REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté Des Sciences et De La Technologie

Département De la matière

Filière Génie civil

Projet de Fin d'Etude

Pour l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : **Construction et Matériaux**

THEME

CONCEPTION ET ETUDE D'UN BATIMENT (RDC + 9)



Réalisé par :

ABASSI LAKHDAR

CHAILI IBRAHIM

Dirigé par :

M^ME LACHENANI AMINA

M^ELLE SETTARI CHAFIKA

Promotion: 2012/2013

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice Mme. Lachenani Amina et co-promotrice Melle. Stari chafika pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et le confiance qu'elle nous a accordée.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à touts les enseignants qui ont participé à notre formation.

Nous remercions également monsieur Kamal .pour les diverses discussions et conseils enrichissants.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire

Abassi et Chiali



Dédicaces

Avant tout, nous remercions DIEU pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Je dédie 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 chères sœurs*

Nassira ;Hada ;Djamila ;Nassima ;Saida ;zianab

***A** mes cher frères*

Rabah ;Djamal ;Karim ;samir

***A** toute la famille*

ABASSI sans exception

***A** mon chère ami **Khaled** et sa famille que je souhaite tous le bonheur et la belle vie*

A mon binôme brahim qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

***A**mes très chères amies*

Hlima (makaka) ; Yousef; Massoud; Mohamed ;Aziz ;abdou;Mourad ;Hamid….

Je tiens à exprimer mon profond remerciement A notre CO-promotrice :

Melle S.CHAFIKA pour sa disponibilité et l'aide précieuse qu'elle nous a offerte pour l'élaboration de ce modeste travail.

***A** tous ceux qui me connaissent.*

A** toute mes collègues de la promotion **2013.

Abassi lakhdar



Dédicaces

Avant tout, nous remercions DIEU pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Je dédie 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 chères sœurs et A mes cher frères et A toute la famille

A mon binôme lakhdar qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail

Ames très chères amies

Je tiens à exprimer mon profond remerciement A notre promotrice :
Melle S.CHAFIKA pour sa disponibilité et l'aide précieuse qu'elle nous a offerte pour l'élaboration de ce modeste travail.

A tous ceux qui me connaissent.

A toute mes collègues de la promotion ***2013.***

Chaili brahim



ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف إلى هيكلة ودراسة عمارة غير منتظمة القياسات (**طابق أرضي+9طوابق) الواقعة في** مدينة تيبازة. قياس و تسليح العناصر المقاومة للبنية صمم طبقا للمعايير المعمولة بها في الجزائر.

قمنا بالدراسة الديناميكية **ثلاثية الأبعاد بواسطة** (ROBOT version 25.0).

تقوية البنية بواسطة جدران خرسا نية مسلحة كان ضروريا بما أن **الارتفاع الكلي فاق الارتفاع** المعمول به في **(**RPA99 version 2003**).**

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

RESUME

Le présent projet de fin d'étude, porte sur l'étude d'un bâtiment de forme irrégulière en plan composé d'un RDC + 9 étages situé à Tipaza. Le pré dimensionnement des éléments porteurs de la structure a été fait conformément aux règles BAEL 91 Modifié 99, CBA93, RPA99 version 2003.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul (ROBOT version 25.0).

Le renforcement de la structure par l'ajout des voiles de contreventement, a été nécessaire vu que la hauteur totale dépasse la valeur exigé par le RPA99 version 2003.

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

ABSTRACT

The present project deals with the study of a building of irregular form in plan composed of a ground and 9 floors located in Tipaza. The meadow dimensionality of the elements carriers of the structure has been made in accordance with the rules BAEL 91 Modified 99, CBA93, RPA99 version 2003.

The seismic analysis of the structure has been achieved by the software of calculation (ROBOT version 25.0).

The backing of the structure by the addition of shells was necessary since the total height passes the value required by the RPA99 version 2003.

Lastly, we studied the infrastructure while calculating the foundations.

Sommaire

Remerciement……..…….....

Résumé …….

Sommaire ……

Liste des tableaux ……..……...

Liste des figures …… ……

Notations …… ...…… … ……...

Introduction générale …… ……..…. ……

Chapitre I

I.1. Introduction ……..……01

I.2. Présentation de l'ouvrage ……..…..01

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage ……..……01

I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage ……..01

I.4.1. Dimensions en plan du bâtiment ……..…...…02

I.4.2. Dimensions en élévation du bâtiment ……..…...…02

I.4.3. Système de contreventement ……...…...02

I.4.4. Planchers ……...…..02

I.4.5. Maçonnerie ……....02

I.4.6. Les escaliers ……..…02

I.4.7. L'acrotère ……..….03

I.4.8. Ascenseurs ……...…..03

I.4.9.Terrasse ……..…..03

I.4.10. Revêtements ……...03

I.4.11. Infrastructure ……..…..03

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux ……..…..03

I.5. Les propriétés des matériaux ……..….03

I.5.1 Béton ……..……..03

I.5.2. Acier ……..….07

I.6. Hypothèses de calcul aux états limites ……..…...09

Chapitre II

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges ……..14

II.1. Introduction **…….14**

II.2. Les planchers **…….…..14**

II.2.1. Plancher à corps creux **……14**

II.2.2. Les dalles pleines **……...…15**

II.3. Evaluation des charges et surcharges ……..……..….16

II.3.1. Maçonnerie **……..…….…..….16**

II.3.1.a) Murs intérieurs (simple cloison) **……...……16**

II.3.1.b) Murs extérieurs (double cloison) **……...……..17**

II.3.2.plancher terrasse **……...……..17**

II.3.2.a. Charges permanentes (inaccessible) **……..……..17**

II.3.2.b. Charges d'exploitations **……..……18**

II.3.3. Plancher courant **……..…….……..18**

II.3.3.a. Charges permanentes **……..……..18**

II.3.3.b. Surcharges d'exploitation **……..…….....19**

II.3.4. Dalle pleine **……..……19**

II.3.4. a. Charges permanentes **……..……..19**

II.3.4. b. Charges d'exploitations **……..……..19**

II.4. Pré dimensionnement des poutres…….……..19

II.5 Pré dimensionnement des voiles …….....23

II.6. Pré dimensionnement des poteaux ……24

II.6.1.Étapes de Pré dimensionnement **……..24**

II.6.2. Calcul de la longueur de flambement L_f **25**

II.6.3. Calcul de l'effort Nu **…….……..26**

II.6.4. La surface reprise par le poteau **……...26**

II.6.5. Descente des charges **…….……..28**

II.6.5.a. Charges d'exploitation **……..……29**

II.6.5. b. Charges permanentes et Nu **…….……29**

II.6.6. Vérification selon le RPA99 version 2003 **……..…….31**

Chapitre III

III.1. l'acrotère ……..…..32

III.1. 1.Introduction **……32**

III.1.2. Evaluation des charges ……32

III.1.3. Calcul des efforts …….……34

III.1.4. Ferraillage de l'acrotère ……..…34

III.1.5. Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifier 99 »…35

III.1.6. Armatures de répartitions …….…...36

III.1.7. Vérification à L'E.L.S …….....36

III.2.Plancher corps creux ……..…39

III.2.1. La dalle de compression **……...**39

III.2.2.Les poutrelles ……41

III.2.2.1. calcul Les poutrelles ……...42

III.2.2.2.Ferraillage de la poutrelle ……....74

III. 3.Escalier ……..…94

III.3.1. Introduction **…….……...94**

III.3.2- Escalier à trois volés **…….....96**

III.3.2.1 .Evaluation des charges **…….…...96**

III.3.2.2Calcul des sollicitations **…….....97**

III.3.2.3. Schéma RDM **……..…97**

III.3 2.4. Ferraillage **……....…97**

III.3.2.5. Vérifications **…….99**

III.3.2.6. Vérification de la flèche **……...103**

III.3.2.7. Ferraillage **…….....106**

III.3.3- Escaliers balancé ……....109

III.3.3.1 .Evaluation des charges **……..…111**

III.3.3.2Calcul des sollicitations **……...…111**

III.3.3.3. Schéma RDM **…….111**

III.3.3.4. Ferraillage **…….....112**

III.3.3.5. Vérifications **…….....113**

III.3.3.6. Vérification de la flèche **……...…..116**

III.3.3.7. Ferraillage **……..117**

III.4. Loggia ……..…….…..120

III.4.1. Introduction **……..…120**

III.4.2. Evaluation des charges ……..……...….120

III.4.3. Combinaison des charges …….....121

III.4.4. Calcul des efforts internes …….…....121

III.5. La dalle machine ……..…….126

III.5.1. Introduction **……126**

III.5.2. Prédimensionnement **……...…….127**

III.5.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation **…...….....**127

III.5.3.a. Charges permanentes G **…….127**

III.5.3.b. Poids de la machine supportée **……..……...127**

III.5.3.c. La charge d’exploitation **……..……128**

III.5.4. calcul des sollicitations **……...…128**

III.5.4.a. Méthode de calcul **…….128**

III.5.4.b. Hypothèses (ligne de rupture) **……..129**

III.5.4.c. Principe de calcul**……..…....129**

III.5.5. Vérification de l'effort tranchant **…….…...**132

III.5.6. Vérification à l’E.L.**S …….....133**

III.5.7. Vérification de la flèche**……..…133**
III.5.8.Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis **……134**

Chapitre IV

IV.1.Introduction……..135
IV.2.Caractéristiques dynamiques de la structure……135
IV.2.1.Centre de masse……..…..135
IV.2.2.Centre de torsion…….....137
IV.2.3.Excentricité…….....138
IV.2.3.A. Excentricité statique…….....138
IV.2.3.B. Excentricité accidentelle…….……....139
IV.2.3.C. Effets de la torsion accidentelle……..139
IV.3.Choix de la méthode de calcul…….……...140
IV.3.1.Introduction……...…140
IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente……..…..141
IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale…….…….141
IV.3.3.1. Principe……..……...141
IV.3.3.2.Modélisation…….……141
IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul…….....141
IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique…….....144
IV.4.1.Vérification de Nombre de modes à considérer……..144
IV.4.2.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul……..…146
IV.4.3.Vérification de la stabilité au renversement……..….148
IV.4.4.Vérification des déplacements……..…152
IV.4.5.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ…….....153
IV.4.6.Vérification des sollicitations normales…….....154

Chapitre V

V.1.Introduction…….156

V.2.Ferraillage des poutres……...156

V.2.1.Introduction ……..….156

V.2.2. Recommandation du RPA99 ……..…. 156

V.2.2.a. Armatures longitudinales ……...….156

V.2.2.b. Armatures transversales ……157

V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service par CBA93…….....…159

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93..160

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants……..162

V.2.6.Calcul des armatures transversales…….....163

V.2.7.Vérification de la flèche……...…164

V.3.Ferraillage des poteaux……167

V.3.1.Détermination des armatures longitudinales ……..….167

V.3.1.a. Recommandations des règlements……..….167

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage…….……..168

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93…….168

V.3.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93

V.3.2.Détermination des armatures transversales……..171

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93……..…171

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$ …….172

V.3.2.c. Vérification des contraintes tangentielles……...…172

V.3.2.e. Calcul des armatures transversales…….173

V.4.Ferraillage des voiles…….….175

V.4.1.Introduction……..175

V.4.2. Ferraillage des voiles……179

V.4.3. Les linteaux……182

V.4.3.1. recommandation des règlements……183

Chapitre VI

VI.1. Introduction……188

VI.2. Calcul des fondations ……..189

VI. 1. Calcul des semelles isolées……..189

VI.3. Calcul des semelles filantes ……191

VI.3.1. Semelles filantes sous voile ……..…191

VI.3.2. Semelles filantes sous voiles périphériques……... ..193

VI.3.3. Semelles filantes sous poteaux ……195

VI.4.calcul Le Radier ……200

VI.4.1. Dimensionnement du radier ……...200

VI.4.2. Ferraillage du radier ……..….201

VI.4.3. Nervure ……...203

VI.5. Etude du voile périphérique……..…206

VI.6. Les longrines ……209

liste des tableaux

Tableau II.1 Les charges permanentes sur des murs intérieurs……16

Tableau II.2 Les charges permanentes sur des murs extérieurs……....17

Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse……17

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant …… ……...18

Tableau II.5. Charge permanente de loggia…… ……19

Tableau II.6. Pré dimensionnement des poutres…… ……..20

Tableau II.7. Calcul de $\overline{Nu}$……..…...26

Tableau II.8. Détermination des charges d'exploitations…….....29

Tableau II.9. Vérifications du ($1.1Nu \leq \overline{Nu}$)..……..30

Tableau II.10.vérifications de coffrage des poteaux……..…31

Tableau III.1.les charges de la poutrelle avant coulage du partie A…….41

Tableau III.2. Calcul des moments du parti A……..41

Tableau III.3 .les charges de la poutrelle avant coulage du partie B……....41

Tableau III.4. Calcul des moments du parti B……..….44

Tableau III. 5 . Evaluation des charges et surcharge……..…...52

Tableau. III. 6. Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à L'ELU(P.T)……54

Tableau. III. 7. Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à L'ELS (P.T)……57

Tableau III. 8. Evaluation des charges et surcharge……..….58

Tableau. III. 9. Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à L'ELU(P.C)…….....60

Tableau .III.10.Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à L'ELU (P.S)…….....62

Tableau.III.11.Les sollicitations dans la poutrelle de type1à L'ELS (P.S)……..……..…62

Tableau III.12. Evaluation des charges et surcharge…….....65

Tableau. III.13 .Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à L'ELU ……..……..…69

Tableau .III.14.Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à L'ELS ……....72

Tableau. III.15. Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à L'ELU……..….72

Tableau. III.16. Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à L'ELS……..…...73

Tableau . III.17.Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à L'ELU……..……..73

Tableau . III.18.Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à L'ELS…….....73

Tableau III.19. Vérification de la contrainte de compression dans le béton P(T+C).....77

Tableau III.20. Vérification de la flèche P(T+C)…….……79

Tableau III.21. Vérification de la contrainte de compression dans le béton (PS)….....82

Tableau III.22. Vérification de la flèche(PS)……...83

Tableau III.23. Vérification de la contrainte de compression dans le béton P(T+C)…….….87

Tableau III.24. Vérification de la flèche P(T+C)…….…87

Tableau III.25. Vérification de la contrainte de compression dans le béton (PS)……....91

Tableau III.26. Vérification de la flèche PS…….…….…..92

Tableau III.27.Charges permanentes sur le palier…….……..96

Tableau III.28.Charges permanentes sur la volée…….……..97

Tableau III.29.Calcul des sollicitations…….……..97

Tableau III.30.Ferraillage de l'escalier……..……..…99

Tableau. III.31 .Vérification de compression du béton……..…103

Tableau. III.32. Vérification de la flèche de l'escalier…….….104

Tableau. III.33.Ferraillage de la volée en console ……..106

Tableau. III.34.Vérification de compression du béton……..…108

Tableau III.35.Charges permanentes sur la volée……..…111

Tableau III.36. Calcul des sollicitations…….…...111

Tableau.III.37.Ferraillage de l'escalier…….….113

Tableau. III.38.Vérification de compression du béton…….…....116

Tableau. III.39. Vérification de la flèche de l'escalier……..……117

Tableau. III.40. Ferraillage Escalier Droit…….……..118

Tableau III.41. Ferraillage Escaliers balancé…….…..118

Tableau III.42.Combinaison des charges…….……121

Tableau III.43.Calcul des efforts internes……..…..121

Tableau III.44.Vérification des contraintes du balcon……..…124

Tableau III.45.Charges permanentes…….…..127

Tableau III.46.Les charges concentrées ……..…128

Tableau III.47.Détermination des chargements de la dalle……128

Tableau III.48.Les données……..…131

Tableau III.49.Calcul des sections d'acier ……..…132

Tableau III.50.Calcul de Mser……..…133

Tableau III.51.Vérification à l'ELS……..…133

Tableau IV.1.Calcul de centre de masse…….….137

Tableau IV.2.Centre de torsion……....138

Tableau IV.3.Calcul de l'excentricité statique……..…138

Tableau IV.4.Calcul d'excentricité accidentelle…….….139

Tableau IV. 5. Calcul de l'excentricité totale…….....140

Tableau IV. 6. Coefficient d'accélération de A……..….142

Tableau IV.7.détermination du facteur de qualité Q…….…..….142

Tableau IV.8.Le comportement des trois premiers modes…….....146

Tableau IV.9.Calcul de la force sismique ……..…...….147

Tableau IV.10.Vérification de la résultante des forces sismiques…….....147

Tableau IV.11.Forces sismiques selon la hauteur suivant X…….....149

Tableau IV.12.Forces sismiques selon la hauteur suivant Y……..…150

Tableau IV.13.calcul du moment de renversement……....151

Tableau IV.14.calcul du moment stabilisant ……...…..…..151

Tableau IV.15.Vérification de stabilisation……....151

Tableau IV.16.Vérification des déplacements inter-étage sens X……..…152

Tableau IV.17.Vérification des déplacements inter-étage sens Y……..…153

Tableau IV.18.Vérification l'effet P-Δ sens X ……..……..…154

Tableau IV.19.Vérification l'effet P-Δsens .Y……..…….154

Tableau IV.20.vérifications des sollicitations normales…….....155

Tableau V.1. Les données de calcul…….…..156

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales partie A……..…157

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres principales partie B……..…158

Tableau V.4. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires Partie A …… 158

Tableau V.5. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires Partie B ……. ...158

Tableau V.6. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales partie A…….159

Tableau V.7. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales partie B…….159

Tableau V.8. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires A……...…159

Tableau V.9. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires B……..…….160

Tableau V.10. Vérification des poutres principales Partie A selon les conditions RPA et CBA..160

Tableau V.11. Vérification des poutres principales Partie B selon les conditions RPA et CBA..160

Tableau V.12. Vérification des poutres secondaires A selon les conditions RPA et CBA..161

Tableau V.13. Vérification des poutres secondaires B selon les conditions RPA et CBA..161

Tableau V.14. Calcul de $\overline{\tau_u}$ …162

Tableau V.15. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales Partie ..162

Tableau V.16. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales Partie ..162

Tableau V.17. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires A……163

Tableau V.18. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires B……163

Tableau V.19. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement…….163

Tableau V.20. Vérification de la flèche des poutres……...164

Tableau V.21. Corrections des moments dans les poteaux a l'ELU……...…169

Tableaux V.22. Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux a l'ELU……..170

Tableau V.23. Vérification des armatures à ELS des poteaux……171

Tableau V.24. Calcul de $\overline{\tau_u}$ …….172

Tableau V.25. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres……172

Tableau V.26. Les armatures transversales et leurs espacements…….……..173

Tableau V.27. Vérification de la quantité d'armatures transversales……174
Tableau V.28. Les armatures verticales des voiles (V1, V2) d'épaisseur 17 cm…….179
Tableau V.29. Les armatures verticales des voiles (V1, V2) d'épaisseur 15 cm……..179
Tableau V.30. Les armatures verticales des voiles (V1, V2) d'épaisseur (20,30 cm)……..180
Tableau V.31. Vérification a l'effort tranchant des voiles (V1, V2, V3, V4,)……..181
Tableau V.32. Détermination des armatures horizontales……182
Tableau VI.1. Le pré dimensionnement des semelles isolées……190
Tableau VI.2.dimensionnement des semelles filantes SF1 sous voiles à l'ELS…….192
Tableau VI.3. Armatures principales des semelles filantes……..192
Tableau VI.4.armatures de répartition des semelles filantes……193
Tableau VI.5.le ferraillage finale des filantes Sf1 sous voiles……....193
Tableau VI.6. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes Sf1…...…193
Tableau VI.7. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante SF1……193
Tableau VI.8.dimensionnement des semelles filantes SF5 sous voiles à l'ELS…….....194
Tableau VI.9. Armatures principales des semelles filantes…….194
Tableau VI.10.armatures de répartition des semelles filantes……..…194
Tableau VI.11.le ferraillage finale des filantes Sf5 sous voiles……...…194
Tableau VI.13. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante SF5…..194
Tableau VI.12. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes Sf5…....194
Tableau VI.14.dimensionnement des semelles filantes Sf2 Sf3 Sf4 sous poteaux à l'ELS……..195
Tableau VI.15.armatures principales des semelles filantes…….....195
Tableau VI.16.armatures de répartition des semelles filantes……196
Tableau VI.17.le ferraillage finale des filantes Sf4 sous voiles…….196
Tableau VI.18. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes Sf4…...196
Tableau VI.19. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante SF4....196
Tableau VI.20. Détermination des valeurs de q de la poutre de libage…….198
Tableau VI.21.ferraillage la poutre de libage à l'ELA…….198
Tableau VI.22.vérification des contraintes la poutre de libage à l'ELS…….....198
Tableau VI.23.calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement…..199
Tableau VI.24. Vérification de la flèche pour la poutre de libage……199

