\}$ . . . . . .(2)

On utilise le principe d'orthogunalité.l'équation (2) devient :

$[\bar{M}][\Phi]\{\ddot{Y}(t)\} + [\bar{C}]\{y(t)\} + [\bar{K}]\{y(t)\} = \{p(t)\}$ . . . . (3)

L'équation (3) représente une équation des couple d'un système à (n) degrés de liberté.

Pour le calcul des périodes et des pulsations propres. On utilise l'équation du mouvement d'un système libre non amorti :

$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = 0$ . . . . . (4)

Les vecteurs x et x . . . . . (4)

Les vecteures x et ẍ ont pour expression :

$X = A \sin(wt + \beta)$ . . . . . .(5)

$\ddot{X} = \omega^2 . A . \sin(wt + \beta)$ . . . . . .(6)

D'ou l'équation (4) aura l'expression :

$[[K] - \omega^2 [M] . \{A\} . A . \sin(\omega t + \beta)$ . . . . . .(7)

La résolution de l'équation (7) nous permet d'obtenir les fréquences propres w_i.

$[[K] - \omega^2 [M] = 0$ . . . . . .(8)

De cette equatio on tire :

[Φ] : matrice modale

[w] : vecteur fréquence .

- **Réponse modale :**

L'expression générale de la réponse est donnée pour chaque mode par l'intégration DUHAMEL

$$y_i(t) = \frac{1}{[M_i]\omega_{pi}} \int_0^t p_i(t)\, e^{-ef}\, \omega_i(t-\tau) d\tau$$

Avec ω:$_{Di} + \omega\sqrt{1-\xi_i^2}$

Le vecteur déplacement {x} est ensuit obtenue par la superposition de toutes les réponses modales : {x}=$\sum y_i$ (t){Φ}

Pour une excitation sismique :

{p(t)}=-[M].{ẍg} l'intégrale devient alors :

$$y_i(t) = \frac{\{\emptyset\}^t[M]\{I\}}{\{\emptyset\}^t[M][\emptyset_i]\omega_{Di}} \int_0^t \ddot{xg}(t)\, e^{-\omega_i \varepsilon_i\ (t-\tau)} \sin[\omega_{Di}(t-\tau)] d\,\tau$$

Posons :

$$T_i = \frac{\{\emptyset_i\}^t[M]\{I\}}{\{\emptyset_i\}^t[M][\emptyset_i]}$$

$$S_{Vi} = \int_0^t \ddot{xg}(t)\, e^{-\omega_i \varepsilon_i\ (t-\tau)} \sin[\omega_{Di}(t-\tau)] d\,\tau$$

{xt} ={T_i}.sd_i

{ẍ} ={T_i}.sa_i

Avec : sd_i ,sa_i et sv_i : sont les amplitudes maximales du déplacement et de l'accélération spectrale lue sur les spectre de réponse

- **Introduction du spectre de réponse :**

Pour se mettre la structure au séisme il suffit d'introduire le spectre de réponse qui se fait comme suit :

- définir les directions d'injection du séisme (α) qui coïncide avec les axes principaux de la structure

- l'introduction des valeurs du coefficient d'amplification dynamique (D) en fonction de la période pour le type du sol donnée introduire la valeur S = A.D.Q.W qui représente le facteur de réduction de la réponse sismique .

- introduire la valeur du coefficient d'amortissement(ξ)

- **Détermination des axes principaux :**

Le seisme est injecté suivent un angle :

$$\tan 2\alpha = \frac{-2I_{xg.yg}}{I_{xg} - I_{xg}}$$

IV.3.2.2. Modélisation :

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

IV.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1 + \frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ S \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ S \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A = fct (zone III, groupe d'usage 2) = 0,25.

b. facteur de correction d'amortissement η:

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2]. Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3] Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales,
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : R = 5.

d. facteur de qualité Q : RPA : Tab.4.4.

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau 4.3 : Calcule facteur de qualité

		Suivant X		Suivant Y	
	Critère	observé	Valeur	observé	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	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Q_X=1+0=1

Q_Y=1+0=1

e. périodes caractéristiques : [RPA : Tab.4.7.]

$\begin{cases} T_1 = 0.15\,S \\ T_2 = 0.7S \end{cases} \Rightarrow site\ S4$

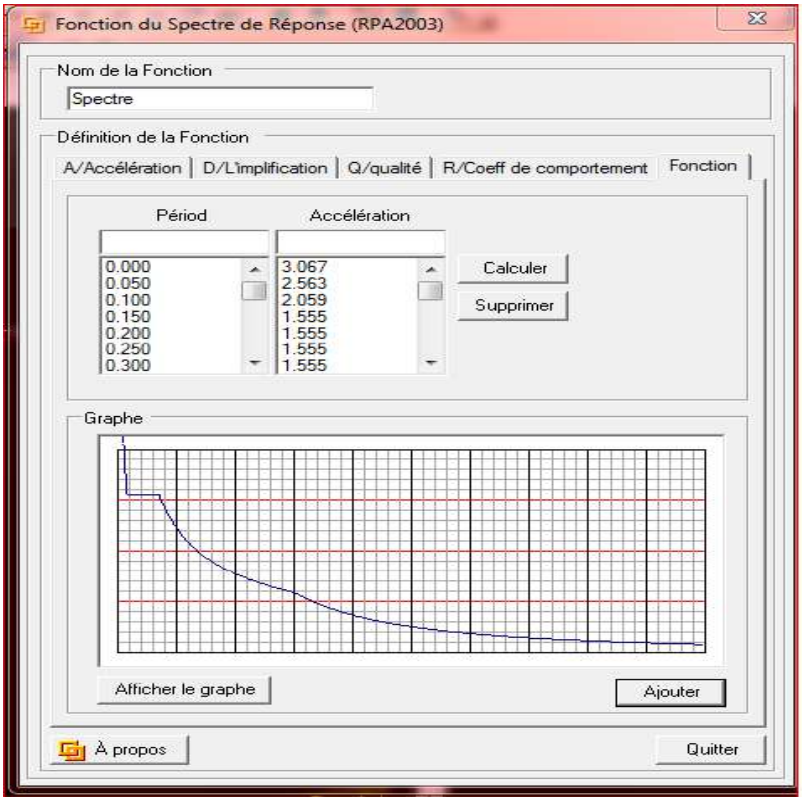


Fig 4-2 : Spectre de réponse

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

Vérification de la structure :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification de l'effort sismiques a la base
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification vis a vis de l'effet $P-\Delta$

Resistance (des éléments) :

- Vérification du déplacement en tête du bâtiment
- Vérification du déplacement inter-étage
- Vérification du cisaillement des éléments
- Vérification d'effort normale réduit dans les poteaux

IV.4. 2. Vérification de 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.

Tableau 4-4 : Coefficient de participation massique

	Facteur de participation massique					
	N mode	Period	U_x	U_y	$U_{x\ cum}$	$U_{y\ cum}$
Mode	1	0.598	51.45%	25.35%	51.45%	2.35%
Mode	2	0.555	22.56%	53.48%	74.01%	77.82%
Mode	3	0.395	5.53%	0.14%	79.54%	77.96%
Mode	4	0.222	8.79%	3.55%	88.33%	81.51%
Mode	5	0.184	3.52%	9.43%	91.85%	89.94%
Mode	6	0.124	0.33%	0.26%	92.12%	91.21%

IV.4. 3. Vérification de l'effort sismique a la base

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 [RPA99 version 2003 Art 4.3.6] Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

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 la formule :

$$Vx = \frac{A \times Dx \times Qx}{R}\ W$$

$$Vy = \frac{A \times Dy \times Qy}{R}\ W$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération de zone =0.25 (tableau 4.1)

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3S \\ 2.5\eta (\frac{T_2}{3})^{2/3} \times (\frac{3}{T})^{5/3} & T \ge 3S \end{cases}$$

T_2 = 0,70 s, T1 = 0,15 s avec site (s4) d'après RPA tableau (4.7)

η : facteur de correction d'amortissement :

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

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

$$T = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}$$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.
h_n : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

Tableau 4.5calcule de période(sap2000)

Sens	$T_{umérique}$
X	0.59
Y	0.59

$$D_x = \{2.5\,\eta = 2.5 \times 0.882 = 2.205 \qquad 0 \leq T_x = 0.33s \leq 0.7s$$

$$D_y = \{2.5\,\eta = 2.5 \times 0.882 = 2.205 \qquad 0 \leq T_y = 0.36s \leq 0.7s$$

R=5 : coefficient de comportement global de la structure

Q =1.15 : facteur de qualité

W : poids total de la structure

$W_i = W_G + \beta W_Q$

β = 0.2 (tableau 4.5)

W= 21996.58KN

Force sismique statique:

$$Vx = \frac{A \times Dx \times Qx}{R}\ W = \frac{0.25 \times 2.205 \times 1.15}{5} \times 21996.58 = 2788.9KN$$

$$Vy = \frac{A \times Dy \times Qy}{R}\ W = \frac{0.25 \times 2.205 \times 1.15}{5} \times 21996.58 = 2788.9KN$$

Force sismique dynamique:

$Vtx = 2184.82KN$

$Vty = 2249.07KN$

Tableau 4-6 Vérification de l'effort sismique a la base

Sens	Force dynamique	Force statique:	$\frac{V_t}{V} > 0{,}8$	verification
X	2184.82	2788.9	0.78	C NV
Y	2249.07	2788.9	0.80	C NV

Dans ce cas il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces .déplacements. moments) dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1.06 \\ r_y = 1.02 \end{cases}$

Tableau 4-7 Vérification de l'effort sismique a la base

Sens	Force dynamique	Force statique:	Vt/V	vérification
X	2345.23	2788.9	0.84	C V
Y	2402.46	2788.9	0.86	C V

IV.4. 4. Vérification de la stabilité au renversement

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

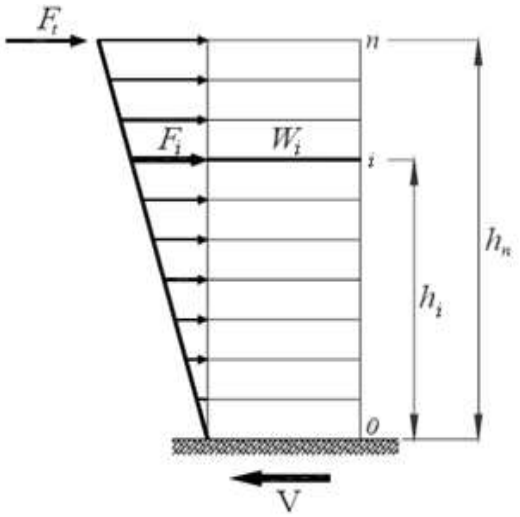


Fig4-3: la distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i \times F_{ix} \qquad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i \times F_{iy}$$

$$F_{ix} = \left(\frac{W_i \times h_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i}\right) \times V_{tx} \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i \times h_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i}\right) \times V_{ty}$$

Avec :

- Fix , Fiy: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Tableau 5.8 calcule les moments de renversement

Niveau		Masse et centre de Masse			force		M_{0X}	M_{0Y}
Niveau (m)	Masse (kN)	M*h	Vtx(KN)	Vty(KN)	Fix`	Fiy	Fix*hi	Fiy*hi
19.38	3182.25	61672.01	2345.23	2402.46	624.49	639.73	12102.66	12398.00
16.32	3287.82	53657.22			543.33	556.59	8867.22	9083.60
13.26	3342.75	44324.87			448.83	459.79	5951.55	6096.78
10.20	3437.04	35057.81			355.00	363.66	3620.96	3709.32
7.14	3207.07	22898.48			231.87	237.53	1655.56	1695.96
4.08	3429.85	13993.79			141.70	145.16	578.14	592.25
						somme	32776.09	33575.91