Tableau VI.26. Vérification des armatures du radier à l'ELS……202

Tableau VI.25. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier…….202

Tableau VI.27. Calcul des armatures longitudinales de la nervure……204

Tableau VI.28. Vérification des armatures du radier à l'ELS……...204

Tableaux VI.29. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU……..…208

Tableau VI.30. Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS……..209

Tableau VI.31. Valeurs de α……..210

liste des figures

Figure I.1.Vue en plan du bloc ……..….01

Figure I.2. Essai Brésilien ….…..04

Figure I.3.Traction par flexion ……..…….... 05

Figure I.4. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU [2] ……..…06

Figure I.5. Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L.U ……..…09

Figure I.6. Règle des trois pivots. ……...…….10

Figure I.7. Façade principale ……...11

Figure I.8. Coupe A-A ……...……. 11

Figure I.9. Vu en plan de l'étage service (a usage bureaux) ……...12

Figure I.10. Vu en plan de l'étage courant (a usage habitation) …….……....12

Figure II.1.dispositions des poutrelles …….14

Figure II.2.Coupe du plancher à corps creux ……..15

Figure II.3.Dimensions du corps creux ……....15

Figure II.4.Dimensions de la dalle pleine ……...16

Figure II.5. Mur double et simple cloison …….....…17

Figure II.6. Composants d'un plancher terrasse ……..…18

Figure II.7. Composants d'un plancher courant ……..…18

Figure II.8. Dimensionnement de la poutre ……....19

Figure II.9.Charges supportées par la poutre principale (Plancher terrasse)….....21

Figure II.10.Charges supportées par la poutre principale (Plancher courant)……..21

Figure II.11.Charges supportées par la poutre principale (Plancher terrasse)……..22

Figure II.12.Charges supportées par la poutre principale (Plancher courant)……..…22

Figure II.13 .Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)……...23

Figure II.14. Section réduite du poteau…….....25

Figure II.16. Surface reprise par le poteau le plus sollicité le RDC et le 1er étage……..……27

Figure II.17. Surface reprise par le poteau le plus sollicité le 2, 3,4 étages……..……27

Figure II.18. Surface reprise par le poteau le plus sollicité le 5, 6,7 étages…….... ….27

Figure II.19. Surface reprise par le poteau le plus sollicité le 8 ème étage……..…..…..28

Figure II.19. Surface reprise par le poteau le plus sollicité le 9 ème étage……..... ..28
Figure III.1. Acrotère…….....32
Figure III.2. Sollicitation de l'acrotère…….....33
Figure III.3.Diagramme des efforts à l'ELU……..……..34
Figure III.4. Section de B.A à l'ELU……..…….34
Figure III.5. Section de B.A à l'ELS……..…….38
Figure III.6.Ferraillage de l'acrotère……..…….39
Figure III.7. Disposition des armatures de la table de compression……..……..40
Figure III.8. schéma de poutrelle……..……..42
Figure III.9. Schématisation de la poutrelle avant coulage du parti A……....…42
Figure III.10. Schématisation de la poutrelle avant coulage du parti B…….....43
Figure III.11. Travée avec un seul étai au milieu…….....44
Figure III.12. Travée avec deux étais espacés de 1.484 m……..45
Figure III.13. Travée avec trois étais espacés de 1.112 m……..…45
Figure III.14. Travée avec quatre étais espacés de 0.89 m……...……...46
Figure III.15 . Travée avec un seul étai au milieu……...……....46
Figure III.16 . Travée avec deux étais espacés de 1.418 m……..…47
Figure III.17 . Travée avec trois étais espacés de 1.062 m……...47
Figure III.18. Choix de disposition des étaiements……..48
Figure III.19. Schéma des parties A et B…….....49
Figure III.20. 1 ère type des poutrelles……...…49
Figure III.21. 2 eme type des poutrelles…….…...49
Figure III.22. 3 eme type des poutrelles……..…....50
Figure III. 23. 1 ère type des poutrelles (ELU)……52
Figure. III. 24 . Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (P.T)……...53
Figure. III.25 .Diagramme des efforts tranchant à l'ELU(P.T)……...……54
Figure III. 26. 1 ère type des poutrelles (ELS)…….……...…54
Figure. III. 27. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (P.T)…….55
Figure. III.28.Diagramme des efforts tranchant à l'ELS(P.T)…….56
Figure III. 29 . 2 eme type des poutrelles (ELU)…….58
Figure. III. 30. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (P.C)……...…59
Figure. III.31 .Diagramme des efforts tranchant à l'ELU(P.C)……...…59
Figure III.32. 2 eme type des poutrelles (ELS)……..……60
Figure. III.33. Diagramme des moments fléchissant à l'ElS (P.C)…….……61

Figure. III.34 .Diagramme des efforts tranchant à l'ElS (P.C)……61
Figure. III. 35. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (P.S)……62
Figure. III. 36.Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (P.S)……62
Figure. III. 37. Diagramme des moments fléchissant à l'ElS (P.S)……..63
Figure. III.38.Diagramme des efforts tranchant à l'ELS (P.S)…….63
Figure III. 39. 3 eme type des poutrelles……..64
Figure III. 40. 2 eme type des poutrelles (ELU)……..66
Figure. III.41. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU(P.T)……..68
Figure. III. 42.Diagramme des efforts tranchant à l'ELU(P.T)……68
Figure III. 43. 2 eme type des poutrelles (ELS)……..69
Figure. III.44. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (P.T)……..71
Figure. III.45.Diagramme des efforts tranchant à l'ELS(P.T)……..72
Figure. III.46.Ferraillage des poutrelles P (T+C) Partie A……...93
Figure. III.47.Ferraillage des poutrelles P (S) Partie A……93
Figure. III.48.Ferraillage des poutrelles Partie B……93
Figure. III.49.Coupe en plans de l'escalier…….94
Figure. III.50.Schéma statique de l'escalier……..94
Figure. III.51.Schéma RDM…….97
Figure III.52. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU……...98
Figure III.53. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU……98
Figure. III.54.Schéma RDM……...101
Figure. III.55.Diagramme des moments fléchissant à l'ELS……..101
Figure. III.56.Diagramme des efforts tranchants à l'ELS……...102
Figure. III.57.Chargement de la volée en console……..104
Figure. III.58.diagramme des efforts tranchant (ELU)……..…105
Figure. III.59.diagramme des efforts tranchant (ELS)……..105
Figure.III.60.Schéma statique de l'escalier…….109
Figure.III.61.Coupe en plans de l'escalier……..109
Figure.III.62.Schéma RDM……111
Figure.III.63.Diagramme des moments fléchissant à l'ELU……..112
Figure.III.64.Diagramme des efforts tranchants à l'ELU……..….112
Figure.III.65.Diagramme des moments fléchissant à l'ELS……..115

Figure.III.66.Diagramme des efforts tranchants à l'ELS……...……115
Figure III.67.Escalier à trois volés …….119
Figure III.68. Escalier balancé ……...119
Figure III.69.Schéma statique…….……..120
Figure III.70.Diagramme des efforts internes (ELU)…….….121
Figure III.71.Diagramme des efforts internes (ELS)…….…..121
Figure III.72.Schéma géométrique de la console…….……122
Figure III.73.ferraillage de balcon…….……125
Figure III.74.Dimensions de la dalle machine…….127
Figure III.76.Déférentes charges agissantes sur la dalle……..…..…128
Figure III.76.Les lignes de rupture……..129
Figures IV.1. Disposition des voiles aux entre sol, RDC et étages…….……....136
Figure IV.2.Vue en plan……...…136
Figure IV.3.dimension des voiles et poteaux……...…137
Figure IV.4.Position du centre de masse…….....139
Figure IV.5.Spectres de réponse……...…143
Figure IV.6.Le comportement des trois premiers modes…….....145
Figure IV.7.Les forces agissent sur la stabilité au renversement……...…148
Figure IV.8.Distribution des forces sismiques……...…149
Figure IV.9.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X……..….150
Figure IV.10.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y……..150
Figure V.1. Disposition des armatures pour les poutres……...…161
Figure V.2. Ferraillages des poutres principales(A) rives de la terrasse+étage courant……..…164
Figure V.3. Ferraillages des poutres principales(A) rives de l'étage Service……..…164
Figure V.4. Ferraillages des poutres principales(A) inter de la terrasse+étage courant……...164
Figure V.5. Ferraillages des poutres principales(A) intermédiaire de l'étage Service……....165
Figure V.6. Ferraillages des poutres principales(B) rives de la terrasse……..165
Figure V.7. Ferraillages des poutres principales(B) rives de l'étage courant et service……...165
Figure V.8. Ferraillages des poutres secondaires (A) rives de la terrasse et service……...165
Figure V.9. Ferraillages des poutres secondaires (A) rives de l'étage courant……....166
Figure V.10. Ferraillages des poutres secondaires (A) inter de l'étage courant et terrasse……..166
Figure V.11. Ferraillages des poutres secondaires (B) rives de la terrasse, service et étage courant..166
Figure V.12. Ferraillages des poutres secondaires (B) inter de la terrasse, service et étage courant..166

Figure V.13. Définition de la zone nodale dans les poteaux…….……167
Figure V.14. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 8 et 9……..…....174
Figure V.15. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 5,6 et 7……...174
Figure V.16. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2,3 et 4……..….174
Figure V.17. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire du RDC et 1er étage……..…175
Figure V.18. Ferraillage des poteaux octogonaux……...175
Figure V.19. Disposition des voiles ……...177
Figure V.20. Section entièrement tendue……178
Figure V.21. Section entièrement comprimée……..…178
Figure V.22. Section partiellement comprimée……..178
Figure V.23. Les armatures transversales et les épingles……..….180
Figure V.24. La zone de recouvrement des voiles……..…181
Figure V.25 : Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée Lij …….184
Figure. V.26. Armatures de linteaux……..184
Figure. V.27. Ferraillage de linteaux…….186
Figure. V.28. Ferraillage de linteaux coupe (AA)……..…187
Figure V.29. Disposition des armatures dans les voiles (voile 20cm)…….….187
Figure V.30. Disposition des armatures dans les voiles (voile 30cm)…….….187
Figure V.31. Disposition des armatures dans les voiles (voile 15,17cm)……..…187
Figure VI.1.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés……..…..189
Figure VI.2. Disposition des semelles isolées ……..189
Figure VI.3.Représentation initiale des semelles…….…..190
Figure VI.4.Schéma d'une semelle filante sous poteaux……...191
Figure VI.5.Schéma d'une semelle filante sous voile……...191
Figure VI.6.schémas d'une Semelle filante sous poteaux……..195
Figure VI.7.disposition du ferraillage de la poutre de libage…….200
Figure VI.8.Schémas d'un radier nervuré……..200
Figure VI.9.Ferraillage de radier……...205
Figure VI.10.Ferraillage de Nervure …….…..205
Figure VI.11.schéma du chargement qui vient au voile périphérique……..206
Figure VI.12.schéma des dimensions du voile périphérique……208
Figure VI.13.disposition de ferraillage du voile périphérique…….209
Figure VI.14.Ferraillage des longrines……..…211

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A max, Amin: Section d'acier maximale et minimale

At : Section d'acier transversale.

B : Aire du béton.

Br : Section réduite du béton d'un poteau.

Bt : Section de la partie tendue.

Lt : Largeur de la section tendue.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

S.P.C : section partiellement comprimée.

S.E.C : section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

Evj : Module de déformation longitudinale différée du béton.

Ei j: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

G : module d'élasticité transversale.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

Ie : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

Mo :moment isostatique.

Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S

N : Effort normal.

Nser : Effort normal à l'E.L.S.

Nu : Effort normal ultime.

Tu ;Vu : Effort tranchant ultime.

Tw : Effort tranchant à gauche.

Te : Effort tranchant à droite.

Tser : Effort tranchant à l'E.L.S.

F : effort de traction.

Ra : réaction à gauche.

Rb: réaction à droite.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c1, c2 ,c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

ep : épaisseur.

a :épaisseur du voile.

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

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

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

If : Longueur de flambement,

St : Espacement d'armature transversale.

Srep : Espacement de répartition.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.

Σ : sommation.

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

W : poids.

Minuscules grecques :

α: Coefficient fonction de l’élancement du poteau.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ: Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

Autres notations :

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

RDC : rez-de-chaussée.

SF : semelle filante.

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 la période de formation de master à travers l’étude des ouvrages en béton armé.

L’ouvrage faisant objet de cette étude est un bâtiment (R+9), il est implanté dans la ville de TIPAZA, classé par le règlement parasismiques Algérien RPA99 version 2003) comme une région de forte sismicité (zone III).

Ce projet de fin d’étude est organisé comme suit :

Le 1er chapitre constitue une présentation descriptive de l’ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation, des éléments structuraux et non structuraux et des caractéristiques des matériaux utilisés.

L'objectif du deuxième chapitre est le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) qui est une étape préliminaire avant d'entamer l'étude dynamique.

Le but du troisième chapitre est l'étude des éléments secondaires.

Dans le quatrième chapitre nous nous intéressons à la modélisation de la structure et la détermination des modes de vibrations, en renforçant l’ossature par des voiles, on observe ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des déplacements.

Pour que la structure résiste aux différentes sollicitations nous calculerons le ferraillage de ses éléments résistants, à partir des résultats obtenus par l’analyse dynamique, qui sera l’objectif du cinquième chapitre.

Le sixième chapitre consiste à exploiter les résultats de l’étude du sol dans le dimensionnement et le ferraillage des fondations (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage).

Nous terminons à la fin ce travail par une conclusion qui résume l’essentiel de notre travail.

I.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter le bâtiment à analyser, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de cette présente étude est un bâtiment multifonctionnel qui regroupe, commerces, bureaux et logements d'habitations, L'ouvrage est implanté dans la wilaya de Tipaza **«centre»**, selon le règlement parasismique algérien **(RPA99 ver.03)** classé comme étant une zone de forte sismicité **(zone III).**

Le bâtiment est classé aussi comme étant un ouvrage de groupe2, car c'est un bâtiment d'habitation collective et à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m et il ne peut contenir plus de 300 personnes simultanément.

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage

L'ouvrage en question a une forme irrégulière, il se compose de 9 étages.

- Un rez -de- chaussée constitué de plusieurs commerces.
- 1^{er} étage à usage de bureaux (services).
- $2^{ème}$ jusqu' au $8^{ème}$ étages comportent trois appartements de type F4et F5.
- $9^{ème}$ étages, comportent un appartement de type F5 avec des terrasses inaccessibles.

I.4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Le bloc est de forme irrégulière (angulaire), dont les caractéristiques sont :

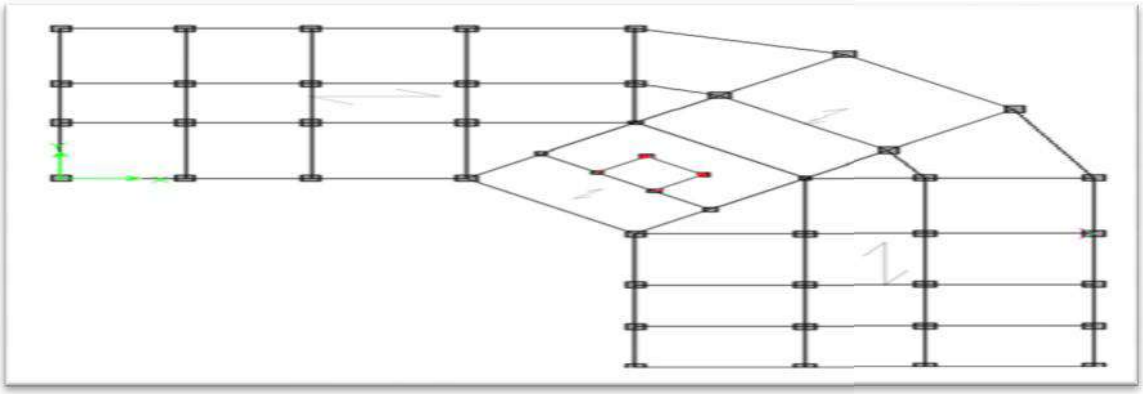


Figure I.1.Vue en plan du bloc

I.4.1. Dimensions en plan du bâtiment

- longueur totale de bâtiment : 36.62 m
- largeur totale du bâtiment : 21.22 m

I.4.2. Dimensions en élévation du bâtiment

- hauteur totale (sans acrotère) est de : 31,96 m
- hauteur totale (avec acrotère) est de : 32,56 m
- hauteur du rez -de- chaussée est de : 4,42 m
- hauteur de l'étage courant est de : 3,06 m

I.4.3. Système de contreventement

Le bâtiment est constitué par des portiques auto- stables (poteaux- poutres) et comme sa hauteur totale du rez de chaussée au sommet de l'acrotère est 31,96 m dépasse largement les 08 m l'introduction des voiles de contreventement est indispensable selon RPA.

Afin de répondre à ce critère réglementaire, nous avons opté pour un système de contreventement composé de voiles et de portiques.

I.4.4. Planchers

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Plancher en corps creux pour tous les étages.
- Des dalles pleines pour les balcons.

I.4.5. Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- **Murs extérieurs** : ils seront constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur.

  Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.

  L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

  Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

- **Murs intérieurs** : ils seront constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui Sérent à séparer deux locaux.

I.4.6. Les escaliers

Servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, réalisé en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte deux types d'escaliers :

- Escalier à trois volées et deux paliers intermédiaires.
- Escalier balancé

I.4.7. L'acrotère

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé :

- 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

* Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.4.8. Ascenseurs

La structure comporte une seule cage d'ascenseur du rez de chaussée au 9 ème étage.

I.4.9.Terrasse

On a des terrasses accessibles (planchers courants) et terrasse inaccessible (plancher terrasse).

I.4.10. Revêtements

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour les bureaux; les halls et les escaliers ;
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau ;
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds ;
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures ;

I.4.11. Infrastructure

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

a- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

b- Limiter les tassements différentiels.

c- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.

-La contrainte admissible du sol est de **2.50 bars.**

-la profondeur d'ancrage de l'infrastructure est **2.00 m**.

-la catégorie de site **S3**.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5. Les propriétés des matériaux

I.5.1 Béton

a. Composition

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenue on enrobant dans le béton des

aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

- **Ciment :** Le CPA325 (ciment portland artificiel de classe 325) est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.
- **Granulats :** Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :
  - Sable de dimension ($0 \leq Ds \leq 5$) mm
  - Graviers de dimension ($5 \leq Dg \leq 25$) mm
- **Eau de gâchage :** elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

b. Résistance du béton [2]

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j" jours d'âge.

- **Résistance à la compression :** désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16 32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à **25 Mpa**.

• **Résistance à la traction :** La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents.

2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).

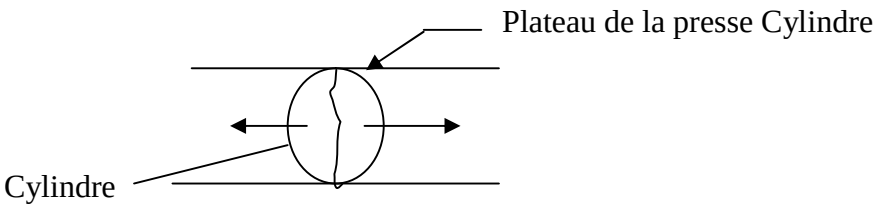


Figure I.2. Essai Brésilien

3. Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté « a » et de longueur « 4a »reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion :

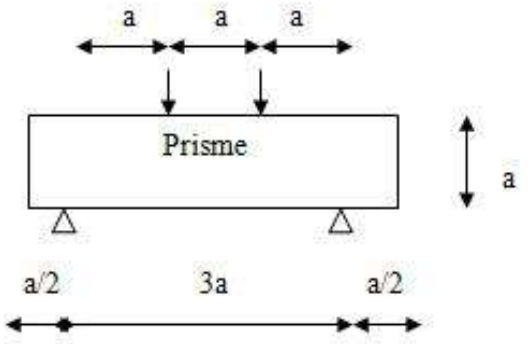


Figure I.3.Traction par flexion

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj}, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06\, f_{cj} \quad \text{(MPa)} \quad \textbf{[2]}$$

c. Module de déformation longitudinale du béton

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normales à courte et à longue durée.

c.1. Module de déformation instantané

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané **Eij** du béton âgé de **«j »** jours est égale à :

$$E_{ij} = 11\,000\,(f_{cj})^{1/3} \quad \text{(MPa)} \quad \textbf{[2]}$$

Pour **:** $f_{c28} = 25$ MPa on trouve : $E_{i28} = 32164,19$ MPa.

c.2. Module de déformation différé

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700.\,(f_{cj})^{1/3} \quad \text{(MPa)} \quad \textbf{[2]}$$

Pour **:** $f_{c28} = 25$ MPa on trouve : $E_{v28} = 10818,86$ MPa.

d. Coefficient de poisson

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\neg = \frac{allongement\ relatif\ \ du\ côté\ de\ la\ \text{sec}tion}{raccourcissement\ relatif\ \ longitudinal}$$

- ν = 0,2 pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- ν = 0 pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

e. Contraintes limites de calcul

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99) , on distingue deux états limites.

e.1. Etat limite ultime « E.L.U »

C'est un état au delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont les déformations entraînent la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85\ f_{c28}}{¥_b}$$

Avec :

γ_b = coefficient de sécurité.

$$\gamma_b \begin{cases} 1,5 & \text{cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

fc28 = résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

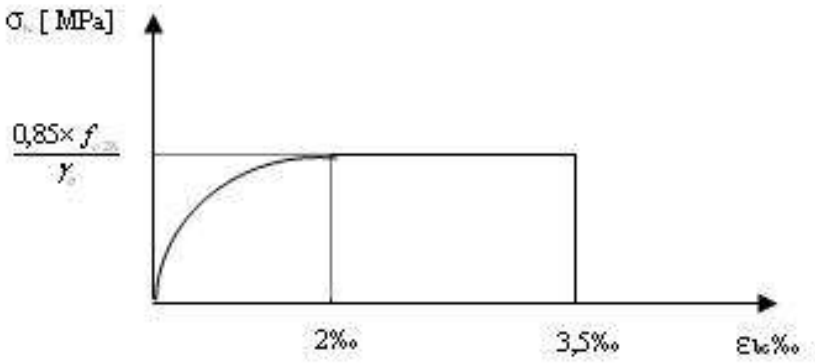


Figure I.4. Diagramme contraintes – déformations à l'ELU [2]

e.2. Etat limite de service « E. L. S »

Etat limite de service est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton ;

- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction ;

La contrainte limite de service est donnée par :

$\sigma_{bc} = 0,6*f_{c28}$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa on trouve : $\sigma_{bc} = 15$ MPa.

I.5.2. Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales.
- les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø = 8 mm pour les dalles.

a) Limites élastiques

Ronds lisses	FeE22	⟶	fe = 215 MPa
	FeE24	⟶	fe = 235 MPa
Haute adhérEnce	FeE40	⟶	fe = 400 MPa
	FeE 50	⟶	fe = 500 MPa

b) Contrainte de calcul

b.1) E.L.U

σs = contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée **σs** et qui est définie par la relation : $\pm_s = \frac{f_e}{¥_s}$

Avec :

γs : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

♦ rond lisse (fe = 235 MPa)

- $\sigma_s = 204,34$ MPa — situation durable ou transitoire
- $\sigma_s = 235$ MPa — situation accidentelle

♦ haute adhérence (fe = 400 MPa)

- $\sigma_s = 348$ MPa — situation durable ou transitoire
- $\sigma_s = 400$ MPa — situation accidentelle

b.2) E. L. S

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : σs $\leq \overline{\sigma}$ = Min$\left[\frac{2}{3}f_e ; \max\left(0,5f_e ; 150\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)\right]$
- Pour une fissuration très préjudiciable : σs $\leq \overline{\sigma}$ =Min$\left[\frac{2}{3}f_e ; \max\left(0,5f_e ; 150\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)\right]$

AVEC :

η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

c) Allongement de rupture

ε_s = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

d) Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté « *n* » est le rapport de : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec

Es : Module de déformation de l'acier,

Eb : Module de déformation du béton.

e) Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ (Mpa).

f) Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

σs = contrainte de l'acier. $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γs = coefficient de sécurité de l'acier.

ε_s = allongement relatif de l'acier. $\rightarrow \varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

fe : Contrainte limite élastique

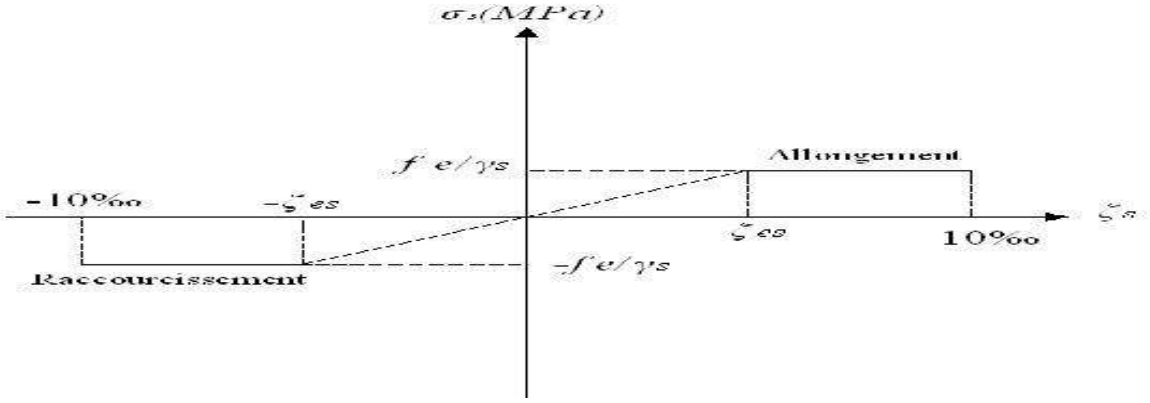


Figure I.5. Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L.U

I.6. Hypothèses de calcul aux états limites

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à *3,5‰* en flexion simple ou composée et à *2‰* dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à *10‰*.

La contrainte de calcul, notée " σ_s " et qui est définie par la relation : $\pm_s = \frac{f_e}{¥_s}$

Rond lisse $\begin{cases} \pm_s = 204{,}34MPa & Situation\ durable \\ \pm_s = 235MPa & Situation\ accidentelle \end{cases}$

Haute adhérence $\begin{cases} \pm_s = 348MPa & Situation\ durable \\ \pm_s = 400MPa & Situation\ accidentelle \end{cases}$

- par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton et :

$$¦ = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

- Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\pm_b = E_b * £_b$$
$$\pm_s = E_s * £_s$$

I.6.1. Règle des trois pivots

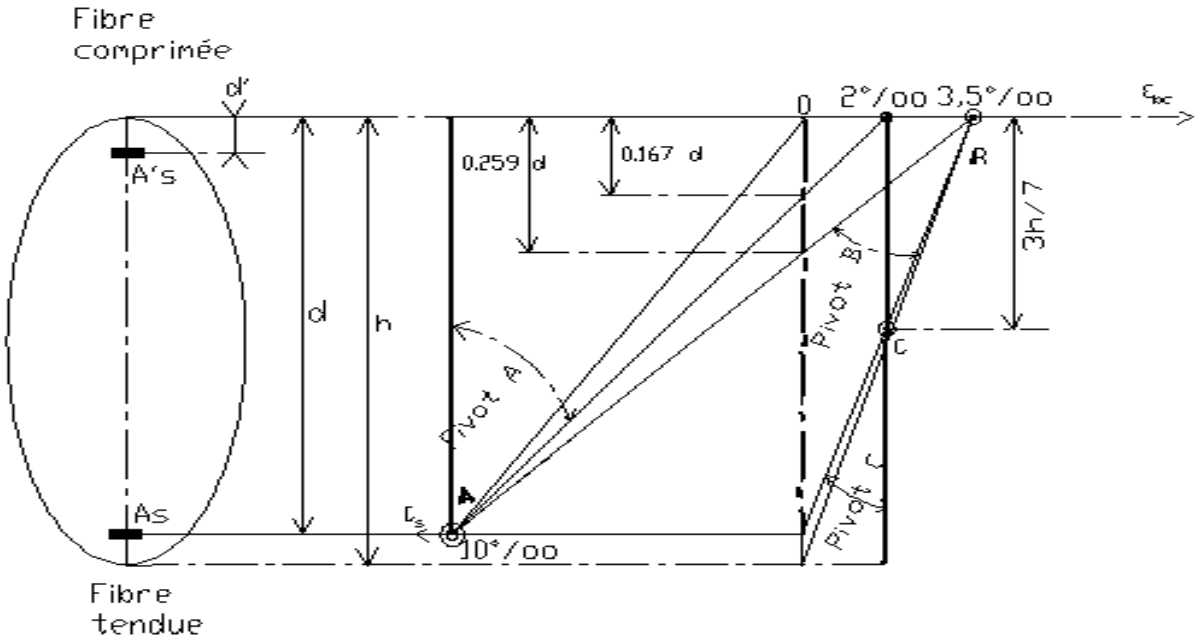


Figure I.6. Règle des trois pivots.

Le diagramme des déformations de la section correspond à un état limite, passe par un des trois pivots **A, B**, C ce qui indique que si :

- Le diagramme passe par le pivot **A** ce qui correspond à l'allongement unitaire $10\,{}^{0}\!/_{00}$ de l'armature la plus tendue.
- Le diagramme passe par le pivot **B** ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de $3{,}5\,{}^{0}\!/_{00}$ du béton.
- Le diagramme passe par le pivot **C** ce qui correspond à un raccourcissement unitaire de $2\,{}^{0}\!/_{00}$ de la fibre du béton située à une distance égale à 3h/7 de la fibre la plus comprimée.



Figure I.7. Façade principale



Figure I.8. Coupe A-A

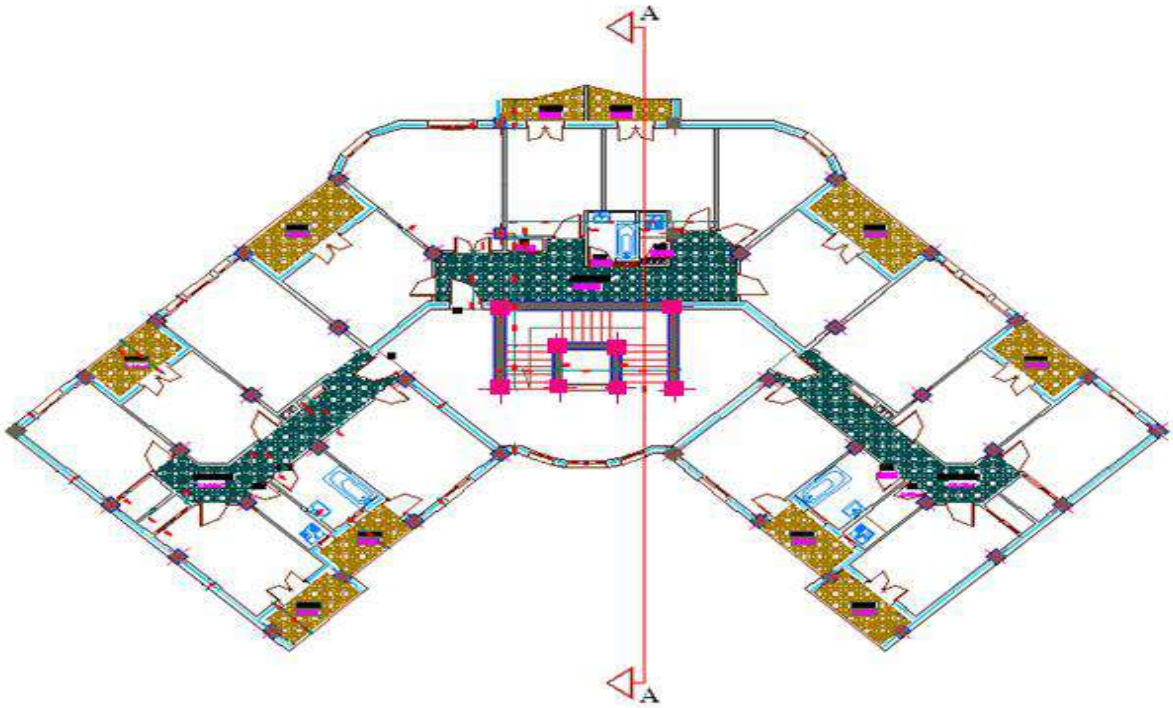


Figure I.9. Vu en plan de l'étage service (a usage bureaux)

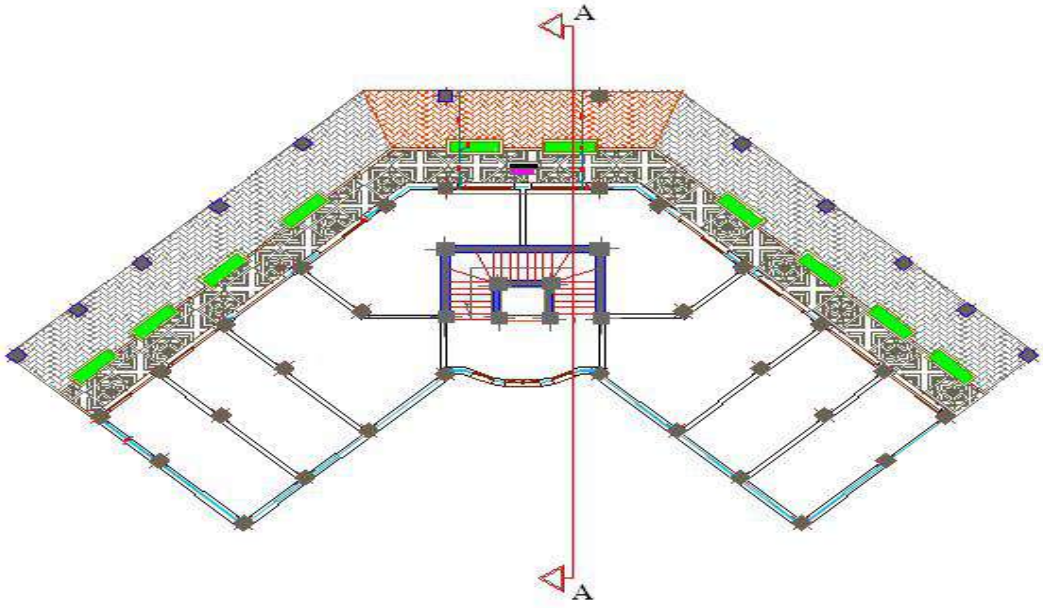


Figure I.10. Vu en plan de l'étage courant (a usage habitation)



Figure I.10. Vu en 3D

II. Pré dimensionnement et évaluation des charges

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape préliminaire dans un projet de génie civil. Le pré dimensionnement de la structure se base sur le principe de la descente des charges verticales et les règles qui sont mentionnées dans les règlements **RPA99 /version 2003, BAEL 91 version 99** et **CBA 93.**

II.2. Les planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis.

ils sont conçu a fin de supporter leurs poids propres et les charges d'exploitation, assurer l'isolation thermique et phonique et assurer la transmission des charges aux éléments de contreventements.

II.2.1. Plancher à corps creux

Ce plancher est constitué d'élément résistant, ce sont les poutrelles en béton armé, et des éléments de coffrages qui sont les corps creux. Après la mise en place d'un ferraillage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place.

Le dimensionnement se fait en vérifiant la condition de déformation donné par :

$$h_t \geq \frac{L_{MAX}}{22.5} \text{.....[2]}$$

Avec :

- L_{MAX} : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
- ht : épaisseur du plancher.

L_{MAX} = 4.45-50=3.95 m

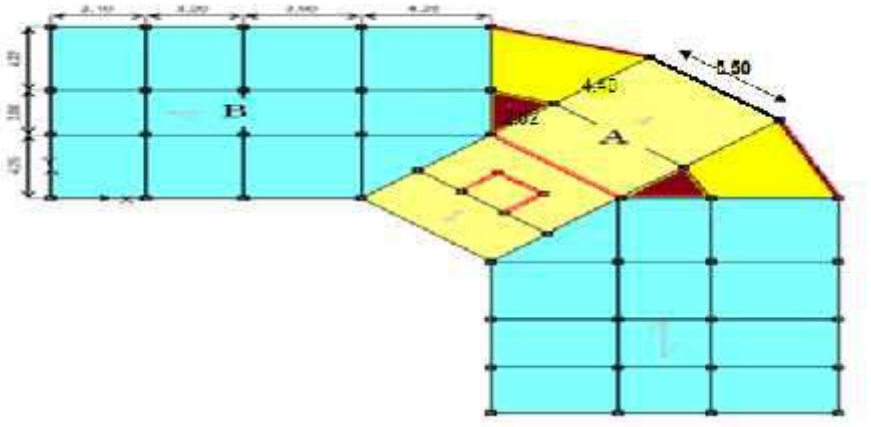


Figure II.1.dispositions des poutrelles

L_{MAX} = 3.95 m

$$h_t \geq \frac{395}{22.5} = 17.55cm$$

On prend ht = 20 cm ce qui correspond à un plancher à corps creux du type (16+4) telle que : ht = d + e

d= 16cm (hauteur de corps creux).

e= 4cm (hauteur de la dalle de compression).

Donc ht = (16+4) cm.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on a :

* ht >16 cm

D'où, on a: 20 cm > 16 cm (C.V)

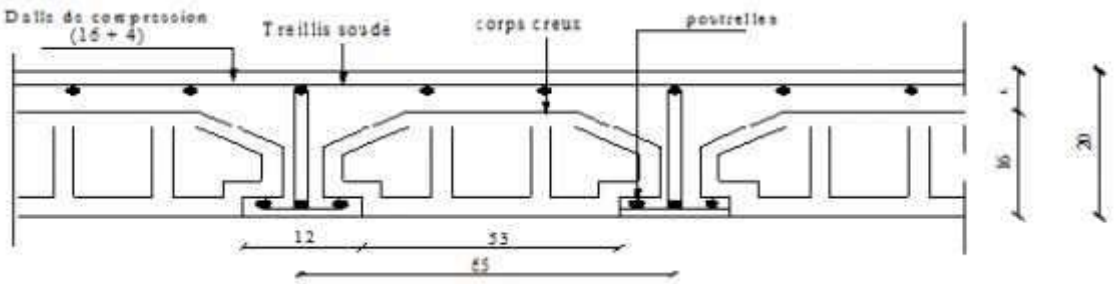


Figure II.2.Coupe du plancher à corps creux



Figure II.3.Dimensions du corps creux

II.2.2. Les dalles pleines

L'épaisseur des dalles pleines doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels repose la dalle. Le pré dimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

- **Critère de résistance**

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :……. [2]

  - (Lx/45) ≤ ep ≤ (Lx /40)

- dalle reposant sur deux appuis :

➢ (Lx / 35) ≤ ep ≤ (Lx / 30)

Où :

❖ ep : épaisseur de la dalle.

❖ L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.

Pour le cas de notre structure, on a : L = 5,00 m.