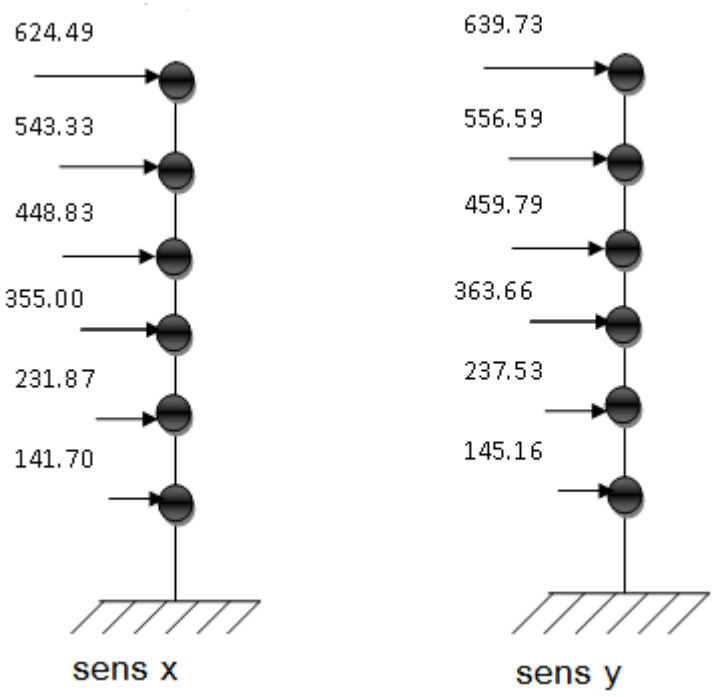


Fig4-4: la distribution des forces sismique selon la hauteur d'étage

Le moment de stabilité qui est égal à : Mtx =X_G.W_i , M_{tY} =Y_G.W_i

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

Tableau 4-9 calcule les moments de stabilité

Niveau		Masse et centre de Masse			moment	
Diaphragme N°	Niveau (m)	Masse (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{tx}	M_{ty}
DIAPH1	19.38	3182.25	12.2	9.75	38823.45	31026.94
DIAPH2	16.32	3287.82	12.83	10.07	42182.73	33108.35
DIAPH3	13.26	3342.75	12.45	10.03	41617.24	33527.78
DIAPH4	10.2	3437.04	12.48	10.13	42894.26	34817.22
DIAPH5	7.14	3207.07	13.34	10.16	42782.31	32583.83
DIAPH6	4.08	3429.85	13.24	9.13	45411.21	31314.53
				somme	253711.21	196378.64

Donc il faut vérifier que :$\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$

$$\frac{M_{tx}}{M_{0x}} = \frac{253711.21}{32776.09} = 7.74 \geq 1.5 \dots\dots\dots\dots\dots\dots CV$$

$$\frac{M_{ty}}{M_{0y}} = \frac{196378.64}{33575.91} = 5.84 \geq 1.5 \dots\dots\dots\dots\dots\dots CV$$

Conclusion : La structure est stable vis-à-vis le renversement

IV.4. 5. Vérification vis à vis de l'effet $\boldsymbol{p-\Delta}$:

Les effets du 2° ordre (ou effet $\boldsymbol{p-\Delta}$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :$\frac{1}{1-\theta_k}$

Si > 0.20 , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau 4-10 : Vérification l'effet P-Δ sens X

h_k(m)	P_k(KN)	F_{ix}(KN)	V_{kx}(KN)	$\Delta_k(cm)$	θ	$\theta \leq 0.10$
306	3182.25	624.49	624.49	1.43	0.02	C V
306	6470.07	543.33	1167.82	1.87	0.03	C V
306	9812.82	448.83	1616.65	2.04	0.04	C V
306	13249.86	355.00	1971.65	2.18	0.05	C V
306	16456.93	231.87	2203.52	1.88	0.05	C V
408	19886.78	141.70	2345.22	1.33	0.03	C V

Tableau 4-11: Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k(m)	P_k(KN)	F_{iy}(KN)	V_{ky}(KN)	$\Delta_k(cm)$	θ	$\theta \leq 0.10$
306	3182.25	639.73	639.73	1	0.02	C V
306	6470.07	556.59	1196.32	1.36	0.02	C V
306	9812.82	459.79	1656.11	1.55	0.03	C V
306	13249.86	363.66	2019.77	1.67	0.04	C V
306	16456.93	237.53	2257.3	1.49	0.04	C V
408	19886.78	145.16	2402.46	1.05	0.02	C V

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

Resistance (des éléments) :

IV.4. 6. Vérification du déplacement en tête du bâtiment

les blocs voisins doivent être sépares par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40mm$$

Avec δ_1 et δ_2 déplacements maximaux calculés selon 4.4.3 au niveau du sommet de chaque bloc

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2) = 15 + 77.52 + 77.52 = 170mm$$

Conclusion :

On prend un joint de 18 cm.

IV.4. 7. Vérification du déplacement inter-étage

Sous l effet de E_x

Tableau 4-12: Vérification du déplacement inter-étage

Déplacement suivent x								
niveau	U1(cm)	U1*R(cm)	U1(i)-U1(i-1) (cm)	U2(cm)	U2*R(cm)	U2(i)-U2(i-1) (cm)	0.01*h(cm)	$\Delta u \leq 0.01h$
0.00	0.00	0.00		0.00	0.00	0.00		
			1.33			0.56		
RDC	0.27	1.33		0.11	0.56		4.08	OK
			1.88			0.79		
1	0.64	3.22		0.27	1.34		3.06	OK
			2.18			0.89		
2	1.08	5.40		0.45	2.23		3.06	OK
			2.04			0.83		
3	1.49	7.44		0.61	3.07		3.06	`OK
			1.87			0.75		
4	1.86	9.31		0.76	3.82		3.06	OK
			1.43			0.55		
5	2.15	10.74		0.87	4.37		3.06	OK

Sous l effet de E_y

Tableau 4-12: Vérification du déplacement inter-étage

Déplacement suivent y								
niveau	U1(cm)	U1*R(cm)	U1(i)-U1(i-1) (cm)	U2(cm)	U2*R(cm)	U2(i)-U2(i-1) (cm)	0.01*h(cm)	$\Delta u \leq 0.01h$
0.00	0.00	0.00			0.00			
			0.63	0.00				
RDC					1.05	1.05	4.08	OK
	0.13	0.63	0.89	0.21				
1					2.54	1.49	3.06	OK
	0.3	1.52	1.02	0.51				
2					4.21	1.67	3.06	OK
	0.51	2.54	0.96	0.84				
3					5.76	1.55	3.06	`OK
	0.7	3.5	0.88	1.15				
4					7.12	1.36	3.06	OK
	0.87	4.37	0.76	1.42				
5	1.01	5.05		1.62	8.11	1	3.06	OK

IV.4. 8. Vérification du cisaillement des éléments RPA 7.4.3.2

$$\tau = \frac{T}{S} < \tau_u = \rho d f_{c28}$$

L'effort tranchant maximal dans les poteaux (poteau courts dans la cage de l'escalier)

Tmax = 152.39 KN $\Rightarrow \tau = \dfrac{152.39}{430 * 430} = 0.83MPA$

$\lambda = \frac{l_f}{i}$, $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ (Section rectangulaires)

$l_f = 0.7l = 0.7 \times 0.85 = 0.6m$

$i = \dfrac{b}{\sqrt{12}} = 0.115 \Rightarrow \lambda = 5.20$

$\rho d = \begin{cases} 0.075 \ \ si \ \lambda = 5 \\ 0.04 \ \ \ si \ \ \lambda \neq 5 \end{cases} \Rightarrow \rho d = 0.04$

$\tau_u = 0.04 \times 25 = 1MPA$

$\tau = 0.83MPA < \tau_u = 1MPA$ …… CV

IV.4. 9. Vérification d'effort normale réduit dans les poteaux RPA .7.4.3.1

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression calculé est limité par la condition suivante : $V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$

N_d: l'effort normal de compression calcule dues au séisme
B_C:l aire (section brute) de cette dernier
F_{c28}: résistance caractéristiques du béton 25MPA

$N_{d\ max}$=1252.45 KN

$$V = \frac{1252.45 \times 1000}{430 \times 430 \times 25} = 0.27$$

$V = 0.27 \leq 0.3 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots . CV$

Conclusion :

À travers les résultats obtenus et les vérifications, nous pouvons conclure que la conception adoptée reflète le comportement typique de bloc.

CHAPITRE V :

Calcule des éléments structuraux

`V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003. Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

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

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1 Introduction : Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables. On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations.

Tableau 5-1 : Les données de calcule

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_s = 1$
$\sigma_b = 25\ MPA$	FeE 400	$\sigma_b = 25\ MPA$	FeE 400
$\overline{\sigma_b} = 14.2\ MPA$		$\overline{\sigma_b} = 18.48\ MPA$	

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
- ✓ 4% en Zone courante.
- ✓ 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de$50\ \emptyset$ en Zone III

V.2.2.b. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003.\ S_t.b.$
- ✓ b : largeur de la poutre.

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

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

Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

	Niveau	position	M_u (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	73.54	1.35G+1.5Q	0	4.57	3HA14=4.62
		Appui	92.14	1.35G+1.5Q	0	5.8	6HA12=6.79
	Etages	Travée	56.36	1.35G+1.5Q	0	3.47	3HA14=4.62
		Appui	105.23	G+Q+E	0	6.68	3HA14+ 2HA12=6.88
Rive	Terrasse	Travée	40.23	G+Q+E	0	2.54	3HA12=3.39
		Appui	123.10	1.35G+1.5Q	0	7.9	3HA14+ 3HA12=8.01
	Etages	Travée	73.85	G+Q+E	0	4.6	3HA14=4.62
		Appui	83.19	1.35G+1.5Q	0	5.19	5HA12=5.65

Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

	Niveau	position	M_u (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	$A_{calcule}$ (cm^2)	$A_{choisies}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	30.54	1.35G+1.5Q	0	2.36	3HA12=3.39
	Etage	Appui	48	1.35G+1.5Q	0	3.78	3HA14=4.62
	Terrasse	Travée	69.73	G+Q+E	0	5.61	5HA12=5.65
	Etage	Appui	42.20	1.35G+1.5Q	0	3.30	3HA14=4.62
Rive	Terrasse	Travée	20	1.35G+1.5Q	0	2.26	3HA12=3.39
	Etage	Appui	48	1.35G+1.5Q	0	3.8	3HA14=4.62
	Terrasse	Travée	30.54	G+Q+E	0	2.4	3HA12=3.39
	Etage	Appui	69.73	G+Q+E	0	5.6	5HA12=5.65

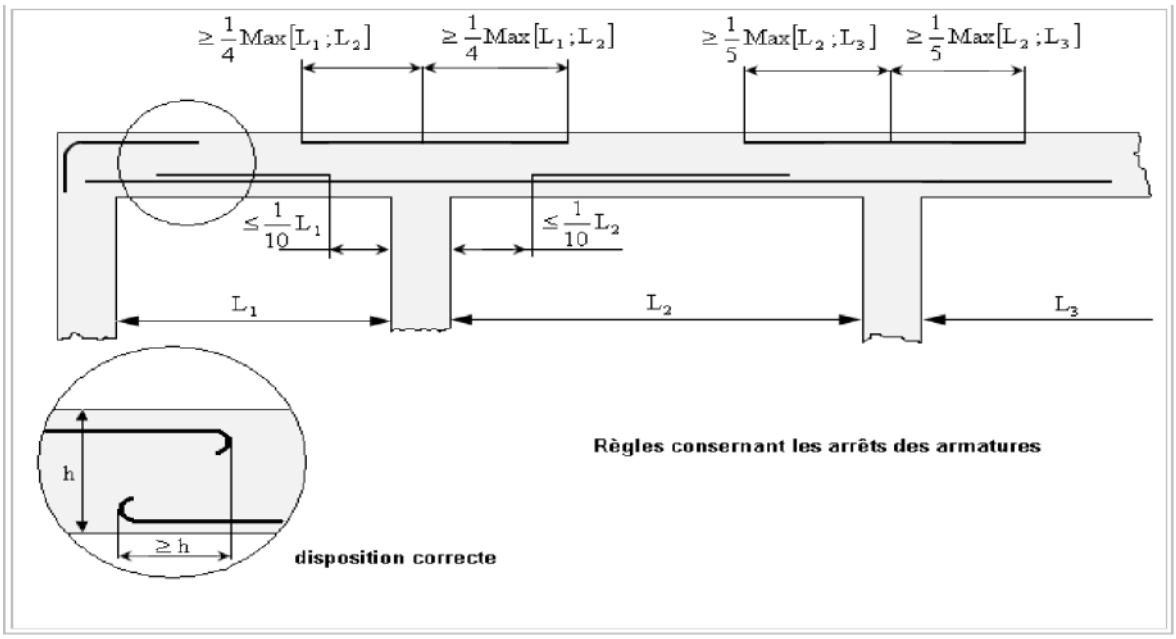


Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres

V.2.3. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

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

Tableau 5-4 : vérification des poutres principales selon la condition CBA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	$A_{min\ CBA}$ (cm^2)	Condition vérifiée
Intermédiaire	Terrasse	Travée	4.62	1.5	Oui
		Appui	6.79	1.5	Oui
	Etages	Travée	4.62	1.5	Oui
		Appui	6.88	1.5	Oui
Rive	Terrasse	Travée	3.39	1.5	Oui
		Appui	8.01	1.5	Oui
	Etages	Travée	4.62	1.5	Oui
		Appui	5.65	1.5	Oui