➢ **Critère de résistance**

500/45 ≤ ep ≤ 500/40

11.11 cm ≤ ep ≤ 12.50cm

- **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** : ep ≥ 11cm

Conclusion :

Pour la dalle pleine on adoptera : **ep = 15 cm**

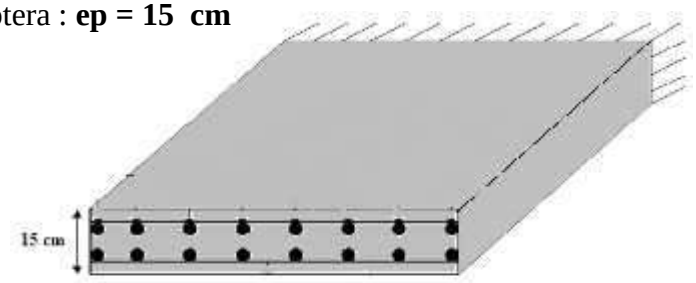


Figure II.4.Dimensions de la dalle pleine

II.3. Evaluation des charges et surcharges [3]

II.3.1. Maçonnerie

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

Tableau II.1 Les charges permanentes sur des murs intérieurs

N	désignation de l'élément	Ep (m)	ρ(KN/m³)	G (KN/m²)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,10	9	0,90
3	Enduit en ciment	0,03	18	0,54
TOTAL				**1,80**

II.3.1.b) Murs extérieurs (double cloison)

Tableau II.2 Les charges permanentes sur des murs extérieurs

N	désignation de l'élément	Ep (m)	ρ(KN/m³)	G (KN/m²)
1	Enduit en ciment extérieur	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,10	9	0,9
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,10	9	0,9
5	Enduit en ciment intérieur	0,02	18	0,36
TOTAL				**2,52**



Figure II.5. Mur double et simple cloison

II.3.2.plancher terrasse

II.3.2.a. Charges permanentes (inaccessible)

Tableau II.3. Charge permanente du plancher terrasse

N	désignation de l'élément	Ep (m)	ρ (KN/m³)	G (KN/m²)
1	Protection en gravillons	0,05	17	0,85
2	étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.05
6	Liège (isolant thermique)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher en corps creux	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL				**6.49**

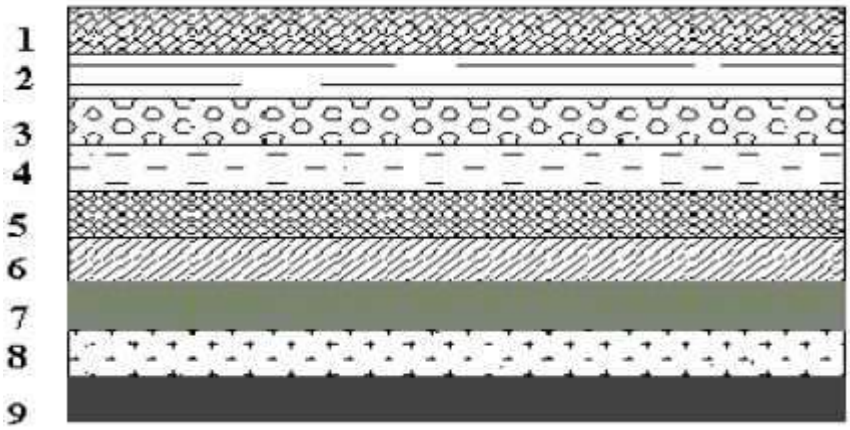


Figure II.6. Composants d'un plancher terrasse

II.3.2.b. Charges d'exploitations

Terrasse inaccessible : Q = 1 KN/m2.

II.3.3. Plancher courant

II.3.3.a. Charges permanentes

Partie A ; B :(16+4)

Tableau II.4. Charge permanente du plancher courant

N	désignation de l'élément	Ep (m)	ρ(KN/m³)	G (KN/m²)
1	revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de Pose	0,02	20	0,40
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	Plancher en corps creux	0,16+0.04	/	2.80
5	enduit de ciment	0,02	18	0,36
6	cloisons légères	/	/	1,00
	TOTAL			**5,54**



Figure II.7. Composants d'un plancher courant

II.3.3.b. Surcharges d'exploitation

Le plancher courant à usage d'habitation : Q = 1.50 KN/m^2.

Le plancher courant à usage service : Q = 2.50 KN/m^2.

II.3.4. Dalle pleine

II.3.4. a. Charges permanentes

- **Loggia (balcon)**

Tableau II.5. Charge permanente de loggia

N	désignation de l'élément	Ep (m)	ρ(KN/m³)	G (KN/m²)
1	revêtement en carrelage	0,02	25	0,50
2	Mortier de Pose	0,02	20	0,40
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
TOTAL				**5,19**

II.3.4. b. Charges d'exploitations

Loggia **(balcon)** : **Q = 3,50** kN/m^2

II.4. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers. Leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99).

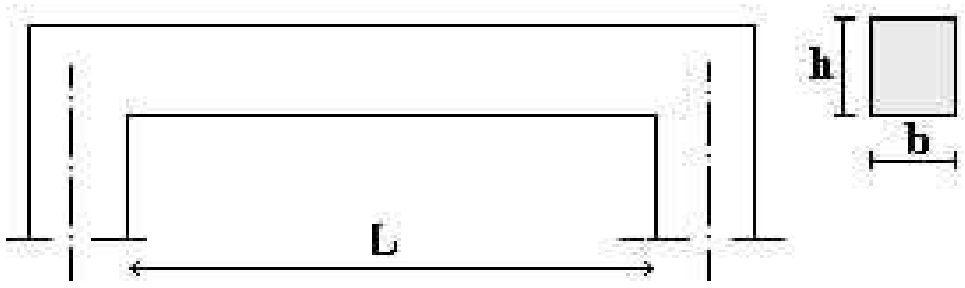


Figure II.8. Dimensionnement de la poutre

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

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

- $(L\ max)/15 \leq h \leq (L\ max)/10$
- $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone III sont: [1] ►► Art [7.5.1] ◄◄

- $h \geq 30cm$
- $b \geq 20\ cm$
- $h/b \leq 4$
- $b\ max \leq 1.5h+b1$

Poutres principales :

PP 1: L max =5.50 – 0.50 = 5.00 m

PP 2: L max =4.25 – 0.50 = 3.75 m

Poutres secondaires :

PS : L max =4.45 – 0.50 = 3.95 m

Tableau II.6. Pré dimensionnement des poutres

	poutres principales		poutres secondaires
	PP 1	**PP 2**	**PS**
Conditions de résistance	Lmax= 5.00 m ⇒ 33.33 cm ≤ h ≤ 50.0 cm on adopte : h = 50 cm ⇒ 15 cm ≤ b ≤ 35 cm on adopte b = 30 cm	Lmax= 3.75 m ⇒ 25.00 cm ≤ h ≤ 37.5 cm on adopte : h = 40 cm ⇒ 12 cm ≤ b ≤ 28 cm on adopte b = 30 cm	Lmax= 3.95 m ⇒ 26.33 cm ≤ h ≤ 39.5 cm on adopte : h = 35 cm ⇒ 10.5cm ≤ b ≤ 24.5 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=50cm≥30cm b=35cm≥20cm h/b=1.42 ≤ 4 (conditions vérifies)	h=40cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.33 ≤ 4 (conditions vérifies)	h=40cm≥30cm b=30cm≥20cm h/b=1.16 ≤ 4 (conditions vérifies)
Condition de rigidité (h/L≥1/16)	**(h/L=0.0909) ≥ (1/16=0.0625)** (condition vérifie)	**(h/L=0.0941) ≥ (1/16=0.0625)** (condition vérifie)	**(h/L=0.0886) ≥ (1/16=0.0625)** (condition vérifie)
Conclusion	h = 50cm ; b = 30cm	h = 40cm ; b = 30cm	h = 35cm ; b = 30cm

Vérification de la flèche pour PP 1: [2] ► Art [B.6.5] ◄:

$$L= 5.00\ m > 5\ m \Rightarrow \quad F\ limite = L/1000+0.5cm = 500/1000+0.5 = 1cm$$

Plancher terrasse

- Poids propre de la poutre : Gp = 0.5 x 0.35 x 25 = 4.375 KN/ml.

- Poids propre du plancher terrasse :G plancher = 6.49 x (1.97+1.35) = 21.54 KN/ml.

- Q plancher = 1.00 x (1.97+1.35) = 3.32 KN/ml.

Poids total: P tot = Gp + G plancher + Q plancher = 29.24 KN/ml.

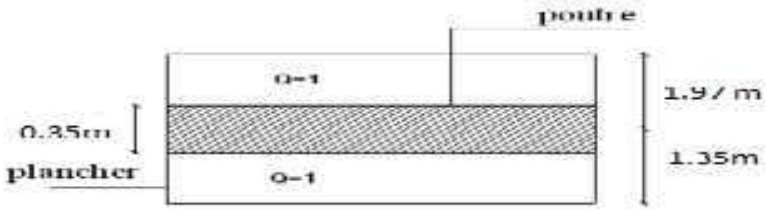


Figure II.9.Charges supportées par la poutre principale (Plancher terrasse)

Plancher courant

Poids propre du plancher courant : G plancher = 5.54 x (1.97+1.35) = 18.39 KN/ml.

Q plancher = 1.5 x (1.97+1.35)= 4.98 KN/ml.

Poids total : P tot = Gp + G plancher + Q plancher = 27.74 KN/ml.

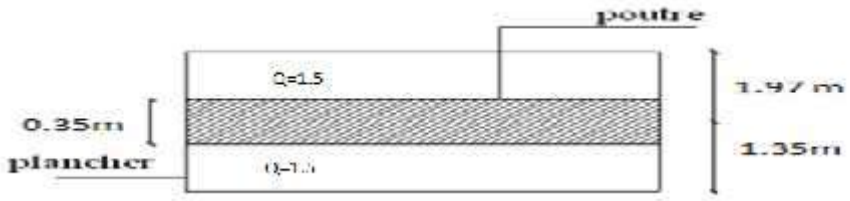


Figure II.10.Charges supportées par la poutre principale (Plancher courant)

Alors: on prend Ptot, max=29.24 KN/ml

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

F =5 . P. L^4 /384.E.I , I = bh3/12

F ≤ Flimite

F = 12x5x29.24 x$(5.00)^4$ /(384x32164.2x 0.35x $(0.5)^3$)

F = 0.020cm < Flimite= 1.00cm (C.V)

Conclusion :

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

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

Vérification de la flèche pour PP 2 :

L= 3.75 m < 5 m ⇒ Flimite = L/500 = 375/500 = 0.75cm

Plancher terrasse

- Poids propre de la poutre : Gp = 0.4 x 0.3 x 25 = 3 KN/ml.

- Poids propre du plancher terrasse : G plancher = 6.49 x (2.11+1.50) = 23.42 KN/ml.

- Q plancher = 1.00 x (2.11+1.5) = 3.61 KN/ml.

Poids total : P tot = Gp + G plancher + Q plancher = 30.03KN/ml.

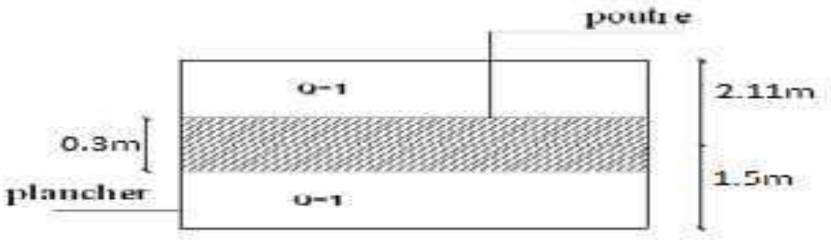


Figure II.11.Charges supportées par la poutre principale (Plancher terrasse)

Plancher courant

Poids propre du plancher courant : G plancher = 5.54 x (2.11+1.50) = 19.99 KN/ml.

Q plancher = 1.5 x (2.11+1.50)= 5.41 KN/ml.

Poids total : P tot = Gp + G plancher + Q plancher = 28.40 KN/ml.

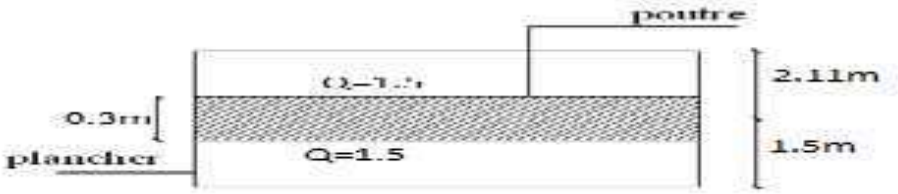


Figure II.12.Charges supportées par la poutre principale (Plancher courant)

Alors: on prend P tot, max=30.03 KN/ml

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

F =5 . P. L^4 /384.E.I , I = bh3/12

F ≤ F limite

F = 12x5x30.03 x$(3.75)^4$ / (384x32164.2x 0.3x$(0.4)^3$)

F = 0.015 cm < F limite= 0.75cm (C.V)

Conclusion :

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

$$(b \times h) = (30 \times 40)\ cm^2$$

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 charges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.

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

Le RPA99 version 2003►► [Art 7.7.1] ◄◄, exige une épaisseur minimale de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

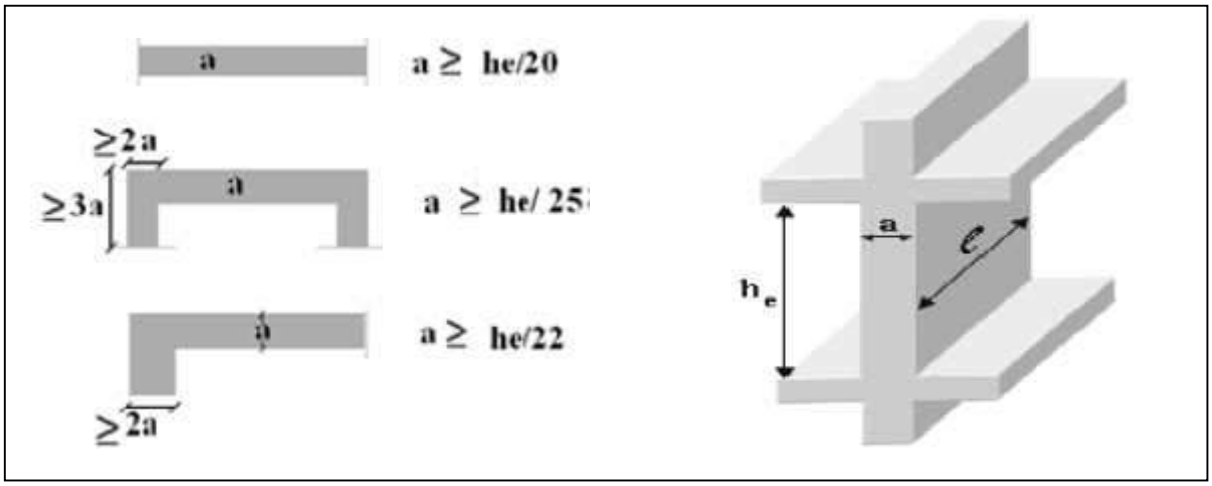


Figure II.13 .Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Donc:

- **a ≥ MAX(15 cm ; he/25; he/22)**

  a≥ max (15 cm ; h_e / 25)

  he : hauteur d'étage.

  a : épaisseur de voile

- Pour le RDC h_e = (4,42-0,50)=3.92m.

  a ≥ max {15 cm ; 15,68cm} => a ≥ 17.00 cm.

- Pour l'étage courant h_e = (3,06-0,50)=2,56 m

  a ≥ max { 15 cm ; 10,24 } => a ≥ 15,00 cm.

- Pour l'étage courant h_e = (7.48-0,50)=6,98 m

  a ≥ max { 15 cm ; 27,98 } => a ≥ 30,00 cm.

Conclusion

On opte pour **a = 17cm pour RDC ; a = 30 cm pour 1^{ere} étage**

a = 15cm pour étages courant ; a= 20 cm

II.6. Pré dimensionnement des poteaux

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

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), et selon le [2] ►► [Art B.8.11] ◄◄ cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devienne :(Nu*=1.1Nu).

6.1.Étapes de Pré dimensionnement

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

Pour les poteaux rectangulaires (carrés) :

- Min (b1, h1) ≥ 30 cm
- $\text{Min}(b1, h1) \geq \frac{h_e}{20}$ zone III
- $\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$

On a: $N_{u\,ultime} \leq \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s}\right]$

Avec :

- N_u : Effort normal admissible à l'ELU.
- Br : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie « Br = (b-2cm)*(h-2cm) ».
- b= 1,50 et s = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (Situation durable).
- fc28 et fe : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

- As : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du Poteau (A= $\frac{B}{1000}$).
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé:

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, i = \frac{b}{\sqrt{12}}, i = \frac{D}{4}$$

Où :

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

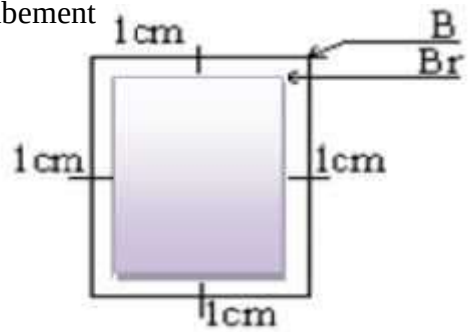


Figure II.14. Section réduite du poteau

6.2. Calcul de la longueur de flambement L_f [2]

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

- 0.7*L_0 : si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation
  - traversé par des poutres de plancher ayant au moins même raideur i.e. (I/L) que lui dans le sens considéré.
- L_0 : dans les autres cas.

Donc :

- L_0 =3.06 m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs, Cas des étages courants.
- L_0 =4,42 m : est comptée entre face supérieure de plancher étage avec la fondation, Cas de RDC :
- Pour les étages courants et le RDC on a : L_f =0.7 L0

6.3. Calcul de l'effort Nu

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

-Une section de (50x50) cm2 pour le RDC et le 1er étage.

- Une section de (45x45) cm2 pour le 2ème, le 3ème et le 4ème étage.

- Une section de (40x40) cm2 pour, 5ème, et 6ème, et 7ème étage.

- Une section de (35x35) cm2 pour, 8ème, et 9ème étage.

Tableau II.7. Calcul de $\overline{Nu}$

	dimension	he (*m*)	Br (mm²)	λ	α	As(*mm²*)	$\overline{Nu}$ (KN)
9eme	35x35	3.06	108900	21.20	0.7918	122.5	1630.53
8eme	35x35	3.06	108900	21.20	0.7918	122.5	1630.53
7eme	40x40	3.06	144400	18.55	0.8047	160	2196.61
6eme	40x40	3.06	144400	18.55	0.8047	160	2196.61
5eme	40x40	3.06	144400	18.55	0.8047	160	2196.61
4eme	45x45	3.06	184900	23.81	0.7779	202.5	2718.37
3eme	45x45	3.06	184900	23.81	0.7779	202.5	2718.37
2eme	45x45	3.06	184900	23.81	0.7779	202.5	2718.37
1er	50x50	3.06	230400	14.84	0.8204	250	4353.62
RDC	50x50	4.42	230400	21.43	0.7907	250	4353.62

6.4. La surface reprise par le poteau

- La surface pour le RDC et le 1ier étage:

S= (1.875+1,7)(1, 875)+ (1,875+1,70)(1,25)+(0,2) (1,875+1,7)+(0,2) (1,25+1, 875)

S= 12.51 m².

- La surface pour le 2ème, le 3ème et le 4ème étage:

S= (1.875+1,7)(1, 875)+ (1,875+1,70)(1,25)+(0,15) (1,875+1,7)+(0,15) (1,25+1, 875)

S= 12.17 m².

- La surface pour le 5ème, le 6ème et le 7ème étage:

S= (1.875+1,7)(1, 875)+ (1,875+1,70)(1,25)+(0,1) (1,875+1,7)+(0,1) (1,25+1, 875)

S= 11.84 m².

- La surface pour le 8ème étage:

S= (1.875+1,7)(1, 875)+ (1,875+1,70)(1,25)+(0,05) (1,875+1,7)+(0,05) (1,25+1, 875)

S= 11.50 m².

- La surface pour le 9ème étage:

S= (0.805+2,5)(2,25)+ (0,805+2,50)(1,25)+(0.05)(0.805+2.5)+(0.05)(2.25+1.25)

S= 11.90 m².

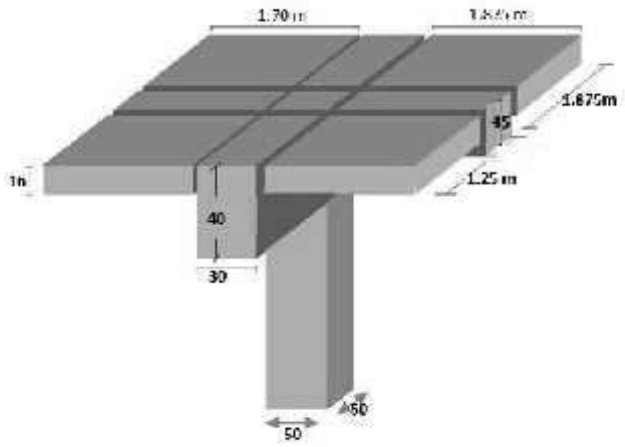


Figure II.15. Surface reprise par le poteau le plus sollicité le RDC et le 1er étage

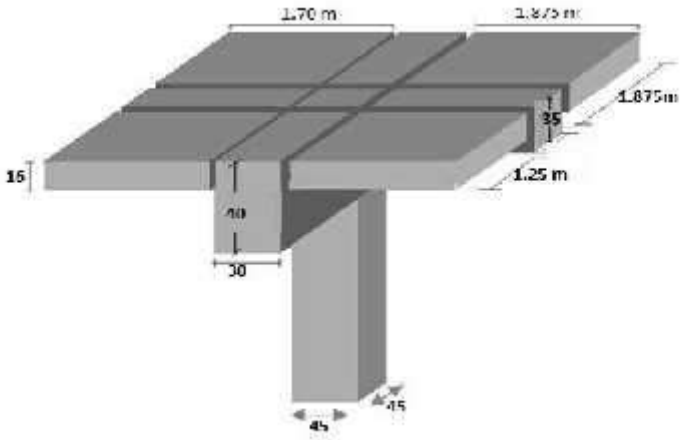


Figure II.16. Surface reprise par le poteau le plus sollicité le 2, 3,4 étages

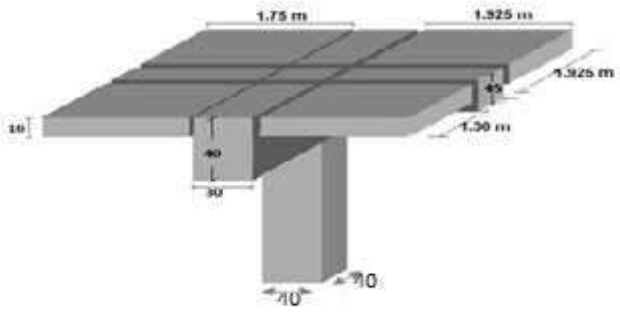


Figure II.17. Surface reprise par le poteau le plus sollicité le 5, 6,7 étages

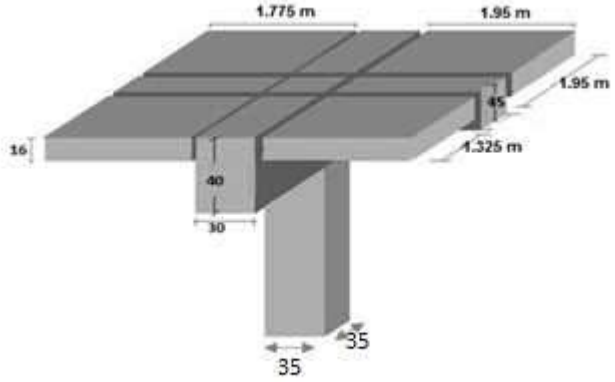


Figure II.18. Surface reprise par le poteau le plus sollicité le 8 ème étage

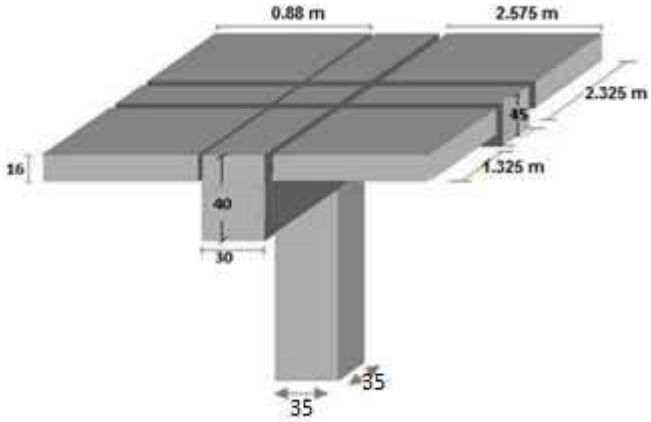


Figure II.19. Surface reprise par le poteau le plus sollicité le 9 ème étage

6.5. Descente des charges : [3] ►► [Art 6.3] ◄◄

6.5.a. Charges d'exploitation

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

Tableau II.8. Détermination des charges d'exploitations

	q (kN/m²)	Q (kN)		$\frac{3+n}{2}$	Qcum (kN)
9eme étage	1	Q0	11.900		11.90
8eme étage	1.5	Q1	17.250	1	29.15
7eme étage	1.5	Q2	17.760	0.95	45.16
6eme étage	1.5	Q3	17.760	0.90	59.39
5eme étage	1.5	Q4	17.760	0.85	71.85
4eme étage	1.5	Q5	18.255	0.80	82.92
3eme étage	1.5	Q6	18.255	0.75	92.18
2eme étage	1.5	Q7	18.255	0.714	101.36
1eme étage	2.5	Q8	53.775	0.688	135.10
RDC	5	Q9	62.550	0.667	173.06

6.5. b. Charges permanentes et Nu

Tableau II.9. Vérifications du (1.1Nu ≤ $\overline{Nu}$)

	Eléments	G (kN)	G (kN)	G cum (kN)	Q cum (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)	$\overline{Nu}$ (kN)	1.1 Nu ≤ $\overline{Nu}$
9eme étage	Poutre P	**15.093**	105.69	105.69	11.90	160.53	176.58	1630.53	**c.v**
	Poutre S	**8.544**							
	Poteau	**9.371**							
	Plancher	**72.688**							

8eme étage	Poutre P	**9.225**	102.48	208.17	29.15	324.75	357.22	1630.53	**c.v**
	Poutre S	**9.253**							
	Poteau	**9.371**							
	Plancher	**74.635**							
7eme étage	Poutre P	**9.075**	96.029	304.19	45.16	478.39	526.22	2196.61	**c.v**
	Poutre S	**9.121**							
	Poteau	**12.240**							
	Plancher	**65.593**							
6eme étage	Poutre P	**9.075**	96.029	400.22	59.39	629.38	692.31	2196.61	**c.v**
	Poutre S	**9.121**							
	Poteau	**12.240**							
	Plancher	**65.593**							
5eme étage	Poutre P	**9.075**	96.029	496.25	71.85	777.71	855.48	2196.61	**c.v**
	Poutre S	**12.240**							
	Poteau	**9.121**							
	Plancher	**65.593**							
4eme étage	Poutre P	**8.925**	100.82	597.07	82.92	930.42	1023.46	2718.37	**c.v**
	Poutre S	**8.990**							
	Poteau	**15.491**							
	Plancher	**67.421**							
3eme étage	Poutre P	**8.925**	100.82	697.89	92.18	1080.42	1188.46	2718.37	**c.v**
	Poutre S	**8.990**							
	Poteau	**15.491**							
	Plancher	**67.421**							
2eme étage	Poutre P	**8.925**	100.82	798.71	101.36	1230.29	1353.31	2718.37	**c.v**
	Poutre S	**8.990**							
	Poteau	**15.491**							
	Plancher	**67.421**							
1ere étage	Poutre P	**8.775**	155.92	954.63	135.10	1491.40	1640.54	4353.62	**c.v**
	Poutre S	**8.859**							
	Poteau	**19.125**							
	Plancher	**119.165**							
RDC	Poutre P	**8.775**	155.92	1110.55	173.06	1758.83	1934.71	4353.62	**c.v**
	Poutre S	**8.859**							
	Poteau	**27.625**							
	Plancher	119.165							

6.6. Vérification selon le RPA99 version 2003 ►► [Art 7.5.1] ◄◄ :

D'après le RPA99version2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II.10.vérifications de coffrage des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition		Vérification
Min (b1, h1) ≥ 30 *cm*	Min (b1, h1)=35cm ≥ 30cm		**c.v**
Min (b1, h1) ≥ he /20	RDC	Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = (4.42-0.40)/20=20.10cm	**c.v**
	Etages courantes	Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = (3.06-0.40)/20=13.3cm	**c.v**
0.25 ≤ (b1/h1) ≤ 4	0.25 ≤ (b1/h1)=1 ≤ 4		**c.v**

Conclusion :

On adoptera les sections suivantes :

- (50x50) cm^2 pour le RDC et le 1er étage.
- (45x45) cm^2 pour le 2ème, le 3ème et le 4ème étage.
- (40x40) cm^2 pour, 5ème, et 6ème, et 7ème étage.
- (35x35) cm^2 pour, 8ème, et 9ème étage.

III.1. l'acrotère :

III.1. 1.Introduction :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propres sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante Q=1kN/ml.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur b=100cm
- Hauteur H=60cm
- Epaisseur e=10cm

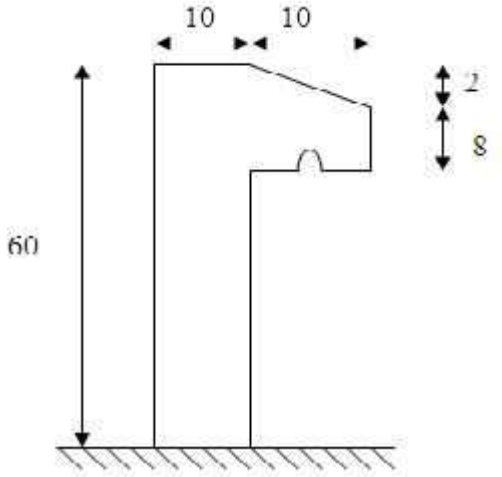


Figure III.1. Acrotère.

III.1.2. Evaluation des charges

a-Charges permanentes

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1\times 0,6) + (0,1\times 0,08) + \frac{(0,1\times 0,02)}{2} \right] = 0,069 cm^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = °_b \times S = 25\times 0,069 = 1,725 kN/ml$$

- Revêtement en ciment (e=2cm ; ρ=14kN/m^3) :

$$G = °_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60+10) \times 2.10^{-2} = 0,392 kN/ml$$

G=1.725+0.392=2,117kN/ml

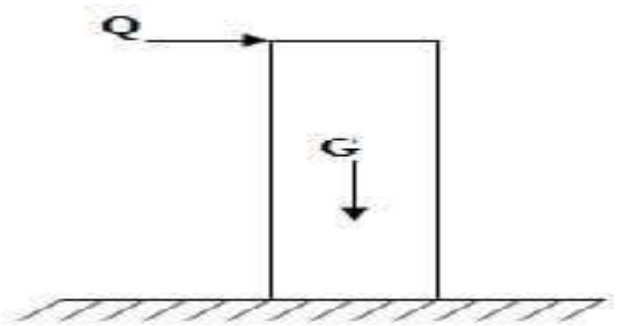


Figure III.2. Sollicitation de l'acrotère

b-Charge d'exploitation

Q=1,00kN/ml

L'action des forces horizontales Q_h ;(F_p).

L'action des forces horizontales est données par : $F_p=4AC_pW_p$ …..(6-3)[**1**]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) RPA pour la zone III et le groupe d'usage appropriés [A=0,25]……groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) [**1**]……. [C_p=0,8].

W_p : Poids de l'acrotère =2,12kN.

F_p=4x0, 25x0, 8x2, 12=1,70kN.

Q_u=Max (1,5Q ; F_p)

$$\left.\begin{matrix} F_p = 1,70KN \\ 1,5Q = 1,5KN \end{matrix}\right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,70KN$$

Donc pour une bande de *1m* de largeur

G=2,12kN/ml et Q_h=1,70KN/ml

III.1.3. Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U : $N_u=1,35G=2,86kN$

$M_u=1,5.Q_h.h=1,53kNm$

$T_u=1,5.Q_h=2,55kN$

E.L.S : $N_{ser}=G=2,12kN$

$M_{ser}=Q_h.h=1,02kNm$

$T_{ser}=Q_h=1,70kN$

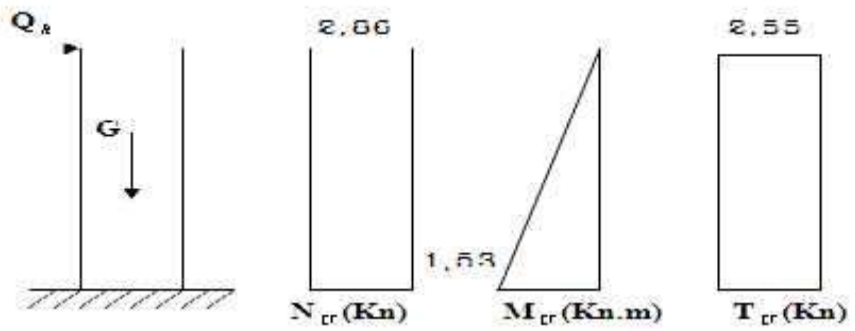


Figure III.3.Diagramme des efforts à l'ELU

III.1.4. Ferraillage de l'acrotère :

h=10cm ; b=100cm ; f_{c28}=25MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; c=c'=3cm ; fe=400MPa

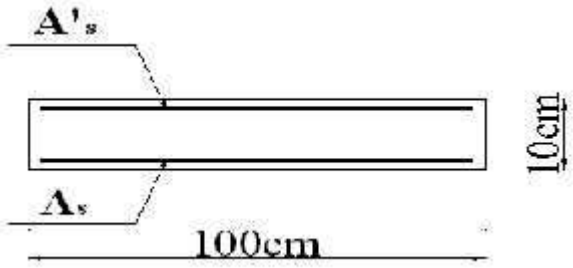


Figure III.4. Section de B.A à l'ELU

Calcul de l'excentricité

$$\left.\begin{array}{l} e_0 = \dfrac{M_u}{N_u} = \dfrac{1.35}{2{,}86} = 47.20cm \\ \dfrac{h}{2} - c' = \dfrac{10}{2} - 3 = 2cm \end{array}\right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la l'acrotère.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f.

Calcul du moment fictif « M_f »

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c'\right) = 1.41kN.m$$

$$« = \frac{M_f}{bd^2 \pm_{bc}} = 0{,}020$$

$« \prec «_R = 0{,}392 \Rightarrow A_s^{'} = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\sim = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2«}\right) = 0{,}025$$
$$Z = d\left(1 - 0{,}4\sim\right) = 6{,}93cm$$
$$« = 0{,}020 < 0{,}186 \Rightarrow \text{،}_s = 10\% \quad et \quad \pm_s = \frac{fe}{¥_s} = 348MPa$$

$$A_{sf} = f\left(M_f\right) \qquad A_{sf} = \frac{M_f}{Z \pm_s} = 58{,}47mm^2$$

- $A_{s1} = A_s' = 0$
- $A_{s2} = A_{sf} - \dfrac{N_u}{\pm_s} = 50.25mm^2$

$$Donc: \begin{cases} A_{s1} = 0cm^2 \\ A_{s2} = 0{,}50cm^2 \end{cases}$$

III.1.5. Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifier 99 » :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq Max\left\{\frac{bh}{1000}; 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe}\right\}$$

Avec :

f_{t28}=2,1MPa ; fe=400MPa ; b=100cm ; d=7cm

$A_s^{min} \geq Max\left\{1cm^2 ; 0{,}85\ cm^2\right\} = 1\ cm^2$

Donc :

On opte finalement pour 6T6=1,70cm^2

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20cm$

III.1.6. Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0{,}425cm^2$$

On choisi 4T6=1,13cm^2 avec un espacement. $S_t = \frac{60-4}{3} = \frac{56}{3} = 18cm$

III.1.7. Vérification à L'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48{,}11cm$

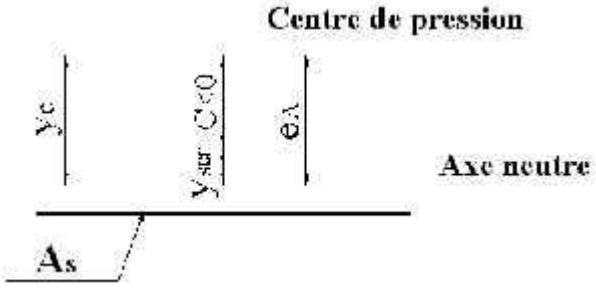


Figure III.5. Section de B.A à l'ELS

On a :

$e_0 \succ \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée *(SPC)*.

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$C=d-e_A$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 50.11cm \Rightarrow C = -43.11cm \Rightarrow (C \prec 0)$$

D'après le " **BAEL 91 modifié 99** ", on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15 \begin{cases} p = -3C^2 + 6n(C - c')\frac{A_s}{b} + 6n(d - C)\frac{A_s}{b} = -5569.29cm^2 \\ et \\ q = -2C^3 - 6n(C - c')^2\frac{A_s}{b} - 6n(d - C)^2\frac{A_s}{b} = 153142.63cm^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = 2.13*10^9$$

$$\cos \ddot{} = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = 0.96 \Rightarrow \ddot{} = 163.74°$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 86.17cm$$

$$y_1 = a\cos\left(\frac{\ddot{}}{3} + 120\right) = -85.78cm$$

$$y_2 = a\cos\left(\frac{\ddot{}}{3}\right) = 49.94cm$$

$$y3 = a\cos\left(\frac{\ddot{}}{3} + 240\right) = 35.84cm$$

La solution qui convient est : y_c=49,94cm

Car : $0<y_{ser}=y_c+c<d$

$0<y_{ser}$=49,94-43,11=6,83cm<7cm

Donc :

$$\begin{cases} y_{ser} = 6.83cm \\ y_c = 49.94cm \end{cases}$$

Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n\left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2\right] = 10621.14cm^4 \Rightarrow n = 15$$

III.1.8. Vérification des contraintes :

a. Contrainte de béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2{,}12.10^3 x 49{,}94 x 10}{10621{,}14 x 10^4}\right) x 6{,}83 x 10 = 0.68\ MPa < \overline{\sigma}_{bc} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n\left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right)(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_s \ldots\ldots\ldots\ldots Acier\ tendu$$

$$\sigma'_s = n\left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right)(y_{ser} - c') \leq \overline{\sigma}_s \ldots\ldots\ldots\ldots Acier\ comprimé$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe; Max(0{,}5\, fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right) = 201{,}63MPa \ldots\ldots\ldots\ldots (\eta = 1{,}6\ pour\ les\ aciers\ HA)$$

$$\sigma_s = 0{,}24MPa < \overline{\sigma}_s \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

$$\sigma'_s = 5.43MPa < \overline{\sigma}_s \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

III.1.9. Vérification de l'effort tranchant **:**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = Min\{0{,}1\, f_{c28}; 4MPa\} = 2{,}5MPa$$

$$\tau_u = \frac{1.5.10^3}{70 x 10^3} = 0{,}021MPa < \overline{\tau}_u \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$$

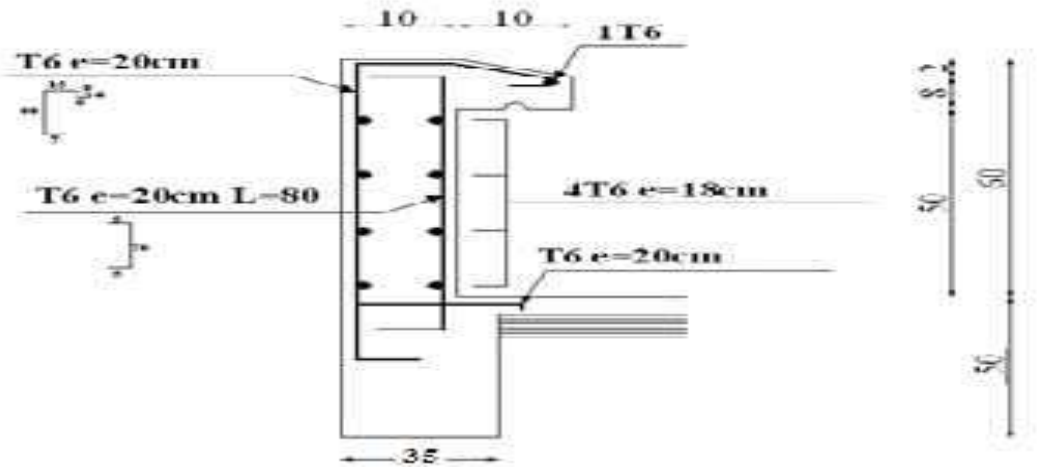


Figure III.6.Ferraillage de l'acrotère.