Tableau 5-6: vérification des poutres secondaires selon la condition CBA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	$A_{min} \leq A_{adopté}$	A_{max}RPA (cm^2)	$A_{min} \leq A_{adoptée}$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	4.62	7.5	non	60	Oui
		Appui	6.79	7.5	non	60	Oui
	Etages	Travée	4.62	7.5	non	60	Oui
		Appui	6.88	7.5	non	60	Oui
Rive	Terrasse	Travée	3.39	7.5	non	60	Oui
		Appui	8.01	7.5	Oui	60	Oui
	Etages	Travée	4.62	7.5	non	60	Oui
		Appui	5.65	7.5	non	60	Oui

Tableau 5-5 : vérification des poutres principales selon la condition RPA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} CBA (cm^2)	vérification
Intermédiaire	Terrasse	Travée	3.39	1.2	Oui
		Appui	4.62	1.2	Oui
	Etages	Travée	5.65	1.2	Oui
		Appui	4.62	1.2	Oui
Rive	Terrasse	Travée	3.39	1.2	Oui
		Appui	4.62	1.2	Oui
	Etages	Travée	3.39	1.2	Oui
		Appui	5.65	1.2	Oui

Tableau 5-7 : vérification des poutres secondaires selon la condition RPA

	Niveau	position	$A_{dopté}$ (cm)	$A_{min\ RPA}$ (cm)	$A_{min} \leq A_{dopté}$	$A_{max\ RPA}$ (cm)	$A_{max} \leq A_{dopté}$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	3.39	6	non	48	Oui
		Appui	4.62	6	non	48	Oui
	Etages	Travée	5.65	6	non	48	Oui
		Appui	4.62	6	non	48	Oui
Rive	Terrasse	Travée	3.39	6	non	48	Oui
		Appui	4.62	6	non	48	Oui
	Etages	Travée	3.39	6	non	48	Oui
		Appui	5.65	6	non	48	Oui

Conclusion:

Pour la section qui inferieur a la section minimal du RPA on prendre la section minimal du RPA

Tableau 5-8 : chois des sections final

poutres	$A_{finale\ appui}$ (cm^2)	$A_{finale\ Travée}$ (cm^2)
poutres principales	3HA14+ 3HA12=8.01	3HA14+ 2HA14=7.7
poutres secondaires	2HA14+3HA12=6.47	2HA14+3HA12=6.47

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

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

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

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :
  $\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15MPA$ et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc
  $\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 202MPA$ et on doit vérifier que :
  $\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}$

Tableau 5-9 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales

	Niveau	position	M_{ser} (N.m)	combinaison	$A_{Choisie}$ (cm2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	43.88	G+Q	7.7	4.4	134.8	oui
		Appui	22.57	G+Q	8.01	1.6	18.9	oui
	Etages	Travée	56.99	G+Q	7.7	5.7	175.1	oui
		Appui	69.99	G+Q	8.01	7	201.6	oui
Rive	Terrasse	Travée	53.78	G+Q	7.7	5.4	165.2	oui
		Appui	77.81	G+Q	8.01	7.7	201.6	oui
	Etages	Travée	53.28	G+Q	7.7	5.4	163.7	oui
		Appui	64.99	G+Q	8.01	6.5	192.3	oui

Tableau 5-10: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires

	Niveau	position	Ms (N.m)	combinaison	Choisie (cm2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	7.6	G+Q	6.47	0.9	9.7	oui
		Appui	20.96	G+Q	6.47	3.3	96.9	oui
	Etages	Travée	17.20	G+Q	6.47	2.7	79.5	oui
		Appui	30.23	G+Q	6.47	4.8	139.8	oui
Rive	Terrasse	Travée	22.88	G+Q	6.47	3.6	105.8	oui
		Appui	27.32	G+Q	6.47	4.3	126.3	oui
	Etages	Travée	27.40	G+Q	6.47	4.3	126.7	oui
		Appui	30.89	G+Q	6.47	4.9	142.9	oui

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d}$, Tu: effort tranchant

$Tableau\ 5-11 :\ Calcule\ de\ \overline{\tau_u}$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\overline{\tau_u}$	$min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}, \quad 4MPA\right]$	$min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}, \quad 5MPA\right]$
situation durable	$\overline{\tau_u} = 2.5MPA$	$\overline{\tau_u} = 3.3MPA$
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u} = 3.26MPA$	$\overline{\tau_u} = 4.34MPA$

Tableau 5-12 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

	Niveau	position	Vu (KN)	combinaison	τ_u	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	46	1.35G+1.5Q	0.27	2.5	oui
		Appui	112.20	1.35G+1.5Q	0.66	2.5	oui
	Etages	Travée	83.19	1.35G+1.5Q	0.5	2.5	oui
		Appui	200	1.35G+1.5Q	1.19	2.5	oui
Rive	Terrasse	Travée	48.40	1.35G+1.5Q	0.28	2.5	oui
		Appui	128.34	1.35G+1.5Q	0.76	2.5	oui
	Etages	Travée	31.9	1.35G+1.5Q	0.19	2.5	oui
		Appui	148.08	1.35G+1.5Q	0.881	2.5	oui

Tableau 5-13 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

	Niveau	position	Vu (KN)	combinaison	τ_u	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	138.18	G+Q+E	1.21	3.26	oui
		Appui	29.55	1.35G+1.5Q	0.23	2.5	oui
	Etages	Travée	57.04	G+Q+E	0.500	3.26	oui
		Appui	179.9	1.35G+1.5Q	1.57	2.5	oui
Rive	Terrasse	Travée	28.66	G+Q+E	0.25	3.26	oui
		Appui	18.63	G+Q+E	0.163	3.26	oui
	Etages	Travée	88.40	G+Q+E	0.775	3.26	oui
		Appui	96.14	G+Q+E	0.84	3.26	oui

V.2.6. Calcul des armatures transversales

L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE400 .

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

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.03 \times b \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}; et\ 12\emptyset\right) \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{4} \text{Zone courante} \end{cases}$$

D'après CBA 93

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3\times K\times f_{tj})}{0.9\times f_e\times(\cos\alpha + \sin\alpha)} \ avec\ K = 1\ \ cas\ de\ reprise\ de\ betonnage, \alpha = 90^0 \\ S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \\ \frac{A_t\times f_e}{b\times S_t} \geq 0.4\ MPA \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-14 : Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99				$S_{t\ adopté}$ (cm)		$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
Section	τ_u	S_t	A_t	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	A_t (cm^2)		S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	
						ZN	ZC			
30 × 50	1.19	40	2.14	10	12.5	0.9	1.125	10	15	4HA10
30 × 40	1.63	34	3.25	10	10	0.9	0.9	10	15	4HA10

V.2.7. Vérification de la flèche :

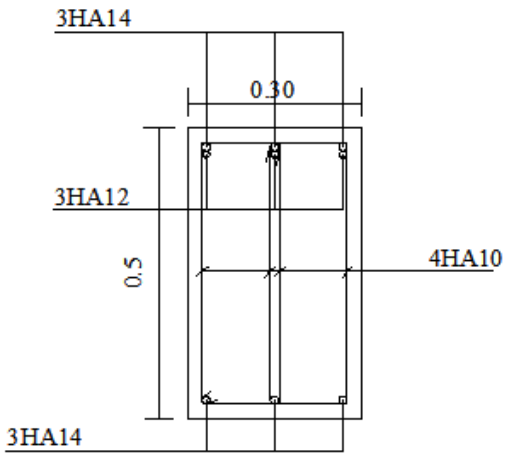
Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes **:**

$$1)\ \frac{L}{h} \geq \frac{1}{16}\ ,\ 2)\ \frac{L}{h} \geq \frac{M_t}{10M_0}\ ,\ 3)\rho \leq \frac{4.2}{f_e}\ \ Avec:\ Mt\ =\ K \times M0$$

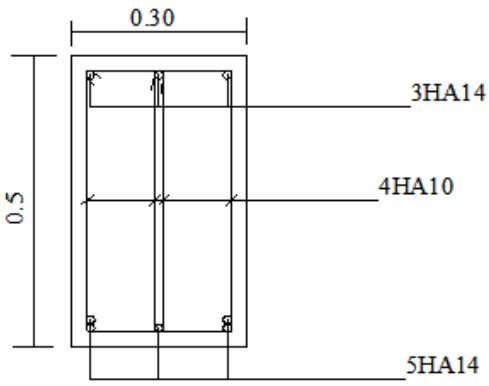
- K : est un coefficient rédacteur (0.75≤ K ≤ 0.85), on prend K = 0.80.

Tableau 5-15 : Vérification de la flèche des poutres

	1er condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	0.099	0.062	C V	0.062	0.080	C V	0.001	0.010	C V
PS	0.077	0.062	C V	0.077	0.080	C V	0.001	0.010	C V

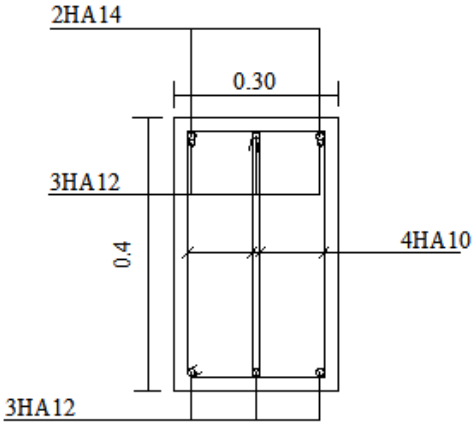


Sur appui

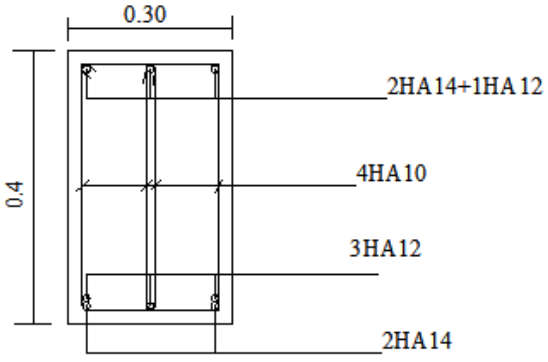


En travée

SCHEMA DE FERRAILLAGE DES P P



Sur appui



En travée

SCHEMA DE FERRAILLAGE DES P S

V.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1. Détermination des armatures longitudinales :

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

- **Selon le CBA :** $A_l = min \begin{cases} \text{par pour métre de parement de longueur} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \quad B: \text{omprimé béton de section} \end{cases}$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

✓ La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

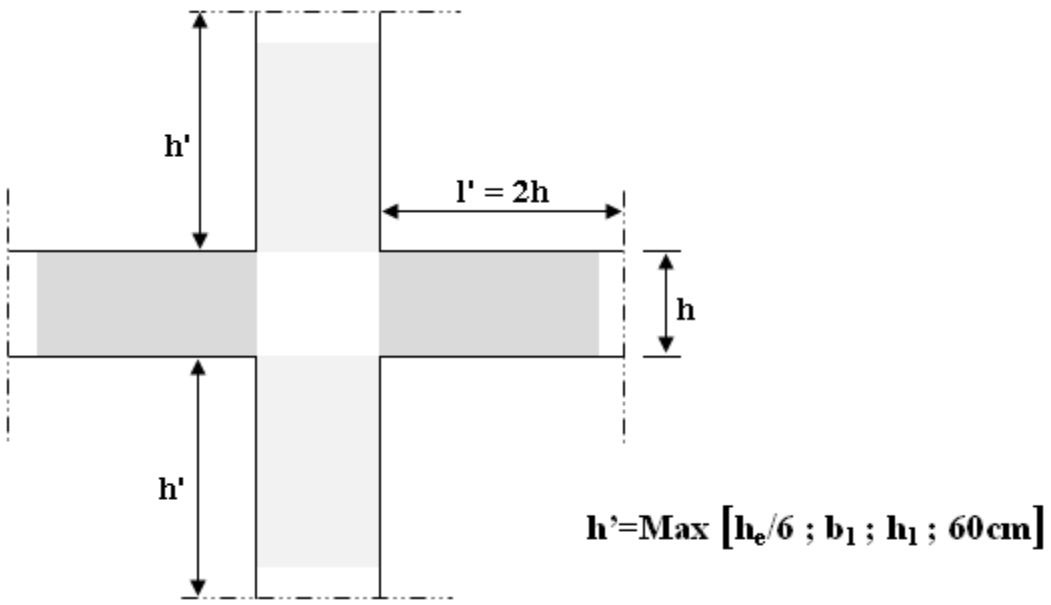


Figure 4-6 : définition de la zone nodale dans les poteaux

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

- ✓ Leur pourcentage est limité en zone IIIb par:
  * leur pourcentage **minimal** sera de :
    - 0,9% en zone III
  * Leur pourcentage **maximal** sera de
    - 4% en zone courante
    - 6% en zone de recouvrement
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de:

  $50\emptyset$en zone III

- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

  20 cm 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.