III.2.Plancher corps creux :

Généralement le plancher est constitué de:

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65cm d'espacement.
- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton de 4cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tient lieu de coffrage (coulé sur place).

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

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

Plancher à corps creux

On a une seul type de plancher en corps creux :

- Plancher d'épaisseur **20cm**.

III.2.1. La dalle de compression :

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

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

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à :

$$a1 \leq 20 \text{ cm}$$

- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à :

$$a2 \leq 33 \text{ cm}$$

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

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

Avec :

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

$50 \text{ cm} \leq (L=65 \text{ cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.02L\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe} = \frac{4(65)}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisira:

$A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2$; $S_t = \frac{100}{5} = 20cm$

$A_{//} = 4T5 = 0.78 \text{ cm}^2$; $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

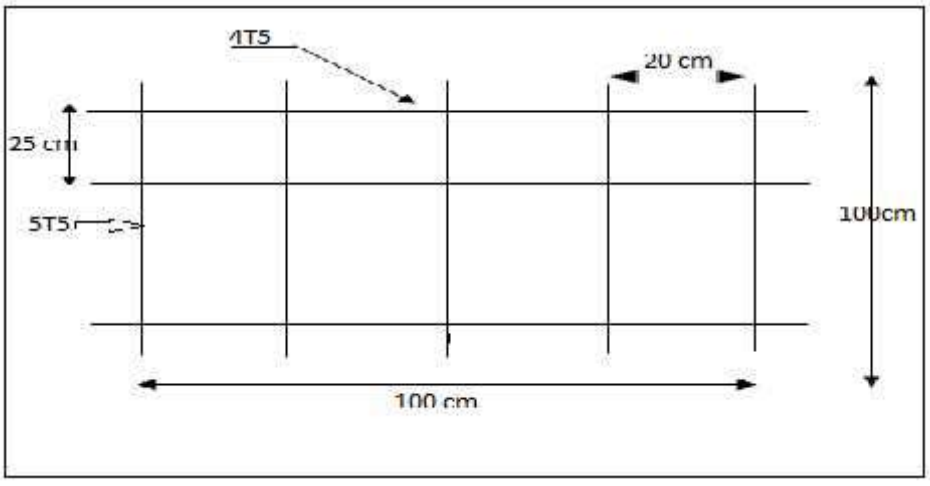


Figure III.7. Disposition des armatures de la table de compression

III.2.2.Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis, parallèlement à la petite portée.

b_0 = (0.4 à 0.6)* h_t

b. Plancher de l'épaisseur 20cm :

$$h_t = 20cm \Rightarrow b_0 = (8 \div 12)cm$$

Donc **:** **bo=12cm.**

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur du la dalle de compression.

$$b1 \leq \min\left(\frac{L_X}{2} ; \frac{L_Y}{10}\right)$$

Tel que :

L_X : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_Y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

- $b1 \leq \left(\frac{53}{2} ; \frac{375}{10}\right) = (26{,}5 ; 37{,}5)$ cm.

Soit : b1 = 26,5cm

- $b = 2*b1 + b_0 = 2 * 26{,}5 + 12 = 65$ cm

Donc : **b= 65cm**

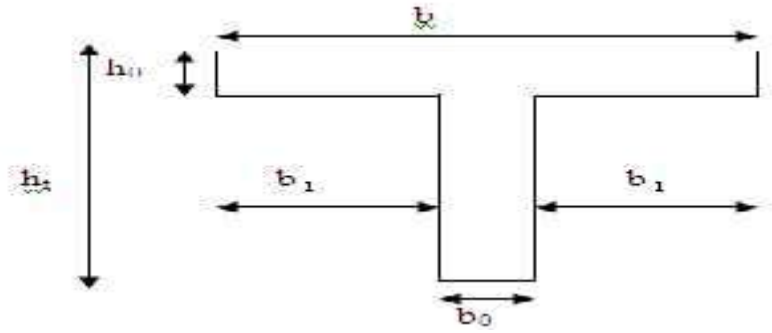


Figure III.8. schéma de poutrelle

III.2.2.1. calcul Les poutrelles :

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

- Avant coulage.
- Après coulage.

a. Avant coulage :

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

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

Parti A

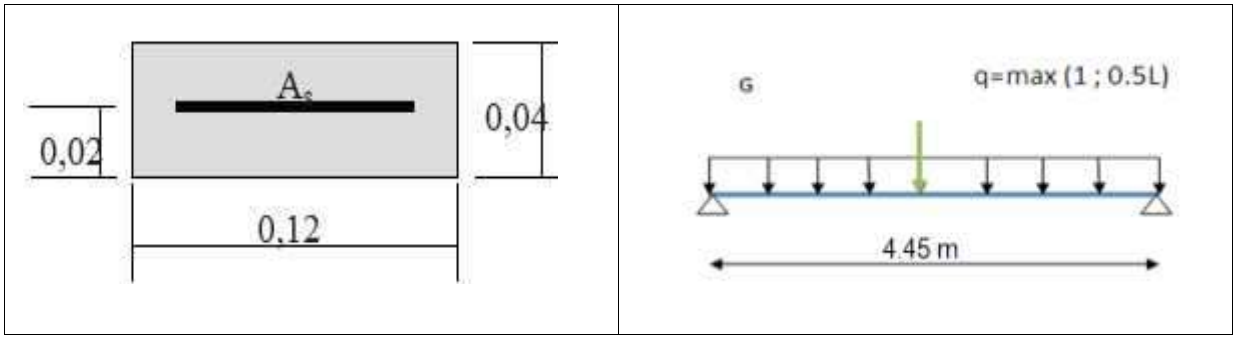


Figure III.9. Schématisation de la poutrelle avant coulage du parti A

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

Tableau III.1.les charges de la poutrelle avant coulage du partie A

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.45	**2.225**	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.2. Calcul des moments du parti A

M (kN. m)	M (kN. m)	M (kN. m)
$GL^2/8=2.91$	$QL/4=2.47$	$1.35MG+1.5MQ=7.266$

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{7.266*10^3}{14.2*0.12*30^2}=4.711>\mu L=0.372$$

Parti B

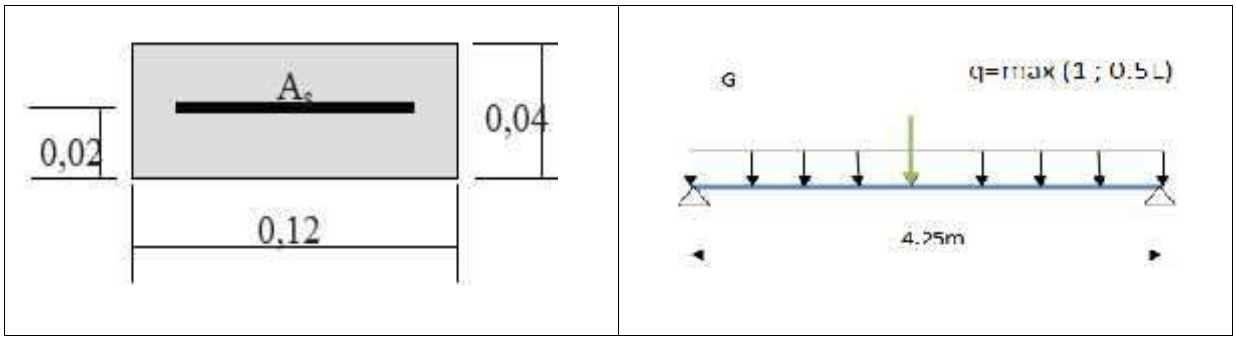


Figure III.10. Schématisation de la poutrelle avant coulage du parti B

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

Tableau III.3 .les charges de la poutrelle avant coulage du partie B

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4.25	**2.125**	poids de poutrelle	poids du corps creux
		0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
		0.77	

Le calcul en flexion simple nous donne :

Tableau III.4. Calcul des moments du parti B

M (kN. m)	M (kN. m)	M (kN. m)
$GL^2/8=1.73$	$QL/4=2.25$	1.35MG+1.5MQ=5.72

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{5.72*10^3}{14.2*0.12*30^2}=3.730>\mu L=0.372$$

❖ Calcul des étaiements:

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminer le nombre d'étaiements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors "μ" pour la comparer avec "μl", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

Parti A :

- Pour un seul étai au milieu :

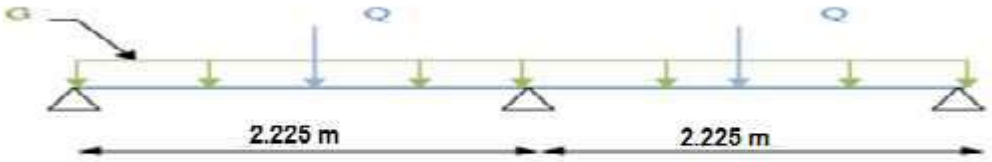


Figure III.11. Travée avec un seul étai au milieu

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.5L kN] = 1.112(kN)

M_G =0.476 (kN.m)

M_Q = 0.618 (kN.m)

M_u =1.569 (kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{1.569*10^3}{14.2*0.12*30^2}=1.023>\mu L=0.372$$

On ajoute un autre étaiement.

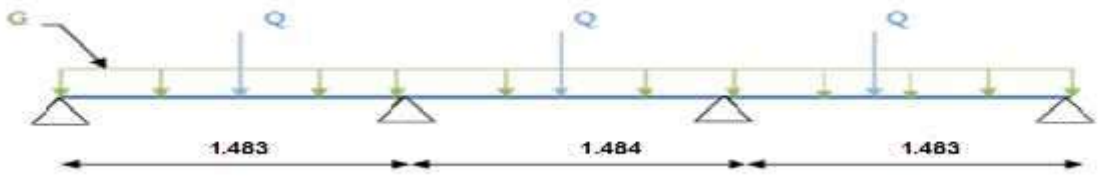


Figure III.12. Travée avec deux étais espacés de 1.484 m

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.5L kN] = 1(kN)

M_G =0.211 (kN.m)

M_Q = 0.371 (kN.m)

M_u =0.840(kN.m)

$$\mu = \frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)} = \frac{0.840 * 10^3}{14.2 * 0.12 * 30^2} = 0.548 > \mu L = 0.372$$

ajoute un autre étaiement.

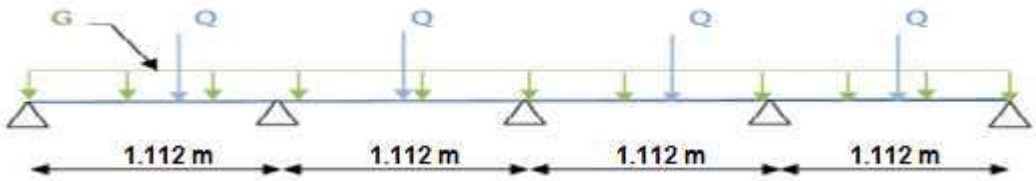


Figure III.13. Travée avec trois étais espacés de 1.112 m

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.5L kN] = 1(kN)

M_G =0.119(kN.m)

M_Q = 0.278 (kN.m)

M_u =0.577 (kN.m)

$$\mu = \frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)} = \frac{0.577 * 10^3}{14.2 * 0.12 * 30^2} = \mathbf{0.376 > \mu L = 0.372}$$

On ajoute un autre étaiement.

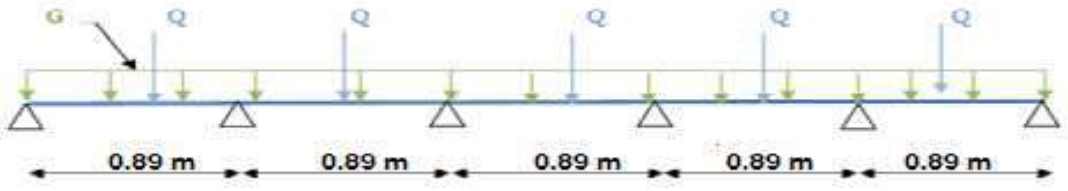


Figure III.14. Travée avec quatre étais espacés de 0.89 m

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.5L kN] = 1(kN)

M_G =0.076(kN.m)

M_Q = 0.222 (kN.m)

M_u =0.435 (kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{0.435*10^3}{14.2*0.12*30^2}=0.283<\mu L=0.372$$

Alors il faut prévoir trois étaiements le long de la travée espacés de 89cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

Parti B :

- Pour un seul étai au milieu :

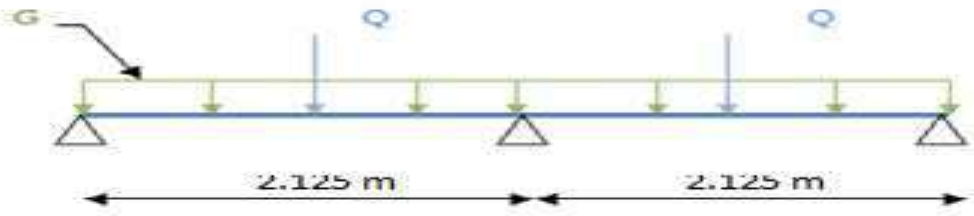


Figure III.15 . Travée avec un seul étai au milieu

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.5L kN] = 1.062(kN)

MG =0.204(kN.m)

MQ = 0.564 (kN.m)

Mu =1.121(kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{1.121*10^3}{14.2*0.12*30^2}=0.731>\mu L=0.372$$

On ajoute un autre étaiement.

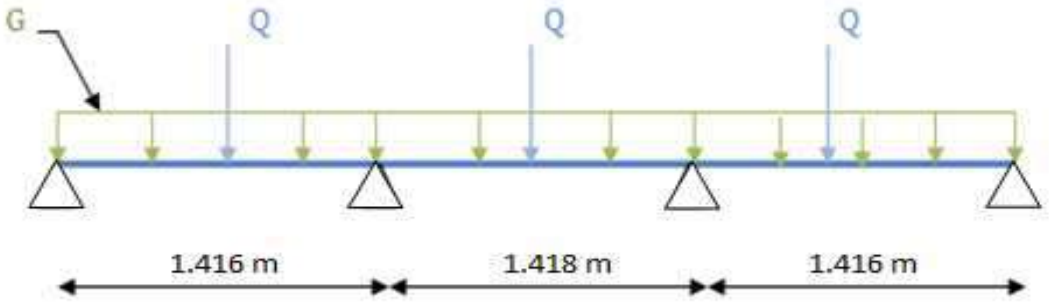


Figure III.16 . Travée avec deux étais espacés de 1.418 m

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.5L kN] = 1 (kN)

M_G =0.193(kN.m)

M_Q = 0.354 (kN.m)

M_u =0.792(kN.m)

$$\mu=\frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)}=\frac{0.792*10^3}{14.2*0.12*30^2}=0.516>\mu L=0.372$$

On ajoute un autre étaiement.

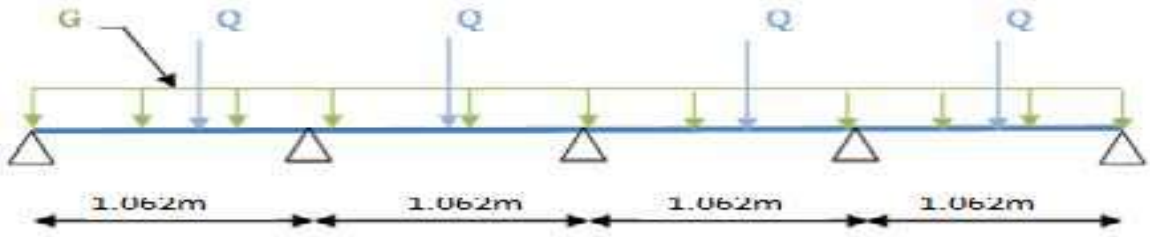


Figure III.17 . Travée avec trois étais espacés de 1.062 m

G = 0.77 (kN/ml)

Q = Max [1 kN ; 0.5L kN] = 1 (kN)

M_G =0.108(kN.m)

M_Q = 0.265 (kN.m)

M_u =0.544(kN.m)

$$\mu = \frac{M_U}{(\delta_{bc})(b)(d^2)} = \frac{0.544 * 10^3}{14.2 * 0.12 * 30^2} = 0.354 < \mu L = 0.372$$

Alors il faut prévoir quatre étaiements le long de la travée espacés de 106.2cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression

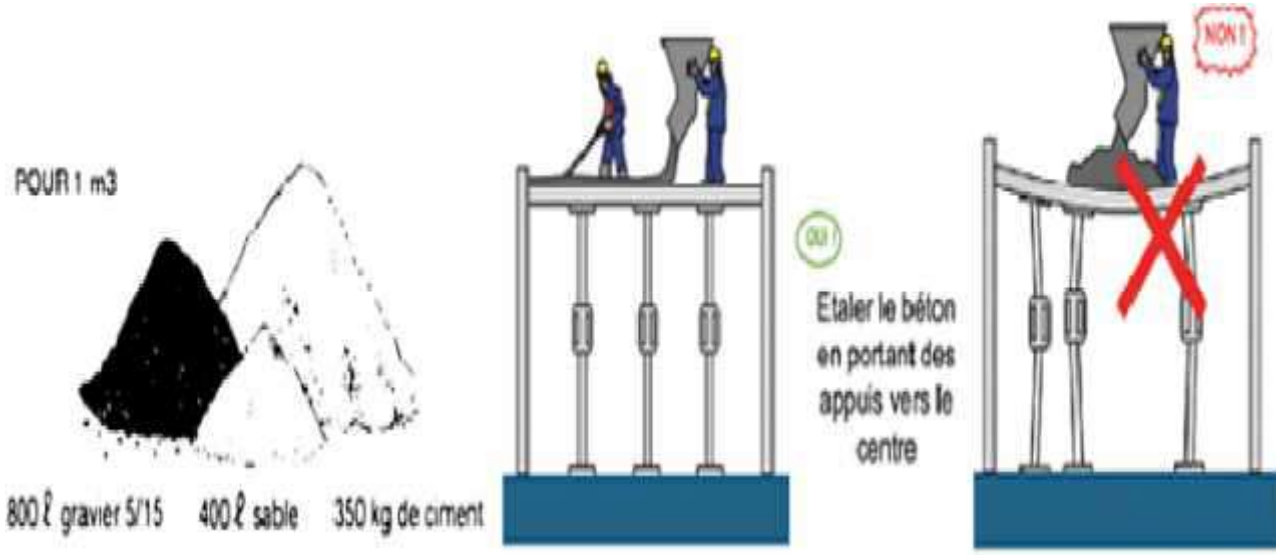


Figure III.18. Choix de disposition des étaiements

b. Après coulage :

III.2.2.1.b.1.Charges et surcharges :

➢ **PARTIE A**

- **Plancher en corps creux (16+4)**
  - ❖ plancher terrasse inaccessible : G= 6,49 KN/m² , Q= 1 KN/m².
  - ❖ plancher étage courant : G= 5,54 KN/m² , Q = 1,5 KN/m².
  - ❖ plancher étage service: G= 5,54 KN/m² , Q =2,5 KN/m².