➢ h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

1er cas : Influence du moment :

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max} et avec la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corres}.

2eme cas : Influence de l'effort normal :

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison. Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corres}.

3eme cas : Effort normal minimum :

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant { cet effort n'est par forcement le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion. Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme : Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul : Mu=Nu. (e1+e2+ea)

e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

e_2 : Excentricités du 2eme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha.\phi)}{10000h}$$

Avec :

$$\phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2\text{: généralement pour le béton}$$

$$\alpha = \frac{\text{moment permanent}}{\text{moment totale}} = \frac{M_G}{M_U}$$

L_f : longueur de flambement.

h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

ea : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa Longueur libre.

$$e_a = \max\left[\frac{L_0(cm)}{250}, 2\ (cm)\right]$$

Tableau 5-16 : corrections des moments dans les poteaux à l'ELU

	Sollicitation	Valeurs	M_{UG} (kN.m)	Combinaison	e1 (cm)	e2 (cm)	e a (cm)	MG (kN.m)
30x30 INTERMEDIAR	N_{max} (kN)	580.26	-3.81	1.35G+1.5Q	0.78	0.16	2	17.06
	M_{corres}(KN)	-4.53						
	M_{max}(KN)	70.91	30.07	0.8G-E_Y	33.54	0.13	2	
	N_{corr} (kN)	211.40						78.41
	N_{min} (kN)	-18.61	-5.37	0.8G-E_Y	321.86	0.10	2	
	M_{corres}(KN)	59.9						60.29
35x35 INTERMEDIARE	N_{max} (kN)	1096.28	-4.49	1.35G+1.5Q	0.44	0.17	2	
	M_{corres}(KN)	4.81						28.61
	M_{max}(KN)	131.14	37.29	0.8G-E_Y	36.65	0.12	2	
	N_{corr} (kN)	357.79						138.72
	N_{min} (kN)	-78.48	-6.46	0.8G-E_Y	143.87	0.10	2	
	M_{corres}(KN)	112.91						114.65
45x45 INTERMEDIARE	N_{max} (kN)	1575.29	-4.99	1.35G+1.5Q	0.53	0.14	2	
	M_{corres}(KN)	8.31						42.06
	M_{max}(KN)	218.55	33.57	0.8G-E_Y	43.2	0.10	2	
	N_{corr} (kN)	505.92						229.18
	N_{min} (kN)	-413.55	-8.31	0.8G-E_Y	49.9	0.10	2	
	M_{corres}(KN)	206.34						215.05
45x45 INTERMEDIARE	N_{max} (kN)	1792.78	-1.03	1.35G+1.5Q	0.095	0.14	2	
	M_{corres}(KN)	1.72						40.07
	M_{max}(KN)	151.65	13.12	0.8G-E_Y	28.4	0.10	2	
	N_{corr} (kN)	533.82						162.82
	N_{min} (kN)	-825.53	-1.72	0.8G-E_Y	13.24	0.12	2	126.8
	M_{corres}(KN)	109.31						

V.3.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

- Situation durable:
  - Béton: γb = 1.5 ; fc28 = 25 MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.
  - Acier: γs = 1.15 ; FeE 400 ; σ_s = 348 MPa.
- Situation accidentelle:
  - Béton: γb = 1.15 ; fc28 = 25 MPa ; σ_{bc} = 18.5 MPa.
  - Acier: γs = 1 ; FeE 400 ; σ_s=400 MPa.

Avec : d=0.9.h et c=c'=h−d

Les résultats du calcul des armatures a l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Tableau 5-17 : ferraillages longitudinaux des poteaux

	M_G (kN.m)	N (kN)	Combinaison	section	A (cm²)
30x30 INTER	17.06	580.26	1.35G+1.5Q	S E T	4.8
	78.41	211.40	0.8G-E_Y	S P C	10.2
	60.29	-18.61	0.8G-E_Y	S P C	11.2
35x35 INTER	28.61	1096.28	1.35G+1.5Q	S E T	5.6
	138.72	357.79	0.8G-E_Y	S P C	12.4
	114.65	-78.48	0.8G-E_Y	S P C	19
45x45 INTER	42.06	1575.29	1.35G+1.5Q	S E T	7.2
	229.18	505.92	0.8G-E_Y	S P C	14.4
	215.05	-413.55	0.8G-E_Y	S P C	33
45x45 INTER	40.07	1792.78	1.35G+1.5Q	S E T	7.2
	162.82	533.82	0.8G-E_Y	S P C	7.2
	126.8	-825.53	0.8G-E_Y	S P C	31.6

Tableau 5-18 : ferraillages longitudinaux des poteaux

Section	A_{cal}	A_{min}RPA (cm²)	A_{FINAL} (cm²)
30 x30	11.2	8.1	8HA14=12.32
35x35	19	11.025	4HA20+4HA16=20.6
45 x45	33	18.225	8HA20+4HA16=33.17
45 x45	31.6	18.225	8HA20+4HA16=33.17

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.T : section entièrement tendue.

V.3.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS :

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 selon les règles CBA93. On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{v_1 M'_G}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15 \times \left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{(v_1 - c')_\times M'_G}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

  $\sigma_b = K \times y_1$

  $\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1)$

  Et il faut vérifier que :

  $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6.\,\text{fc28} = 15\text{MPa}$

Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6.\,\text{fc28} = 15\text{MPa}$

$$et \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 202\text{MPa}$$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5-19 : vérification des armatures à ELS des poteaux

SECTION	Mser (kN.m)	Nser (kN)	A (cm²)	Fissur-ation	σ_b	σ_s	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
30 x30	8.10	414.38	12.32	Peu	5.1	73	Oui	Oui
35x35	30.67	792.81	20.6	Peu	7.9	113	Oui	Oui
45 x45	18.21	1141.48	33.17	Peu	5.3	78	Oui	Oui
45 x45	12.58	1301.90	33.17	Peu	5.7	84.4	Oui	Oui

Préj : préjudiciable

peu : peu nuisible

V.3.2. Détermination des armatures transversales :

V.3.2.1. Calcul de la contrainte de cisaillement τ_U :

La contrainte tangentielle $\boldsymbol{\tau_U}$ dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d}$$

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 τ_u :

La contrainte tangente limite $\bar{\tau}_u$ à pour valeur:

- ✓ **Selon le CBA93 :**

Armatures droites (α = 90°) Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = MIN\left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33MPa & situation\ durable \\ \bar{\tau}_u = 4.32MPa & situation\ accidentale \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = MIN\left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.5MPa & situation\ durable \\ \bar{\tau}_u = 3.26MPa & situation\ accidentale \end{cases}$$

- ✓ **Selon le RPA.99 version 2003 : [2 : 7.4.3.2]**

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} \qquad \text{avec } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{aligned} \lambda &= \frac{L_f}{i} \\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}} \end{aligned}\right\} \text{Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement à pour valeur :}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{a}\sqrt{12}$$

V.3.2.3. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau 5-20 : Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	Combi-naison	Vu (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ RPA (MPa)	$\bar{\tau}_u$CBA (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
30 × 30	G+Q+E_x	29.17	0.35	24.70	0.075	1.875	4.32	Oui
35 × 35	G+Q+E_x	91.41	0.8	21.17	0.075	1.875	4.32	Oui
45 × 45	G+Q+E_x	85.82	0.45	16.46	0.075	1.875	4.32	Oui
45 × 45	G+Q+E_x	65.51	0.34	21.95	0.075	1.875	4.32	Oui

V.3.2.4. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

✓ **Selon le CBA93 :**

- les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt

est donnée par la relation :

$$\emptyset_t \leq MIN\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_l\right]$$

$\emptyset_l$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n_t \times a_t$: avec nt est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$s_t \leq \frac{0.9 \times \mathrm{A_t} \times \frac{\mathrm{f_{et}}}{\gamma_s}}{\mathrm{b_0}(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times \mathrm{K})}$$

Avec dans le cas de la flexion composée.

$$\mathrm{K} = 1 + 3 \times \frac{\mathrm{N_u}}{\mathrm{B} \times f_{C28}}$$

St ≤ Min [0.9d, 40cm]

Et :

$$\frac{f_{et} \times A_t}{s_t \times b_0} \geq 0.4MPA$$

✓ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$s_t = \frac{A_t \times h \times f_{et}}{\rho \times V_U}$$

- $A_t = n_t \times a_t$: avec nt est le nombre des barres transversales.

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\rho = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{dans les cas contraires.} \end{cases}$$

Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

- Dans la zone nodale: St ≤ 10cm en zone III.
- Dans la zone courante: $s_t \leq MIN\left[\frac{h}{2}, \frac{b}{2}, 10\emptyset_l\right]$ en zone III

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$

en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% \text{ si} \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\ \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ 3 \leq \lambda_g \leq 5 \text{ interpoler entre les deux valeures précédentes} \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135^0 ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (cheminées >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Application des recommandations.

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : fe =400MPa

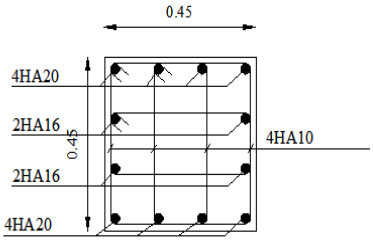
Tableau 5-21 : les armatures transversales et leurs espacements

Section	Vu (kN)	A_t (mm²)	λ_g	ρ	$s_{t\ cal}$ (cm)	Zone	$s_{t\ final}$ (cm)	$A_{t\ final}$
30 × 30	29.17	200.96	7.14	2.5	33	courante	15	4HA8
						nodale	10	4HA8
35 × 35	91.41	200.96	6.12	2.5	12.3	courante	10	4HA8
						nodale	10	4HA8
45 × 45	85.82	314	4.76	3.75	17.5	courante	15	4HA10
						nodale	10	4HA10
45 × 45	65.51	314	6.35	2.5	34.5	courante	15	4HA10
						nodale	10	4HA10

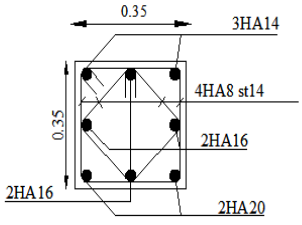
Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t \times b_1}$:

Tableau 5-22 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

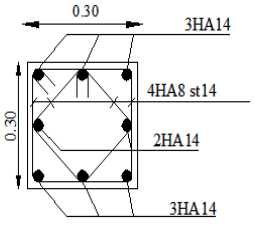
Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t \times b_1}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t \times b} > 0.3\%$
30×30	courante	0.45	Oui
	nodale	0.67	Oui
35×35	courante	0.57	Oui
	nodale	0.57	Oui
45×45	courante	0.46	Oui
	nodale	0.7	Oui
45×45	courante	0.46	Oui
	nodale	0.7	Oui



poteaux 45x45 (RDC +1er etage)



poteaux 35x35 (2et3 eme etage)



poteaux 30x30 (4et5eme etage)

SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX

V.4. Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporte trois sortes d'armatures :

- des armatures verticales.
- des armatures horizontales.
- des armatures transversales.

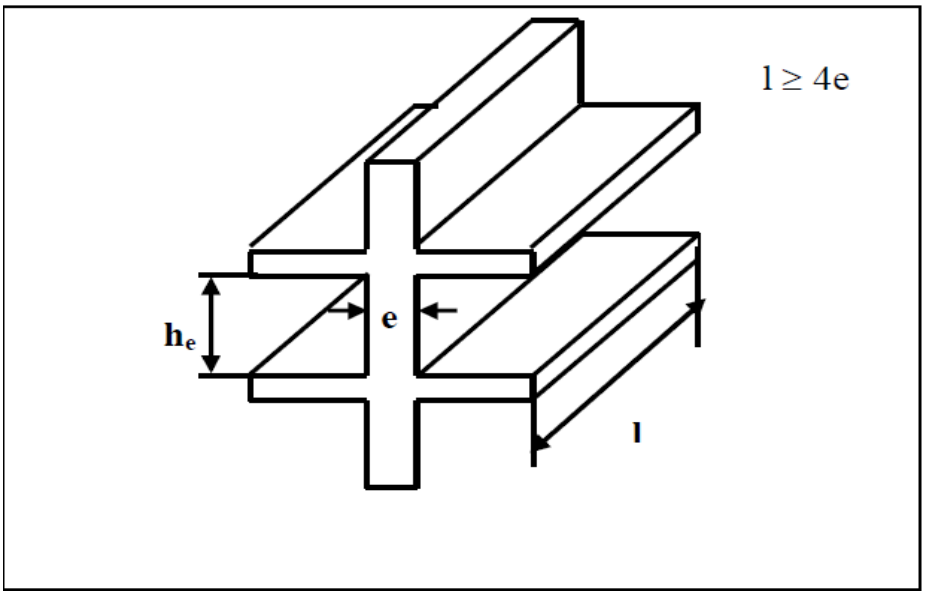


fig. 5.1 Coupe de voile en élévation

V.4.1. Recommandations des règlements :

❖ 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 le RPA 99 version 2003 : [RPA :7.7.4]

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 20 cm.
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15 %

- En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$s \leq 1.5a$ ou $s \leq 30cm$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
  - 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.2. Armatures verticales :

V.4.2.1. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

- Situation durable:
- Béton: γb = 1.5 ; $fc28$ = 25 MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.
- Acier: γs = 1.15 ; FeE 400 ; σ_s = 348 MPa.
- Situation accidentelle:
- Béton: γb = 1.15 ; $fc28$ = 25 MPa ; σ_{bc} = 18.5 MPa.
- Acier: γs = 1 ; FeE 400 ; σ_s=400 MPa.
- Le calcul se fera pour les trois cas extrêmes comme le calcul des poteaux 6.4.2.b :

1er cas : N_{max} et son $M_{corres.}$

- 2eme cas : M_{max} et son $N_{corres.}$
- 3eme cas : N_{min} et son M_{corres}
- La section de calcul sera (h x b) avec :
- h : la longueur du voile
- b : l'épaisseur du voile (dans tous les voiles on a b=15cm)

❖ Avec : $d \cong \frac{19L}{20}$ et $c = c' = h - d$

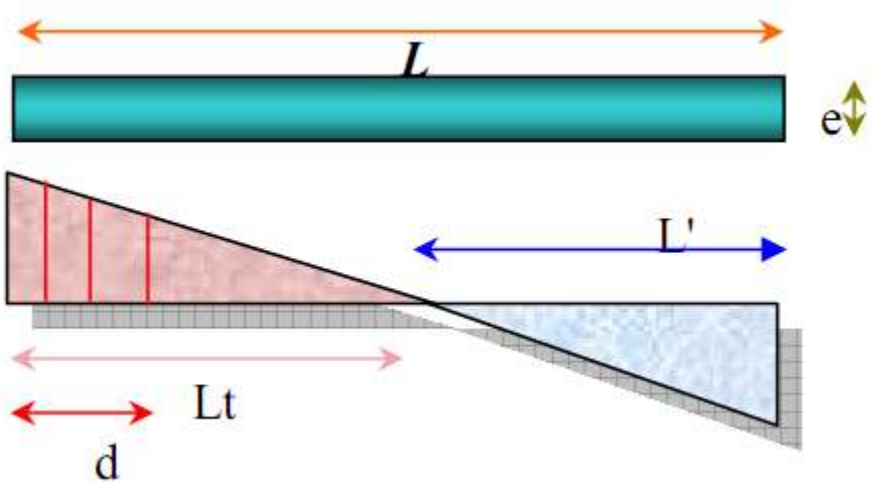


Fig .schéma de distribution des contraintes sur L

Les résultats du calcul des armatures al 'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Sens longitudinale X

Tableau 5-23 : Ferraillage verticale de voile Sens X

étage	Cas Extrême	élément	σ_1	σ_2	Combinaison	Section	F_t	Ax (cm²)
5eme	1	58	3.56	-2.19	1.35G+1.5Q	SPC	62.58	2.4
	2	109	7.07	-5.51	G+Q+Ex	SPC	181	1.8
	3	109	1.13	0.14	0.8G-Ex	SEC	___	1.1
4eme	1	57	2.27	0.27	1.35G+1.5Q	SEC	___	2.3
	2	133	3.09	-0.8	G+Q+Ex	SPC	12.34	2.7
	3	57	-0.45	2.41	0.8G-Ex	SPC	152.31	2.3
3eme	1	56	-0.05	3.51	1.35G+1.5Q	SPC	260	3.8
	2	131	5	-1.91	G+Q+Ex	SPC	17.16	4
	3	131	4.03	-1.34	0.8G-Ex	SPC	144.41	3.4
2eme	1	55	4.94	-0.55	1.35G+1.5Q	SPC	4.13	4.9
	2	55	9.33	-4.69	G+Q+Ex	SPC	117.67	6.9
	3	55	12.17	-10.87	0.8G-Ex	SPC	384.62	7.1
1er	1	54	10.14	-6.08	1.35G+1.5Q	SPC	170.93	7
	2	105	9.82	-5.44	G+Q+Ex	SPC	145.45	7
	3	105	6.98	-3.14	0.8G-Ex	SPC	73.07	5.3
RDC	1	04	-0.66	5.57	1.35G+1.5Q	SPC	373.5	5.5
	2	04	11.81	-5.29	G+Q+Ex	SPC	122.74	9.1
	3	04	7.85	-2.25	0.8G-Ex	SPC	37.6	6.8

Sens longitudinale Y

Tableau 5-24 : Ferraillage verticale de voile Sens Y

étage	Cas Extrême	élément	σ_1	σ_2	Comb-inaison	Section	F_t	Ay (cm^2)
5^{eme}	1	58	-0.45	1.82	1.35G+1.5Q	SPC	109.44	1.6
	2	109	4.56	-3.11	G+Q+Ex	SPC	94.58	3
	3	58	2.12	0.24	0.8G-Ex	SEC	___	2.1
4^{eme}	1	57	1.44	1.11	1.35G+1.5Q	SEC	___	0.9
	2	133	3.71	-1.48	G+Q+Ex	SPC	31.65	2.9
	3	57	15.91	-12.91	0.8G-Ex	SPC	433.73	9.8
3^{eme}	1	56	4.82	-1.35	1.35G+1.5Q	SPC	22.15	4.2
	2	131	2.63	0.38	G+Q+Ex	SEC	___	2.5
	3	56	8.62	-4.74	0.8G-Ex	SPC	126.13	6.2
2^{eme}	1	55	0.76	3.65	1.35G+1.5Q	SEC	___	3.4
	2	55	8.08	-3.43	G+Q+Ex	SPC	76.66	6.3
	3	55	12.33	-7.29	0.8G-Ex	SPC	203.15	8.2
1^{er}	1	54	6.05	-1.98	1.35G+1.5Q	SPC	36.62	5.1
	2	105	18.9	-14.53	G+Q+Ex	SPC	473.65	11.9
	3	54	11.95	-7.16	0.8G-Ex	SPC	201.2	8.3
RDC	1	04	5.07	-0.14	1.35G+1.5Q	SPC	0.28	5.5
	2	117	21.88	-12.8	G+Q+Ex	SPC	354.33	15.3
	3	104	33.20	-24.13	0.8G-Ex	SPC	761.72	21.4

Tableau 5-25 : Ferraillage verticale finale des voiles

sens	L (m)	A CBA (cm²)	A RPA (cm²)	As Calcul (cm²)	Atotale choisi (cm²)
X	1	0.75	3	9.1	2(8HA12)=18.1
Y	1	0.75	3	21.4	2(78HA14)=24.64

V.4.2.2. L'espacement:

D'après le RPA 99 version 2003, on a l'espacement admissible

$$s_{tv} \leq \min\begin{cases} 1.5a \\ 30\ cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 30cm \\ 30\ cm \end{cases} \Rightarrow s_v = 30cm$$

- L : la largeur du voile
- a : l'épaisseur du voile

Donc suivant le nombre des barres choisi, on adopté les espacements suivants :

s_{tv} = 20 cm En zone courante

$\frac{s_{tv}}{2} = 10cm$ Dans la zone d'extrémité du voile (l = L/10)

Tableau 5-26 :calcule de espacement

sens	$s_{tv\ RPA}$	$S_{t\ zone\ courante}$	$S_{zone\ d'extrémité\ du\ voile}$
X	22.5	18	9
Y	22.5	18	9

Les espacements adoptés pour chaque voile sont indiquées dans les tableaux précédents.

V.4.3. Les armatures transversales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.4.3.1Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$\tau_b \leq \bar{\tau_b}\ avec\ \bar{\tau_b} = 0.2\ f_{c28} = 5MPa$

Où: $\tau_b = \frac{\bar{V}}{d \times b_0}\ avec\ \bar{V} = 1.4 \times V_U$

- bo : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des voiles armatures horizontales est fait comme le calcul des armatures transversales des avec : $A_t = 2a_t$

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA :A.5.1.2.3]

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b_0 \times \gamma_S \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée :

$$K = 1 + 3\frac{N_U}{B \times f_{c28}}$$

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 5-27 : vérification des contraintes de cisaillement

Sens	L (m)	Vu (kN)	Combinaison	τ_b (MPA)	$\overline{\tau_b}RPA$(MPA)	$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$
X	1	368.83	G+Q+Ex	0.94	5	oui
Y	1	123.09	G+Q+Ey	0.31	5	oui

V.4.4. Calcule Les 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 CBA93**

Diamètre minimal:$\emptyset_h = min\left[\frac{h}{35}, \frac{a}{10}, \emptyset_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$S_t \leq min[0.9 \times d, 40cm]$

$$S_h \leq \frac{A_h \times f_{eh}}{0.4 \times a}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_h \times f_e}{\gamma_s \times \tau_b \times a}$$

- **Selon le RPA99 VERSION 2003** : $\emptyset_h \leq \frac{1}{10}a$

$$S_h \leq \frac{A \times h}{0.003}$$

$S_h \leq min[1.5a, 30cm]$

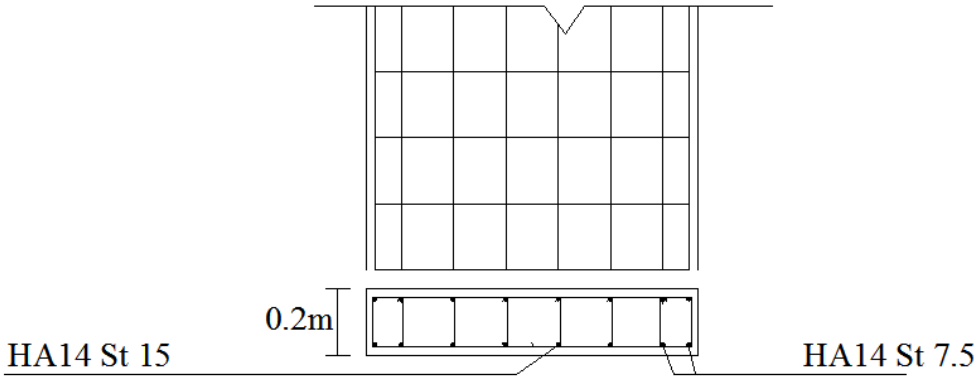
$A_{\min}(RPA) = 0.15\%B$

On va faire le ferraillage des armatures horizontales par 1m de largeur pour les deux faces du voile qui est égale :

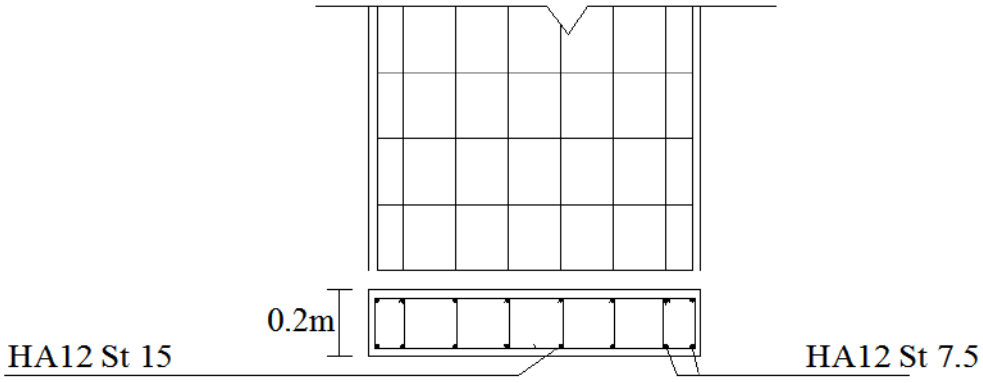
$$A = 0.15\%B = 2.25(cm)^2$$

Tableau 5-28 : chois des armatures horizontales et leurs espacements

sens	$A_{RPA}(cm^2)$	$A_{CBA}(cm^2)$	$S_{RPA}(cm)$	$S_{CBA}(cm)$	$A_{choi}(cm^2)$	$S_{choi}(cm)$
X	2.25	1.57	22.5	20	2(5HA10)	20
Y	2.25	1.57	22.5	20	2(5HA10)	20



SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE(sens y)



SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE(sens X)

CHAPITRE VI :

Infrastructure

Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

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

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;

- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante Admissible du sol.