➢ **PARITE B**

- **Plancher en corps creux (16+4)**
  - ❖ plancher terrasse inaccessible : G= 6,49 KN/m² , Q= 1 KN/m².
  - ❖ plancher étage courant : G= 5,54 KN/m² , Q = 1,5 KN/m².
  - ❖ Plancher étage service: G= 5,54 KN/m² , Q =2,5 KN/m

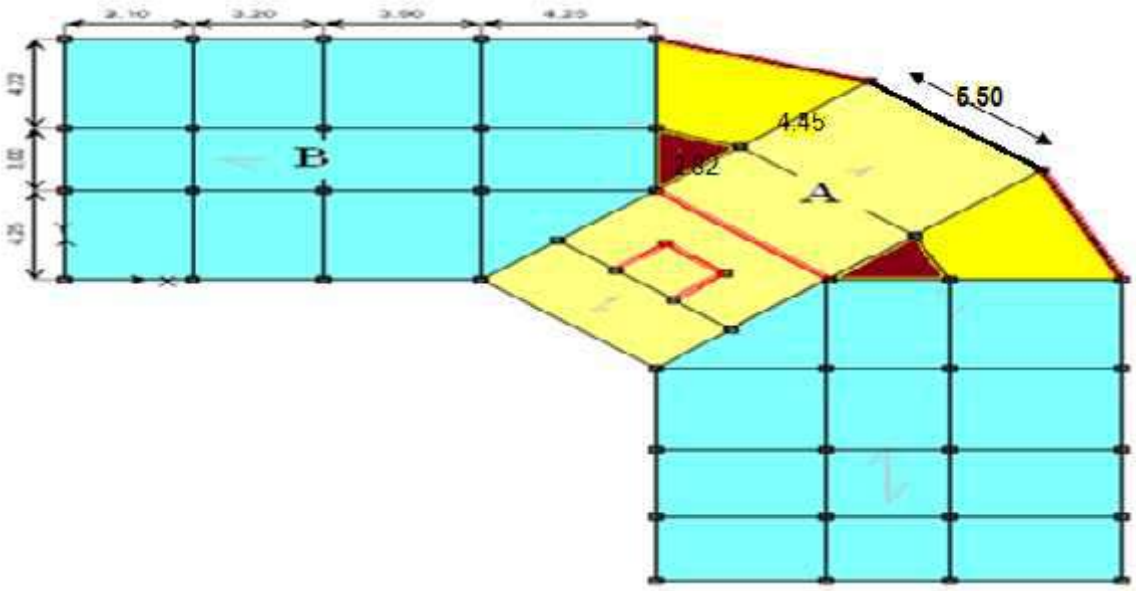


Figure III.19. Schéma des parties A et B

III.2.2.1.b.2 Les différents types de poutrelles :

On a 3 types des poutrelles dans deux parties.

Type 1) :4 travées. (pour parti A étage terrasse)

Type 2) :2 travées. (pour parti A étage courant)

Type 3) : 4 travées. (pour parti B)

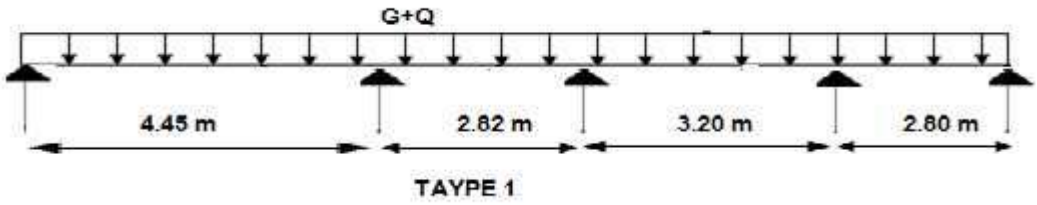


Figure III.20. 1 ère type des poutrelles

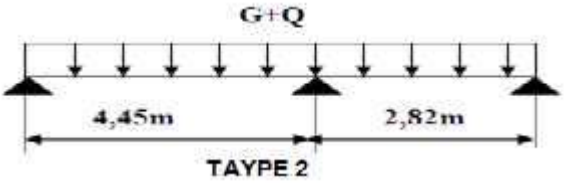


Figure III.21. 2 eme type des poutrelles

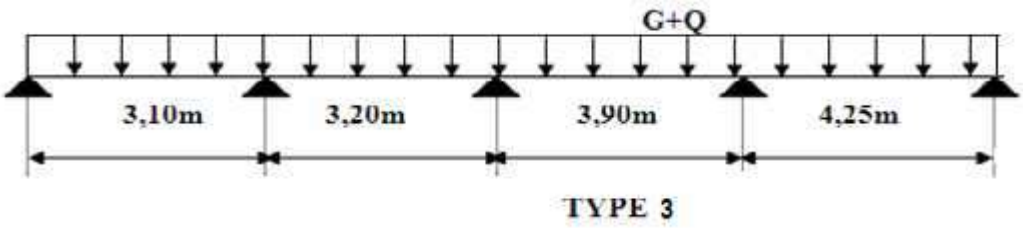


Figure III.22. 3 eme type des poutrelles

III.2.2.1.b.3. Méthode de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments : la méthode **forfaitaire**, méthode de **Caquot** et la méthode de **RDM.**

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- **Méthode forfaitaire**

  - **condition d'application**

1- il faut que le plancher soit à surcharge modérée **:** $Q \leq MAX\{2G,5KN/M^2\}$

2- les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

3 -les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et1, 25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{I+1}} < 1,25$$

4- la fissuration est non préjudiciable.

Dans le cas ou l'une de ces conditions n'est pas **vérifié on applique la méthode de Caquot.**

1-Vérification des conditions d'application

- **Type 1) :4 travées. (pour parti A étagé terrasse)**

- **Plancher en corps creux (16+4)**

❖ **plancher étages terrasse**

G = 6,49 KN/m²

Q = 1,0 KN/m².

$Q \leq (2G\ ;\ 5\ KN/m^2)$……..vérifiée.

● Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité car ses sections sont constants……....vérifier.

● Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25

Type 2: $\frac{4,45}{2,82}$ =1,57…….. Non vérifier.

➢ **Méthode de CAQUOT**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode

✓ **Moment sur appuis**

$$M_a = -\frac{q_w l_w^{'3} + q_e l_e^{'3}}{8,5\left(l_w^{'} + l_e^{'}\right)}$$.....Appuis intermédiaire

✓ **Moment en travée**

$$(M_t) = (M_0) + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)}$$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;
- (M_w ; M_e) : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- q_w: charge répartie à gauche de l'appuis considérée ;
- q_e: charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appuis, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

- l'=l……pour une travée de rive
- l'=0,8l……pour une travée intermédiaire

Où "l" représente la portée de la travée libre

✓ **Effort tranchant**

$$\begin{cases} T_w = \dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}.$$

- T_w: effort tranchant à gauche de l'appui considéré,
- T_e: effort tranchant à droite de l'appui considéré.

2. Evaluation des charges :

Tableau III. 5 . Evaluation des charges et surcharge

plancher	G(kn/m²)	Q(kn/m²)	qu=(1,35*G+1,5*Q)*0,65	qser=(G+Q)*0,65
Etage terrasse	6,49	1,0	6,66	4.86

3. Application

● **Type 1 :** poutrelle à Quatre travées.

❖ **Etage courant**

➢ **calcul à l'ELU**

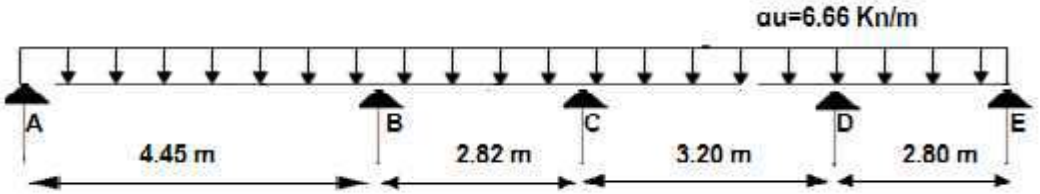


Figure III. 23. 1 ère type des poutrelles (ELU)

Avec :

$$(M_0)_{AB} = \frac{q_u l^2_{AB}}{8} = 16{,}49 KN.m\,.$$

$$(M_0)_{BC} = \frac{q_u l^2_{BC}}{8} = 6{,}53 KN.m$$

$M_A = 0{,}15.\ (M_0)_{AB} = -2{,}47$KN.m.

M_E= 0,15. $(M_0)_{BC}$ = -0,98 KN.m.

$$M_B = -\frac{q_u\left(l'^3{}_w + l'^3{}_e\right)}{8.5\left(l'_w + l'_e\right)} = -\frac{6.66\left(4.45^3 + 2.256^3\right)}{8.5(4.45 + 2.256)} = -12.39KNm$$

$$M_C = -4.60KNm$$

$$M_D = -5.66KNm$$

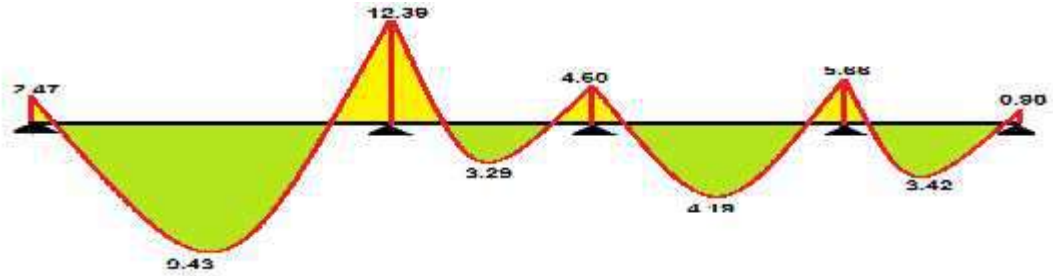


Figure. III. 24 . Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (P.T)

✓ **Moment en travée**

$$(M_t)^{\max} = (M_0) + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)}$$

- $(M_t)^{\max}_{AB} = 9{,}43KN.m$
- $(M_t)^{\max}_{BC} = 3{,}29KN.m$
- $(M_t)^{\max}_{CD} = 4{,}19KN.m$
- $(M_t)^{\max}_{DE} = 3{,}42KN.m$

✓ Effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

- Travée AB (travée de rive)

$$\begin{cases} T_A = 12.59KN \\ T_B = -17.05KN \end{cases}$$

- Travée BC (travée de rive) $\begin{cases} T_B = 12.15KN \\ T_C = -6.63KN \end{cases}$

- Travée CD (travée de rive)

$$\begin{cases} T_C = 10.32KN \\ T_D = -10.99KN \end{cases}$$

- Travée DE (travée de rive)

$$\begin{cases} T_D = 11.00KN \\ T_E = -7.65KN \end{cases}$$

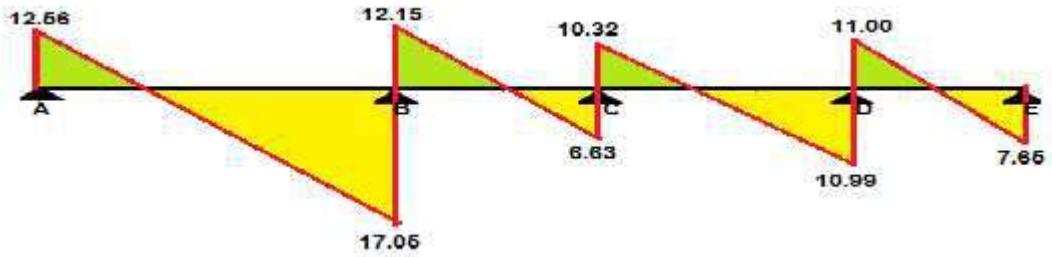


Figure. III.25 .Diagramme des efforts tranchant à l'ELU(P.T)

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. III. 6. Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à L'ELU(P.T)

travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 $(KN.m)$	M_g $(KN.m)$	M_d $(KN.m)$	M_t $(KN.m)$	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	4,45	6,66	16,49	2,47	12,39	9,43	12,59	17,05
BC	2,82	6,66	6,62	12,39	4,60	3,29	12,15	6,63
CD	3.20	6,66	8,52	4,60	5,66	4,19	10,32	10,99
DE	2.80	6,66	6,53	5,66	0,98	3,42	11,00	7,65

➢ **calcul à l'ELS**

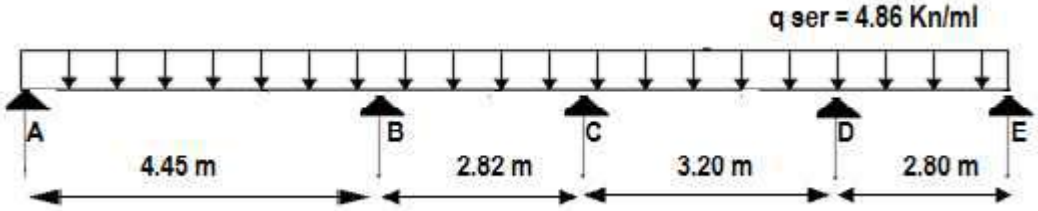


Figure III. 26. 1 ère type des poutrelles (ELS)

Avec :

$$(M_0)_{AB} = \frac{q_u l^2{}_{AB}}{8} = 12{,}03KN.m\,.$$

$$(M_0)_{BC} = \frac{q_u l^2{}_{BC}}{8} = 4{,}83KN.m$$

$M_A = 0{,}15.\ (M_0)_{AB} = -1{,}80KN.m.$

$M_E = 0{,}15.\ (M_0)_{BC} = -0{,}72\ KN.m.$

$$M_B = -\frac{q_u\left(l'^3{}_w + l'^3{}_e\right)}{8.5\left(l'_w + l'_e\right)} = -\frac{4.86\left(4.45^3 + 2.256^3\right)}{8.5(4.45 + 2.256)} = -8.49KNm$$

$$M_C = -4.65KNm$$

$$M_D = -4.13KNm$$

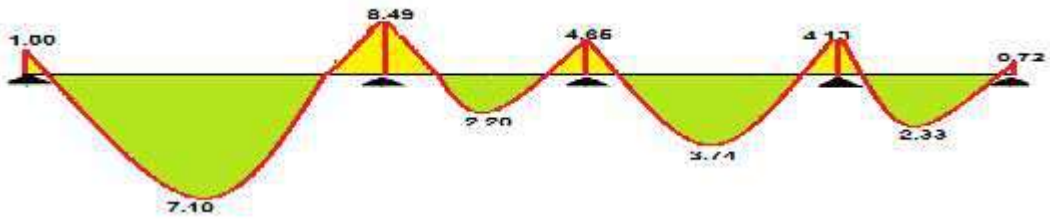


Figure. III. 27. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (P.T)

✓ **Moment en travée**

$$(M_t)^{max} = (M_0) + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)}$$

- $(M_t)^{max}_{AB} = 7{,}11KN.m$
- $(M_t)^{max}_{BC} = 2{,}02KN.m$
- $(M_t)^{max}_{CD} = 1{,}87KN.m$
- $(M_t)^{max}_{DE} = 2{,}49KN.m$

✓ Effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

- Travée AB (travée de rive)

$$\begin{cases} T_A = 9.30KN \\ T_B = -12.31KN \end{cases}$$

- Travée BC (travée de rive)

$$\begin{cases} T_B = 10.74KN \\ T_C = -2.96KN \end{cases}$$

- Travée CD (travée de rive)

$$\begin{cases} T_C = 7.93KN \\ T_D = -7.61KN \end{cases}$$

- Travée DE (travée de rive)

$$\begin{cases} T_D = 10.21KN \\ T_E = -3.39KN \end{cases}$$

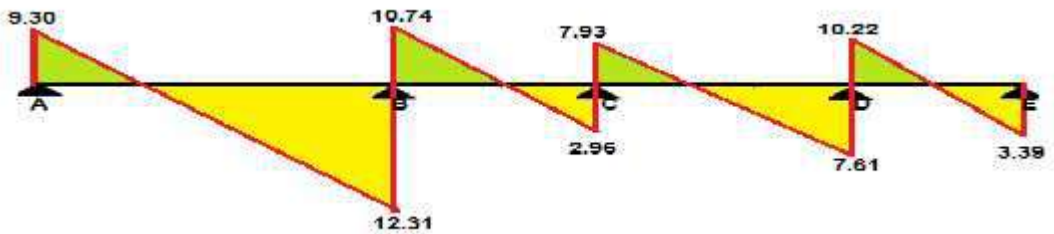


Figure. III.28.Diagramme des efforts tranchant à l'ELS(P.T)

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. III. 7. Les sollicitations dans la poutrelle de type 1 à L'ELS (P.T)

travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 $(KN.m)$	M_g $(KN.m)$	M_d $(KN.m)$	M_t $(KN.m)$	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	4,45	4,86	12,03	1,80	8,49	7.10	9,30	-12,31
BC	2,82	4,86	4,83	8,49	4,56	2.20	10,74	-2,96
CD	3.20	4,86	6,22	4,56	4,13	3.74	7,93	-7,61
DE	2.80	4,86	4,76	4,13	0,72	2.33	10,21	-3,39

➢ **Type 2) :2 travées. (pour parti A étagé courant + service)**

- **Plancher en corps creux (16+4)**

❖ **plancher étages courants**

G = 5,54 KN/m²

Q = 1,5 KN/m².

Q ≤ (2G ; 5 KN/m²)……..vérifiée.

❖ **plancher étage service**

G = 5,54 KN/m².

Q = 2,5 KN/m²

Q ≤ (2G ; 5 KN/m²)…….vérifiée.

● Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité car ses sections sont constants……....vérifier.

● Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25

Type 1 : $\frac{4,45}{2,82}$ =1,57…….. Non vérifier.

➢ **Méthode de CAQUOT**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

2. Evaluation des charges :

Tableau III. 8. Evaluation des charges et surcharge

plancher	G(kn/m²)	Q(kn/m²)	qu=(1,35*G+1,5*Q)*0,65	qser=(G+Q)*0,65
Etage courant	5,54	1,5	6,31	4.57
service	5,54	2,5	7.29	5.22

3. Application

● **Type 2 :** poutrelle à deux travées.

❖ **Etage courant**

➢ **calcul à l'ELU**

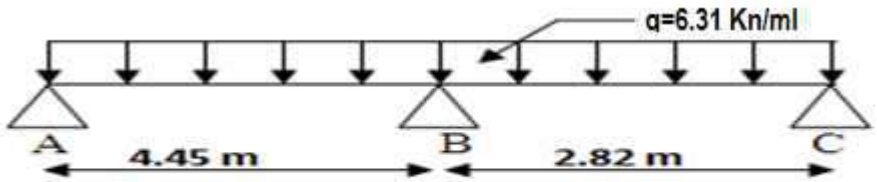


Figure III. 29 . 2 eme type des poutrelles (ELU)

Avec :

$$(M_0)_{AB} = \frac{q_u l^2{}_{AB}}{8} = 15{,}61 KN.m\,.$$

$$(M_0)_{BC} = \frac{q_u l^2{}_{BC}}{8} = 6{,}27 KN.m$$

$M_A = 0{,}15.\ (M_0)_{AB} = -2{,}34 KN.m.$

$M_C = 0{,}15.\ (M_0)_{BC} = -0{,}94\ KN.m.$

$$M_B = -\frac{q_u\left(l'^3{}_w + l'^3{}_e\right)}{8.5\left(l'_w + l'_e\right)} = -\frac{6.31\left(4.45^3 + 2.82^3\right)}{8.5(4.45 + 2.82)} = -11.28 KNm$$

✓ **Moment en travée**

$$(M_t)^{\max}_{AB} = (M_0)_{AB} + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)_{AB}}$$

$$(M_t)^{\max}_{AB} = 15.61 + \frac{(-2.34 - 11.28)}{2} + \frac{(-2.34 + 11.28)^2}{16(15.61)} = 9{,}12 KN.m$$

$$(M_t)_{BC}^{max} = (M_0)_{BC} + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)_{BC}}$$

$$(M_t)_{BC}^{max} = 6.27 + \frac{(-11.28 - 0.94)}{2} + \frac{(-11.28 + 0.94)^2}{16(6.27)} = 1{,}22KN.m$$

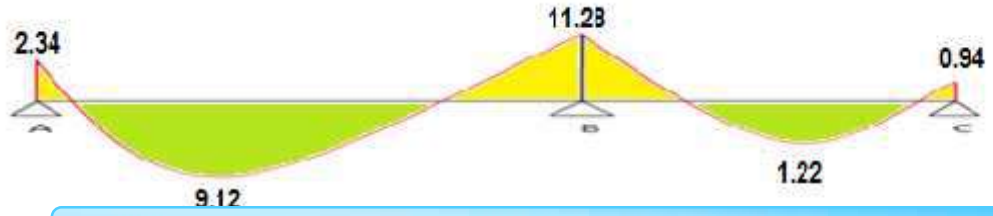


Figure. III. 30. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (P.C)

✓ Effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

- Travée AB (travée de rive)

$$\begin{cases} T_A = \dfrac{(4.45)(6.31)}{2} + \dfrac{-11.28 + 2.34}{4.45} = 12.02KN \\ T_B = -\dfrac{(4.45)(6.31)}{2} + \dfrac{-11.28 + 2.34}{4.45} = -16.03KN \end{cases}$$

- Travée BC (travée de rive)

$$\begin{cases} T_B = 12.55KN \\ T_C = -5.23KN \end{cases}$$

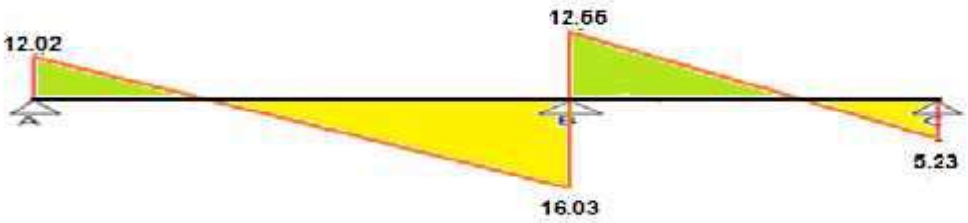


Figure. III.31 .Diagramme des efforts tranchant à l'ELU(P.C)

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. III. 9. Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à L'ELU(P.C)

travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 $(KN.m)$	M_g $(KN.m)$	M_d $(KN.m)$	M_t $(KN.m)$	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	4,45	6,31	15,61	2,34	11,28	9,12	12,02	-16,03
BC	2,82	6,31	6,27	11,28	0,94	1,22	12,55	-5,23

- **calcul à l'ELS**

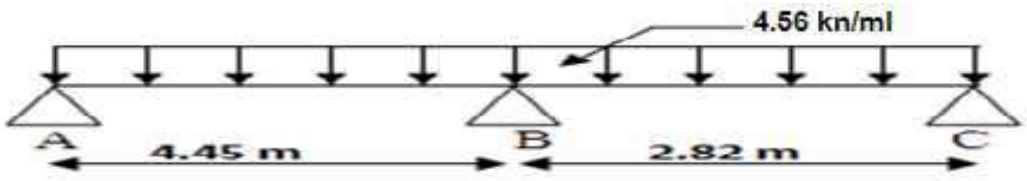


Figure III.32. 2 eme type des poutrelles (ELS)

Avec :

$$(M_0)_{AB} = \frac{q_{ser} l^2{}_{AB}}{8} = 11{,}28 KN.m.$$

$$(M_0)_{BC} = \frac{q_u l^2{}_{BC}}{8} = 4{,}53 KN.m$$

$M_A = 0{,}15.\ (M_0)_{AB} = 1{,}69$ KN.m.