Choix du type de la fondation :

Pour les fondations On distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc…..) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre les quelles on devra choisir en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous –jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations, dont la solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment.

Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction : d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation.

Connaissance du lieu et du sol.

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Il est d'une importance capitale dans tous les travaux s'appuyant sur le sol, dans les travaux publics et de génie civil, de bien connaître le terrain sur le quel on va fonder ou bâtir, C'est lui qui sert de support aux routes, aux ponts, aux barrages, etc….., et c'est donc en premier lieu de sa résistance et de sa stabilité que dépendent la robustesse et la durée de l'ouvrage construit.

Le site devant recevoir ce bâtiment en R+5, qui s'étend sur une superficie d'environs 371.665 m^2 se situé dans la ville de FOUKA, wilaya de TIPAZA .Il est limité au Nord par une route principale et des locaux commerciaux, à l'Est, Ouest et Sud par des constructions existantes.

Le site fait partie de la plaine de Mitidja, avec une altitude moyenne de cent (100) mètres ; il est donc caractérisé par une topographie plate.
La région de TIPAZA appartenant au Nord du pays. Elle est donc exposée relativement à l'influence maritime .Son climat est de type méditerranéen, caractérisé par un hiver humide et frais et des étés relativement chauds.
La reconnaissance des sols fait appel à différentes techniques de sondage et d'essais sur le site (in situ) et au laboratoire en vue de déterminer les caractéristiques principales des diverses couches de terrain rencontrées.
Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante à $\sigma_{sol} = 1.6bars$ avec un ancrage de 2.0m.
Choix du Type de fondation. Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations peuvent être l'un des trois type suivants :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radiers générale.

VI.1.Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$
Pour les poteaux carrés : $a = b\ donc\ A = B \Rightarrow S = A^2$
A est déterminé par : $S \geq \frac{N_U}{\sigma_{sol}}$ d'où$S = \left[\frac{N_U}{\sigma_{sol}}\right]$
Avec : $A = \sqrt{S}\ et\ \sigma_{sol} = 1.6\ bar$

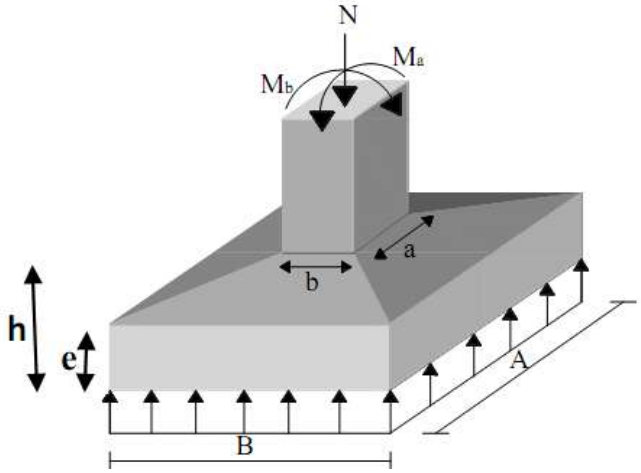


Fig6.1 représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

Hauteur du patin :$\frac{h}{3} \leq e \leq \frac{h}{3}$ et $e \geq 6\emptyset + 6$

Hauteur utile: $d \geq Max(\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4})$

N_U =1873.92 KN

$$S \geq \frac{N_U}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{1873.92}{1.6 \times 100} = 11.712m^2 \Rightarrow A = 3.42m \; donc \; A_{choi} = 3.5m$$

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, et on passe donc à l'étude des semelles filantes.

VI.2.Semelles filantes :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même fille de portique.

On trouve les résultats des dimensions des semelles filantes les plus sollicités dans le tableau suivante :

Tableau 6.1 : Section des semelles filantes.

sens	Langur de la semelle *(m)*	$Nser\ (kN)$	$\boldsymbol{S \geq \frac{N_{ser}^{max}}{\sigma_{sol}}}$	$B(m)$	$Bchoisi\ (m)$
x	13.35	5673.65	35.46	5.95	6
y	13.95	3474.07	21.71	4.66	4.7

- ✓ **Conclusion:**

D'ou il y a un problème d'interférence des semelles filantes, on opte en troisième lieu pour un radier général.

VI.3. Radier général :

Un radier général est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.
Cette dalle peut être nervurée (le cas de notre projet) ou massive. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux des poteaux et des voiles qui les supportent

-dans ce projet L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de notre bloc.

$$\sum N_{ser}\,(KN) = 23889.6\ KN$$

VI.3.1. Pré dimensionnement du radier général :

-la surface du bâtiment est: $S = 371.665\ m^2$

VI.3.1.1 Détermination de la surface nécessaire :

$$S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{23889.6}{160} = 149.31 m^2$$

On trouve: $S_{nec} \leq S_{bati}$. du bâtiment$S_{bati} = 371.665 m^2$ Donc la surface totale du radier

est $S_{radire} = 371.665\ m^2$

A) Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier

➢ Condition forfaitaire:

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$h \geq \frac{Lmax}{20}$ Avec: L_{max}: La plus grande portée de la dalle.

$h \geq \frac{560}{20} = \frac{560}{20} = 28.00cm$ On adopte : h=30*cm*

➢ Condition de cisaillement:

-on doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \qquad avec \quad \overline{\tau_u} = \frac{0.07 \times f_{cj}}{\gamma_b} = 1.17Mpa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \quad ; \quad T_u = \frac{1ml \times N_u \times L_{max}}{2 \times S_{radire}}$$

L'effort normal ultime revenant au radier est : $Nu = 32695.6\ KN$

La surface totale du radier est $S = 371.665\ m^2$

L_{max}=5.8m ; b=1m

Donc : $T_u = \frac{32695.6*5.8}{2\times371.665} = 255.114 \quad KN \quad donc \quad d \geq \frac{T_u}{\overline{\tau_u}\times b} \quad alors\ d \geq \frac{255.114}{1.17}$

$d \geq 21.8 \quad cm$ Donc : $h \geq \frac{d}{0.9} \Longrightarrow$ h ≥ 24.22 cm

✓ **Conclusion:**

Nous prenons $\boldsymbol{h = 40cm}$ **a**vec un enrobage $e = 5\ cm$.

VI.3.2.Dimensionnent des nervure :

a) Condition de forfaitaire:

$h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{560}{10} = 56\ cm \quad on\ adopte \quad h = 60cm$

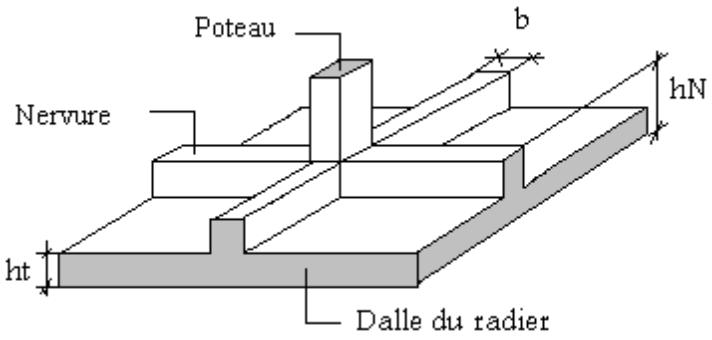


Fig 6.2 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

b) Condition de la raideur:

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique définie par l'expression suivante:

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

Avec: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4\times E\times I}{b\times K}}$

E: Module d'élasticité du béton (en prend E=20000MPa).
b: Largeur de la semelle par bande d'un mètre (b=1m).
K: Coefficient de raideur du sol (0,5kg/cm3≤K≤12kg/cm3). On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :
K=0,5[kg/cm3] → pour un très mauvais sol.

K=4 [kg/cm3] → pour un sol de densité moyenne.

K=12[kg/cm3] → pour un très bon sol.

I: Inertie de la section transversale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

A partir de la formule (*) on calcule la valeur de *h*:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \,.\, {L_{max}}^4 . K}{\pi^4 \,.\, E}} = 21.32cm$$

✓ **Conclusion:**

Nous prenons : $h = 60\ cm$; $b = 50\ cm$

➢ **Résumé :**

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 40cm$
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h = 60cm \\ b = 50cm \end{cases}$
-

VI.3.3.Caractéristiques géométriques du radier :

a. Le centre de gravité :

La surface totale du radier est S=371.665 *(m^2)* Les longueurs maximales dans les deux directions sont $L_{x\,max}$=30.73*(m)* ; $L_{y\,max}$=24.34*(m)*

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum X_i \,.\, A_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum Y_i \,.\, A_i}{\sum A_i} \end{cases} \rightarrow \quad \begin{cases} X_{Gradier} = 12.98\ m \\ Y_{Gradier} = 9.04\ m \end{cases}$$

b. Les moments d'inertie :

Les moments d'inerties du radier par rapport à son centre de gravité sont :

$$\begin{cases} I_{XG} = 45671.64 \quad m^4 \\ I_{yG} = 21641.89 \quad m^4 \end{cases}$$

VI.3.4.Vérifications nécessaires :

VI.3.4.1.Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité *1,5*

Avec:

M_s: Moment stabilisant sous l'effet du poids de l'ouvrage.

M_R: Moment de renversement dû aux forces sismique.

- **Sens x-x:**

$M_R = 34414.7 KN.m$

et: $Ms = N.XG$

Avec: $N = N1 + N2$

$N1$: $Poids\ de\ la\ superstructure.$

$N2$: $Poids\ propre\ du\ radier.$

XG: $le\ centre\ de\ gravité\ du\ radier\ general$

Donc :

$N1 = NG + NQ = 24464.78\ KN$

$N2 = \rho.S.h = 25 \times 371.665 \times 0.4 = 6968.72\ KN$

$Donc: N = 31433.5\ kN$

$Ms = N.XG = 408006.814 kN.m$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{408006.814}{34414.7} = 11.85 > 1.5 \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots CV$$

- **Sens y-y:**

$M_r = 35262.71\ KN.m$

$Ms = N.YG = 284158.84\ kN.m$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{284158.84}{35262.71} = 8.05 > 1.5 \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots CV$$

Conclusion:

Le rapport du moment stabilisant et du moment de renversement est supérieur à *1.5*, donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.3.4.2. Vérification des contraintes dans le sol :

a. Sollicitation du premier genre:

On doit vérifier la contrainte du sol

À l'ELS:

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{s_{rad}} = \frac{31433.5}{371.665} = 84.57\ \frac{KN}{m^2} \Rightarrow \sigma_{ser} = 84.57 \frac{KN}{m^2} < \sigma_{sol}$$

$$= 160\ \frac{KN}{m^2} \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots CV$$

b. Sollicitation du second genre:

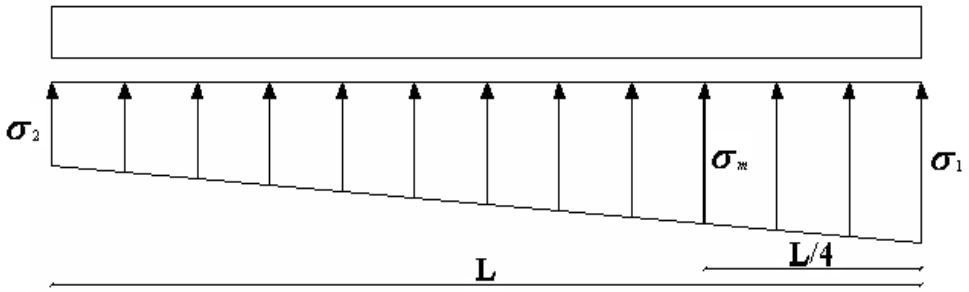
On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{S} + \frac{V_{max} \times M_r}{I}$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

M_r est le moment de renversement.



On vérifie que:

σ_1: Ne doit pas dépasser $1.5\sigma_{sol}$

σ_2: Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1.33\sigma_{sol}$

- **ELU:**

$Nu = 1.35NG + 1.5NQ = 40422.72\ kN$

$\sigma sol = 160kN/m2$

$1{,}33\ \sigma sol = 212.8\ kN/m2$

Tableau 6.2 : Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1\ (kN/m^2)$	$\sigma_2\ (kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)\ (kN/m2)$
Sens x-x	109.04	108.47	108.9
Sens y-y	109.37	108.15	109.06
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1{,}5\ \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$

- **ELS:**

$Nser = NG + NQ = 89656.47\ KN$
$\sigma sol = 160kN/m2$
$1{,}33\ \sigma sol = 212.8\ kN/m2$

Tableau 6.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1\ (kN/m^2)$	$\sigma_2\ (kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)\ (kN/m^2)$
Sens x-x	66.1	65.54	65.96
Sens y-y	66.43	65.21	66.125
Vérification	$\sigma_1^{max}<1{,}5\ \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min}>0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)$

Conclusion:

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.3.4.3. Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes:

ELU:

$\sigma_U = \sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = 109.06\ \ (kN/m2)$

ELS:

$\sigma_{ser} = \sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) = 66.125(kN/m2)$

VI.3.5.Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.

Le panneau constituant le radier est uniformément chargé et sera calculé comme Une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la réaction du sol, La fissuration est considérée préjudiciable, pour cela on utilise la méthode des lignes de rupture.

VI.3.5.1Ferraillage de la dalle du

parce que les panneaux n'ayent pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferraillage pour tous les panneaux du radier, on considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

a) Détermination des efforts:

Ona: $Lx = 5.5\,m$; $Ly = 5.6\,m$

$$P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.5}{5.6} = 0.98 > 0.4 \Rightarrow panneau\ travaillant\ suivant\ les\ deux\ direction$$

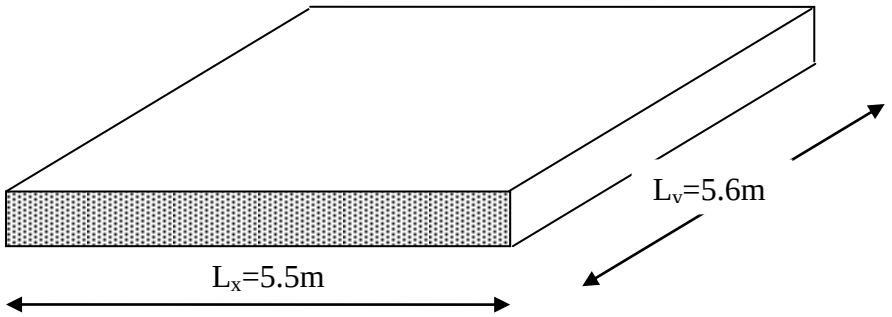
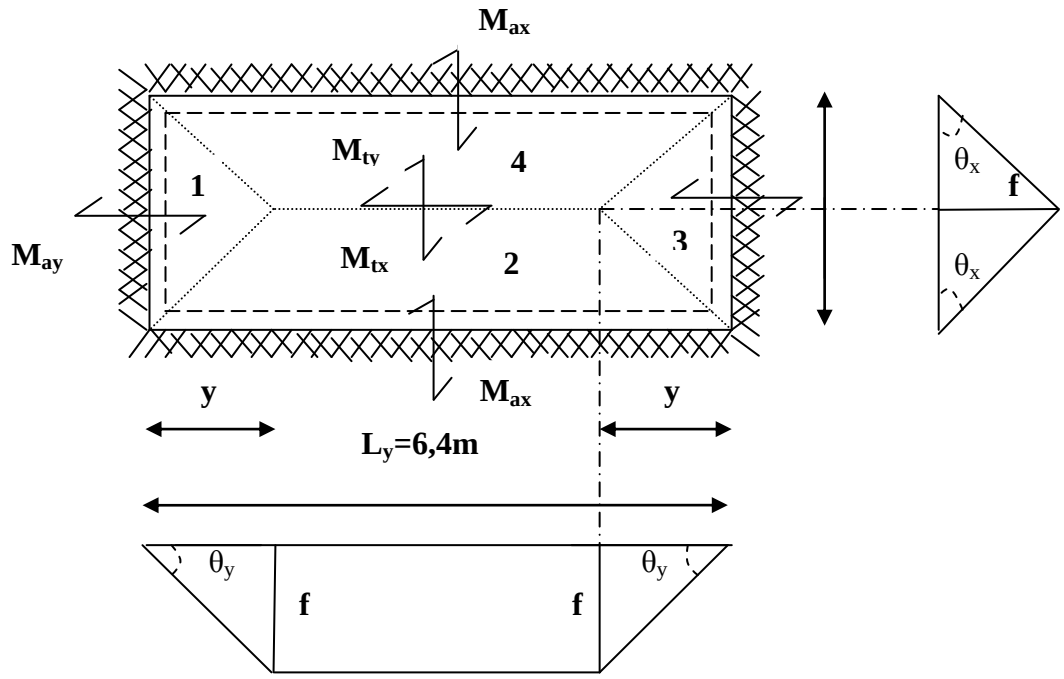


Fig 6.3: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité



Travail externe :

$T_{ext} = T_{ext}^1 + T_{ext}^2 + T_{ext}^3 + t_{ext}^4\ avec\ T_{ext}^2 = t_{ext}^4\ \ et\ T_{ext}^1 = t_{ext}^3$ avec

$T_{ext}^1 = q \times f \times \left(\frac{1}{6} \times l_x \times y\right)$

$$T_{ext}^{2} = 2T_{ext}{}^{2''} + 2T_{ext}{}^{2'} = q \times f(\frac{1}{4}L_x \times L_y - \frac{1}{3}L_x \times y)$$

Donc :

$$T_{ext} = q \times f \times (7.7 - 1.83y)$$

Travail interne :

$$Mtx = Mty = M.$$

$$Max = May = 0{,}5M$$

$$T_{int} = T_{int}^{1} + T_{int}^{2} + T_{int}^{3} + t_{int}^{4}$$

Avec : $T_{int}^{1} = T_{int}^{3}$ et : $T_{int}^{2} = t_{int}^{4}$

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

$$T_{int}^{2} = 3M \times f \times \frac{L_y}{L_x}$$

$$T_{int} = M \times f \times (\frac{16.5}{Y} + 3.06)$$

Principe du travail virtuel :

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

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow M = 0.36q$$

VI.3.5.2.Valeur de la pression sous radier:

ELU:

$$q_u = \sigma_m^u \times 1m = 109.06KN/m$$

ELS:

$$q_s = \sigma_m^u \times 1m = 66.125KN/m$$

a) Calcul des moments:

ELU:

$$M_t = 0.36 \times q_u = 39.26KN.m$$

$$M_a = 0.5M_t = 19.63KN.m$$

ELS:

$$M_t = 0.36 \times q_u = 23.8KN.m$$

$$M_a = 0.5M_t = 11.9KN.m$$

b) Calcul du ferraillage:

$b = 100cm$; $h = 60\ cm$; $e\ (enrobage) = 5cm$; $fe = 400MPa$; $fc28 = 25MPa$

$d_x = h - e - \frac{\emptyset}{2} = 34.4(cm)$, $d_y = d_x - \frac{\emptyset_x + \emptyset_y}{2} = 34.28(cm)$,

Tableau 6.4 : ferraillage des panneaux.

Sens	position	M_u *(kN.m)*	A_{min} *(cm²)*	A_{cal} *(cm²)*	A_{choisi} *(cm²)*	Esp *(cm)*
Sens x-x	En travée	39.26	4	3.8	4HA12=4.52	22.5
	Sur appuis	19.63	4	1.75	4HA12=4.52	22.5
Sens y-y	En travée	39.26	4	3.8	4HA12=4.52	22.5
	Sur appuis	19.63	4	1.75	4HA12=4.52	22.5

c) Vérifications nécessaires :

Condition de non fragilité:

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = 4cm^2$

- **En travées :**

$$A = 4.52\ (cm2)\ >\ 04.00\ (cm2) \dots\dots\dots\dots\ (c.v)$$

- **Aux appuis**:

$$A = 4.52(cm2)\ >\ 04.00\ (cm2) \dots\dots\dots\dots\ (c.v)$$

VI.3.6.Vérification de l'espacement:

-En travées :

$\boldsymbol{S_t = 22.5 < Min(3h = 15cm, 33cm,) = 33cm}$ ……..**CV**

- Aux appuis:

$\boldsymbol{S_t = 22.5 < Min(3h = 15cm, 33cm,) = 33cm}$ ……..**CV**

VI.3.7. Vérification de l'effort tranchant:

Suivant *Lx*

.

$$\tau_{ux} = \frac{T_{ux}}{b_0 \times d_x} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{ux} = \frac{L_Y \times L_x \times q_u}{2L_y + L_x} = 201.14\ KN$$

$$\tau_{ux} = 0.58MPa \leq \overline{\tau_u} = 1.16MPa \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots CV$$

Suivant L_y

$$\tau_{uy} = \frac{T_{uy}}{b_0 \times d_y} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{uy} = \frac{L_y \times L_x \times q_u}{3L_y} = 200\ KN$$

$$\tau_{ux} = 0.59MPa \leq \overline{\tau_u} = 1.16MPa \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots CV$$

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

VI.3.8.Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que:

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma_s} = Min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt[2]{\eta \times f_{tj}}\right) = 202MPa$$

Tableau 6.5 : vérification des contraintes de L'ELS.

Sens	position	M_{ser} *(kN.m)*	A_s *(cm^2)*	σ_s *(Mpa)*	σ_b *(Mpa)*	$\sigma_s \leq \bar{\sigma_s}$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Sens x-x	En travée	23.8	4.52	162.91	2.37	Oui	Oui
	Sur appuis	11.9	4.52	81.54	1.18	Oui	Oui
Sens y-y	En travée	23.8	4.52	163.5	2.38	Oui	Oui
	Sur appuis	11.9	4.52	81.75	1.2	Oui	Oui

VI.3.9.Ferraillage du débord :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

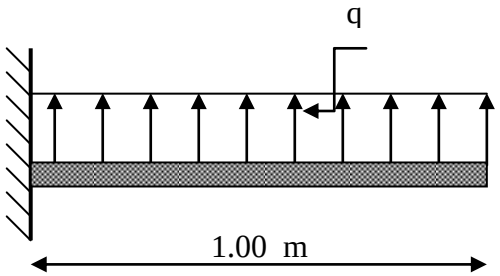


Figure 6.4 : Schéma statique du débord

VI.3.9.1 Evaluation des charges et surcharges :

$$\boldsymbol{E.L.U}: qu = 109.06\ kN/ml \quad \Rightarrow \quad Pour\ une\ bande\ de\ 1m.$$
$$\boldsymbol{E.L.S}: qser = 66.125\ kN/ml \quad \Rightarrow \quad Pour\ une\ bande\ de\ 1m.$$

a)Calcul des efforts :

E.L.U :

$$M_U = \frac{L^2 \times q_U}{2} = 54.53\ KN.m$$
$$Tu = qu\,.L = 109.06\ kN$$

E.L.S :

$$M_{ser} = \frac{L^2 \times q_{ser}}{2} = 33.06 KN.m$$

b)Ferraillage :

❖ Armatures longitudinales :

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

Avec : M_u=54.53 *KN.m*, b = 100 *cm*, h = 40 *cm*, d=34.4 *cm*
Donc

$$\mu = \frac{M_u}{d^2 b\overline{\sigma_{bc}}} = 0.032$$
$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = 4.62\ cm^2$$

-On adopte A_s=**5HA12=5.65 *cm*^{2}** .
Avec un espacement : esp = **20 *cm*** .

➢ **Armature de répartition :**

$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow \quad 1.41cm^2 \leq A_r \leq 2.82cm^2 \Rightarrow A_r = 5HA8 = 2.32\ cm^2, esp = 20cm$

c)Vérifications nécessaires :

➢ **Condition de non fragilité :**

$$A_s = 5.56\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = 4cm^2 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

➢ **Vérification de l'espacement:**

➢ **Armatures longitudinales:**

$S_t \leq \overline{S_t} = Min[3h = 150cm, 33] = 33\ cm \quad S_t = 20cm < 33\ cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$

➢ **Armatures de répartitions**:

$S_t \leq \overline{S_t} = Min[4h = 200cm, 45cm] = 45\ cm \quad S_t = 20cm < 45\ cm \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$

VI.3.9.2 Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.2MPa \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}, 4MPa) = 2.5MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

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

VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS:

-La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que:

$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15M$

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e\ ,\quad 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\ \right) = 202MPa$

Tableau 6.6 Vérification des contraintes de L'ELS

M_{ser} *(KN.m)*	A_s *(cm^2)*	Y *(cm)*	I *(cm^4)*	σ_{bc}*(MPa)*	σ_s*(MPa)*	Vérification
33.06	*5.65*	*6.98*	*75304.55*	*3.06*	*180.53*	*cv*

VI.11. Ferraillage des nervures:

VI.11.1.Calcul des efforts :

La poutre la plus chargée est celle intermédiaire :

- Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode de CAQUOT qui est applicable car les conditions d'applications de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées.

➢ Conditions d'application:

-le rapport entre les portées successives des travées doit rester compris entre

" 0.8 " et " 1.25 "…… **(c.n.v)**

- La fissuration doit être peu nuisible……. **(c.n.v)**

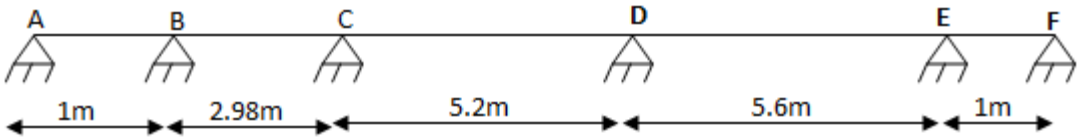


Fig6.5: poutre continue

1)ELU :

Tableau 6.7 : valeurs des efforts à L'ELU.

Travée	M_0 *(kN.m)*	M_t *(kN.m)*	M_ω *(kN.m)*	M_e *(kN.m)*	T_ω *(kN)*	T_e *(kN)*
A-B	13.63	-2.7	2.72	55.16	2.09	-106.97
B-C	121.06	16.16	55.16	167.71	124.06	-200.26
C-D	368.62	165.45	167.71	**240.43**	269.57	-297.54
D-E	427.51	**200.76**	240.43	212.86	**310.37**	-300.37
E-F	13.63	108.26	212.86	2.72	264.67	-155.61

1) ELS

Tableau 6.8 : valeurs des efforts à L'ELS.

Travée	M_0 *(kN.m)*	M_t *(kN.m)*	M_ω *(kN.m)*	M_e *(kN.m)*
A-B	8.56	-1.64	1.65	33.45
B-C	73.4	9.79	33.45	101.69
C-D	223.5	100.3	101.69	**145.78**
D-E	259.21	121.85	145.78	129.06

E-F	8.56	65.68	129.06	1.65

VI.11.2 Calcul du ferraillage

-EN travée :

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h).

-sur appuis :

$M_0 < M_t$, d'où l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b_0×h) .

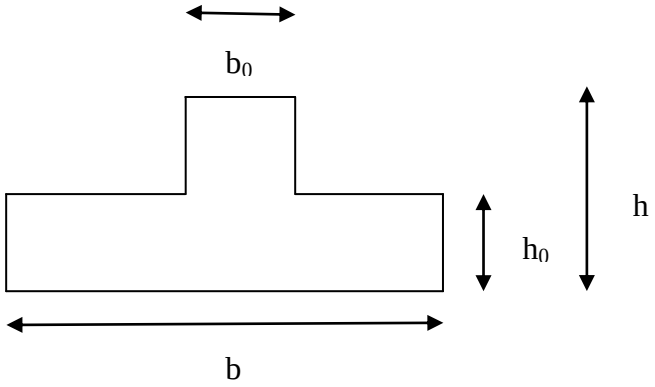


Fig 6.5: la forme de la nervure du radier

Tableau 6.9 : calcul le ferraillage.

	M_u *(KNm)*	μ	A_s^{cal} *(cm²)*	A' *(cm²)*	A_s^{min} *RPA (cm²)*	A_s^{adop} *(cm²)*
Travée	**200.76**	0.046	10.74	0	15	8HA16=16.08
Appuis	**240.43**	0.056	12.84	0	15	8HA16=16.08

VI.11.3. Vérifications nécessaires :

➢ Condition de non fragilité :

En travées : A=16.08 *(cm²)* > 15 *(cm²)*…… ***(c.v)***

Aux appuis: A=16.08 *(cm²)* > 15 *(cm²)*…… ***(c.v)***

➢ Contrainte tangentielle

On doit vérifier:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{310.37 \times 10^3}{550 \times 500} = 1.13MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b} f_{c28}, 4MPa\right) = 2.5MPa$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$$

VI.12.Vérification des contraintes normale à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Tableau 6.10 : vérification des contraintes de L'ELS

	M_{ser} *(kNm)*	A_s *(cm^2)*	σ_{bc} *(MPa)*	$\overline{\sigma_b}$ *(MPa)*	σ_s *(MPa)*	$\overline{\sigma_s}$ *(MPa)*	*Vérification*
Travée	121.85	16.08	4.4	*15*	*164.23*	202	*OK*
Appuis	145.78	16.08	*5.26*	*15*	*196.5*	202	*OK*

VI.12.1Détermination des armatures transversales

D'après CBA 93

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3\times K\times f_{tj})}{0.9\times f_e\times(\cos\alpha + \sin\alpha)} \; avec\; K = 1 \; cas\; de\; reprise\; de\; betonnage, \alpha = 90^0 \\ S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \\ \frac{A_t\times f_e}{b\times S_t} \geq 0.4\, MPA \end{cases}$$

Selon le RPA 99V2003

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.03 \times b \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}, et\ 12\emptyset\right) \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{4} \text{Zone courante} \end{cases}$$

Tableau 6.11 : calcul des armatures transversales.

		CBA 93		RPA 99V2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u *(Mpa)*	S_t *(cm)*	A_t *(cm^2)*	S_t (ZN) *(cm)*	S_t (ZC) *(cm)*	At *(cm^2)*	S_t (ZN) *(cm)*	S_t (ZC) *(cm)*	$A_{t\ choisie}$ *(cm^2)*

50x60	1.13	40	2	12	30	4.5	15	30	6HA10= 4.71

VI.12.2Calcul des armatures de peau:

Dans les poutres de grande hauteur, on dispose des armatures le long de chaque parement parallèlement à la fibre moyenne. Leurs section est d'au moins 3 cm^2/ml de parement.

$A_p = 3cm^2 \times 0.75 = 2.25cm^2$

Par paroi on prend :2HA14=3.08cm^2 (Fissuration préjudiciable)

VI .13.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

1) $\frac{L}{h} = \frac{0.6}{5.6} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$

2) $\frac{L}{h} = 0.107 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.047 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$

3) $\frac{A}{d \times b_0} = \frac{16.08}{50 \times 55} = 0.005 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots CV$

VI.14.. Les longrines : Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment { la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliéeles poteaux entre eux.

VI.14.1. Pré dimensionnement Pour un sol de fondation de catégorie ''S3'', les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont [2:10.1.1.b]: 25 x 30cm². On opte une section de 30 x 35.

VI.14.2. Sollicitations Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'uneforce " F " égale à : [2:10.1.1.b]

Fu = $\frac{\text{Nu}}{\alpha} = \frac{1620,46}{10}$ = 162.05 Kn

$Fser = \frac{\text{Nser}}{\alpha}$ α = $\frac{1180,10}{10}$ = 118.01kN Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité.
- α=10: coefficient de site en fonction de la zone sismique

VI.14.3. Ferraillage : Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F : *a. à l'état limite ultime.* Les armatures longitudinales sont données par:$\boldsymbol{A_U = \frac{F_U}{\sigma_s}}$

Où : Fu = 159.97 Kn

Alors: $A_{\text{u}} = \frac{159.97 \times 10^3}{348} = 4.66\text{cm}^2$

***b. condition de non fragilité.*(CBA 93)**

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le CBA 93 :$A \geq \frac{B \times f_{c28}}{f_e} \Longrightarrow A \geq 5.51 cm^2$

Donc on adopte $A = 6HA12 = 6.79 cm^2$

***c. vérification des contraintes à l'ELS.*(CBA 93)** La fissuration est considérée comme préjudiciable. Fser = 118.01 kN Alors:

$$\sigma_s = \frac{f_{ser}}{A} = \frac{118.01 \times 10^3}{679} = 174.06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma_s} = 202\text{MPa} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{CV}$$

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B : (**RPA 99)**

$$A_{min} = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3 cm^2$$

Donc on adopte A=6HA12=6.79 cm²

d. Armatures transversales. Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par RPA qui doit inférieur au Min (20 cm ; 15Φt).

d.1. section : $\boldsymbol{\varphi_t \geq \frac{\varphi_t}{3} = 4mm \text{ on adopte } \varphi_t = 6mm}$

$$\boldsymbol{A_t = 4\varphi_6 = 1.13 cm^2}$$

***d.2. Espacement:*(RPA 99) :** $\boldsymbol{S_t \leq min[20cm; 15\varphi_t] = 18cm}$

On adopte St = 15 cm.

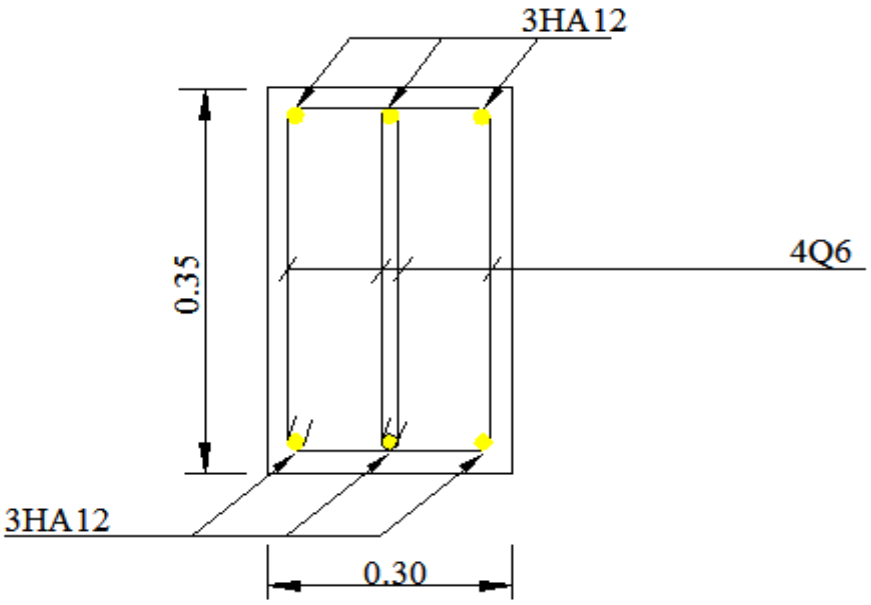


Figure 6-10 Ferraillage de la longrine

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'études, nous a permis de mettre en pratique , les connaissances acquises durant le cursus universitaire dans le domaine du génie civil et en particulier dans le domaine du béton et nous a permis de prendre conscience que tout ce qu'on a appris a l'université n'est pratiquement rien compare a tous ce qu'offre le domaine du génie civil, mais peut être pris comme une très bonne base de départ pour chaque ingénieur désireux de progresser et de découvrir ce vaste domaine, mais surtout ce mémoire apprend aux futurs ingénieurs a devenir des autodidactes et aller chercher les informations par eux mêmes au fond des livres

Bibliographie.

- BAEL 91modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougin ,deuxième Edition eyrolles 2000
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- Formulaire du Béton Armé: Volume 1;'Eléments de Calcul', par Victor Davidovici, Moniteur, 1996.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93
- Calcul des ouvrages en béton armé M.Belazougui
- Conception et Calcul des Structures de Bâtiment, par Henry Thonier, Tome 3
- DTR B-C 2.42 Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
- Introduction au calcul des fondations, par Ali Bouafia, O.P.U 2003

Logiciels

- SAP2000V12
- Auto CAD 2004. Auto Desk Inc. 2003
- ROBOT EXPERT