$M_C = 0{,}15.\ (M_0)_{BC} = 0{,}67$ KN.m.

$$M_B = -\frac{q_u\left(l'^3{}_w + l'^3{}_e\right)}{8.5\left(l'_w + l'_e\right)} = -\frac{4.56\left(4.45^3 + 2.82^3\right)}{8.5(4.45 + 2.82)} = -8.15 KNm$$

- ✓ **Moment en travée**

$$(M_t)_{AB}^{\max} = (M_0)_{AB} + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)_{AB}}$$

$$(M_t)_{AB}^{\max} = 11.28 + \frac{(-1.69 - 8.15)}{2} + \frac{(-1.69 + 8.15)^2}{16(11.28)} = 6.59 KN.m$$

$$(M_t)_{BC}^{max} = (M_0)_{BC} + \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{16(M_0)_{BC}}$$

$$(M_t)_{BC}^{max} = 4.53 + \frac{(-8.15 - 0.67)}{2} + \frac{(-8.15 + 0.67)^2}{16(4.53)} = 1{,}19KN.m$$

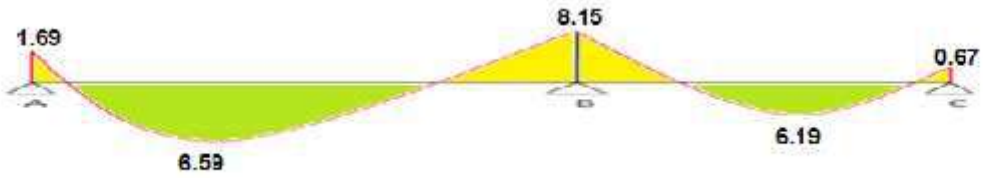


Figure. III.33. Diagramme des moments fléchissant à l'ElS (P.C)

✓ Effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

- Travée AB (travée de rive)

$$\begin{cases} T_A = \frac{(4.45)(4.53)}{2} + \frac{-8.15 + 1.69}{4.45} = 8.61KN \\ T_B = -\frac{(4.45)(4.53)}{2} + \frac{-8.15 + 1.69}{4.45} = -11.52KN \end{cases}$$

- Travée BC (travée de rive)

$$\begin{cases} T_B = 9.03KN \\ T_C = -3.73KN \end{cases}$$

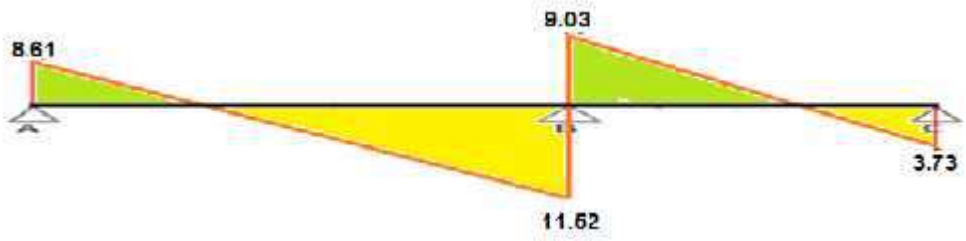


Figure. III.34 .Diagramme des efforts tranchant à l'ElS (P.C)

❖ **plancher étage service**

➢ **calcul à l'ELU**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .III.10.Les sollicitations dans la poutrelle de type 2 à L'ELU (P.S)

travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 $(KN.m)$	M_g $(KN.m)$	M_d $(KN.m)$	M_t $(KN.m)$	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	4,45	7.29	18.04	2.70	13.04	10.54	13.89	-18.54
BC	2,82	7.29	7.24	13.04	1.08	1.41	14.51	-6.03

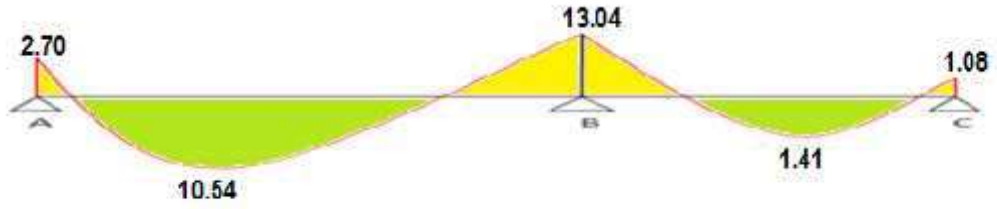


Figure. III. 35. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (P.S)

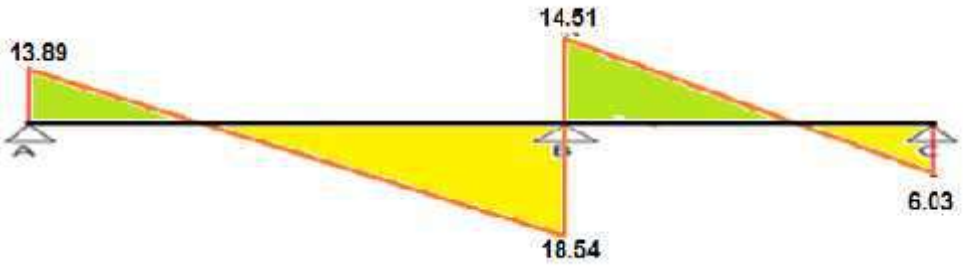


Figure. III. 36.Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (P.S)

➢ **calcul à l'ELS**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.11.Les sollicitations dans la poutrelle de type1à L'ELS (P.S)

travée	L (m)	q_S (KN/m)	M_0 $(KN.m)$	M_g $(KN.m)$	M_d $(KN.m)$	M_t $(KN.m)$	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	4,45	5,22	12.92	1.93	9.33	7.91	9.95	-13.27
BC	2,82	5,22	5.18	9.33	0.77	1.01	10.39	-4.33

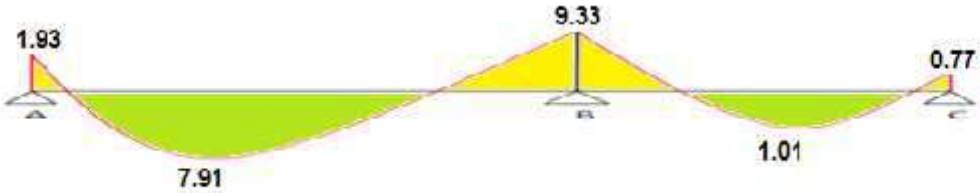


Figure. III. 37. Diagramme des moments fléchissant à l'ElS (P.S)

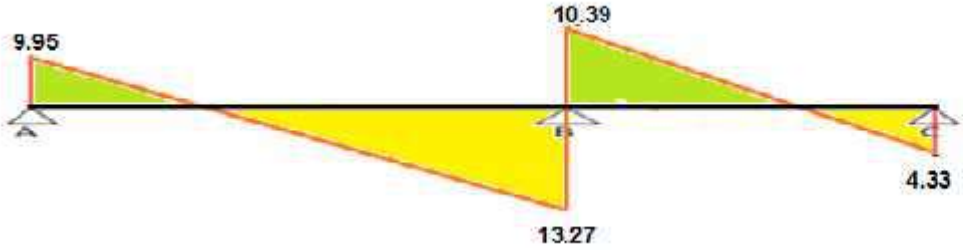


Figure. III.38.Diagramme des efforts tranchant à l'ELS (P.S)

PARTIE B

- **Plancher en corps creux (16+4)**

❖ **plancher terrasse inaccessible**

G = 6,49 KN/m²

Q = 1KN/m²

Q ≤ max (2G ; 5KN/m²)……..vérifier.

❖ **plancher étages courants**

G = 5,54 KN/m²

Q = 1,5 KN/m².

Q ≤ (2G ; 5 KN/m²)……..vérifier.

❖ **plancher étage service**

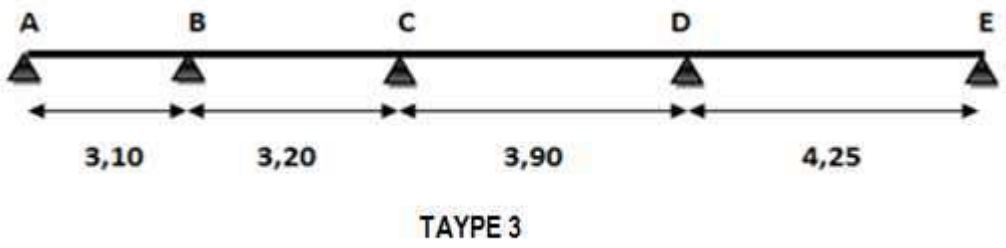
G = 5,54 KN/m².

Q = 2,5 KN/m²

Q ≤ (2G ; 5 KN/m²)…….vérifier.

● Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité car ses sections sont constants……....vérifier.

● Les portées successives sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25



TAYPE 3

Figure III. 39. 3 eme type des poutrelles

Donc on a toujours : $0{,}8 \leq \frac{L_i}{L_{I+1}} < 1{,}25$ ……vérifier.

Dans ce cas on applique **la méthode forfaitaire.**

➢ **Exposée de la méthode**

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement.

- **Calcul des moments**

Soit : $\sim = \frac{Q}{Q+G}$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max\{(1+0{,}3\sim)M_0 ; 1{,}05M_0\}.$$

$M_t \geq \frac{1{,}2 + 0{,}3\sim}{2} M_0$ …….. (Cas d'une travée de rive).

$M_{t1} \geq \frac{1+0{,}3\sim}{2} M_0$ …….. (Cas d'une travée intermédiaire).

Avec :

-M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment isostatique)

-M_g et M_d: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

- M_t : le moment maximal en travée dans la travée considérée

- M = 0.15 M_0……appui de rive

- M = 0.6 M_0……pour une poutre à deux travées

-M = 0.5 M_0……...pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

-M=0.4 M_0……pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

- **Calcul des efforts tranchants**

On considère qu'il y a discontinuité entre les travées, donc les efforts tranchants du système hyperstatique sont confondus avec les efforts tranchants du système isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire, on tient compte des moments de continuité.

Alors considère chaque travée séparément et en multiplie l'effort tranchant isostatique par un coefficient (C) tel que :

C = 1,15 cas de travée de rive pour les poutres à deux travée.

C = 1,1 cas de travée de rive pour les poutres à plus deux travées.

1. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.12. Evaluation des charges et surcharge

plancher	G(kn/m²)	Q(kn/m²)	qu=(1,35*G+1,5*Q)*0,65	qser=(G+Q)*0,65
terrasse	6,49	1	6,67	4,87
Etage courant	5,54	1,5	6,32	4,58
service	5,54	2,5	7,30	5,23

2. Application

- **Type 3 :** poutrelle à quatre travées.

❖ **plancher terrasse inaccessible**

➢ **calcul à l'ELU**

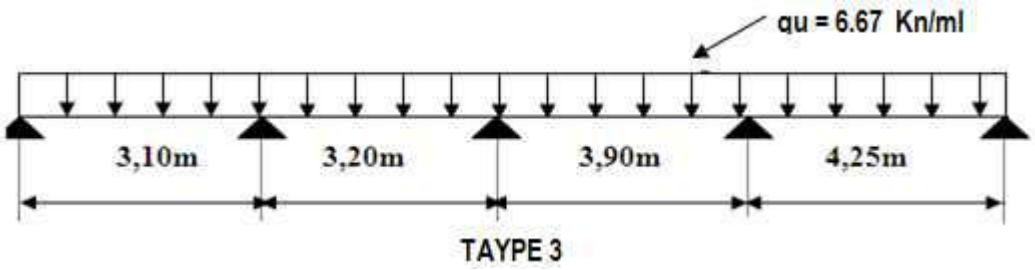
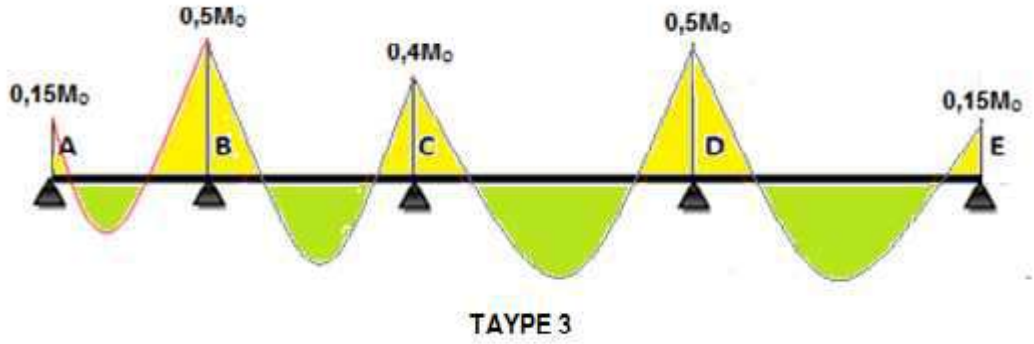


Figure III. 40. 2 eme type des poutrelles (ELU)

Avec : ● **Moment isostatique :** $(M_0)_{ij} = \frac{q_u . l_{ij}^2}{8}$ ……..d'ou :

- ✓ $(M_0)_{AB}$ = 8,01 KN.m.
- ✓ $(M_0)_{BC}$ = 8,54 KN.m.
- ✓ $(M_0)_{CD}$ = 12,68 KN.m.
- ✓ $(M_0)_{DE}$ = 15,06KN.m.

● **Moment aux appuis**



D'où : M_A = 1,20 KN.m

- ✓M_B = 4,27 KN.m
- ✓M_C = 5,07 KN.m
- ✓M_D = 7,53 KN.m
- ✓M_E = 2,30 KN.m

● **Moment en travée :(M_t^{max})**

$$\sim = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,38} = 0,14$$

$$\begin{cases} (1+0,3\sim) = 1,04. \\ \dfrac{1+0,3\sim}{2} = 0,52. \\ \dfrac{1,2+0,3\sim}{2} = 0,62 \end{cases}$$

✓ Travée AB (travée de rive) :

$$M_t \geq \max\begin{Bmatrix} 1,05M_0 \\ (1+0,3\sim)M_0 \end{Bmatrix} - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq 5.67KN.m$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\sim}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 4,97KN.m$$

D'où **$(M_t)_{AB}$ = 5,67 KN.m.**

✓ Travée BC (travée intermédiaire) :

$$M_t \geq \max\begin{Bmatrix} 1,05M_0 \\ (1+0,3\sim)M_0 \end{Bmatrix} - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq 4,29KN.m$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\sim}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 4,45KN.m$$

D'où **$(M_t)_{BC}$ = 4,45 KN.m.**

✓ Travée CD (travée intermédiaire) :

$$M_t \geq \max\begin{Bmatrix} 1,05M_0 \\ (1+0,3\sim)M_0 \end{Bmatrix} - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq 7,01KN.m$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\sim}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 6,61KN.m$$

D'où **$(M_t)_{CD}$ = 7,01 KN.m.**

✓ Travée DE (travée de rive) :

$$M_t \geq \max\begin{Bmatrix} 1,05M_0 \\ (1+0,3\sim)M_0 \end{Bmatrix} - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq 10,99KN.m$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\sim}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 9,35KN.m$$

D'où $(M_t)_{DE}$ = **10,99 KN.m**

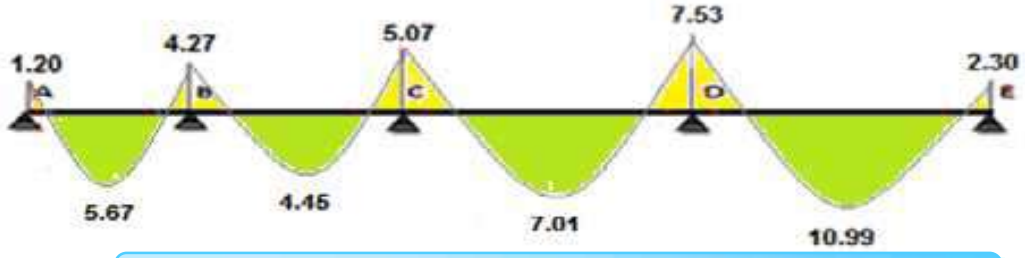


Figure. III.41. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU(P.T)

✓ **Effort tranchant**

- Travée AB (travée de rive) :

$$\begin{cases} T_A = \frac{ql}{2} = 10{,}33KN \\ T_B = 1{,}1.\frac{ql}{2} = 11{,}36KN \end{cases}$$

- Travée BC (travée intermédiaire) :

$$\begin{cases} T_B = 1{,}1.\frac{ql}{2} = 11{,}73KN \\ T_C = \frac{ql}{2} = 10{,}67KN \end{cases}$$

- Travée CD (travée intermédiaire) :

$$\begin{cases} T_C = \frac{ql}{2} = 13{,}00KN \\ T_D = 1{,}1.\frac{ql}{2} = 14{,}30KN \end{cases}$$

- Travée DE (travée de rive) :

$$\begin{cases} T_D = 1{,}1.\frac{ql}{2} = 15{,}58KN \\ T_E = \frac{ql}{2} = 14{,}17KN \end{cases}$$

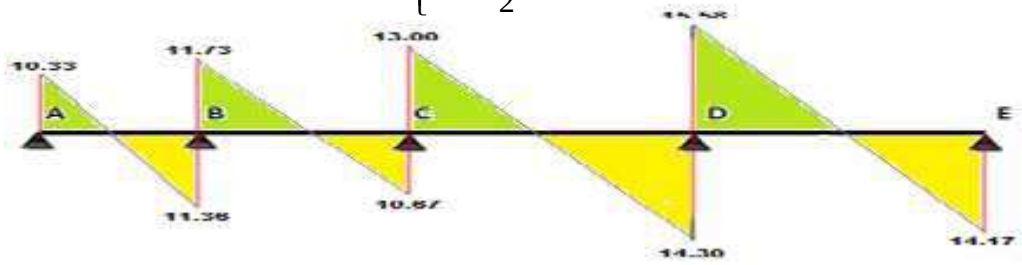


Figure. III. 42.Diagramme des efforts tranchant à l'ELU(P.T)

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. III.13 .Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à L'ELU

travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 $(KN.m)$	M_g $(KN.m)$	M_d $(KN.m)$	M_t $(KN.m)$	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	3,10	6,67	8,01	1,20	4,27	5,67	10,33	11,36
BC	3,20	6,67	8,54	4,27	5,07	4,45	11,73	10,67
CD	3,90	6,67	12,68	5,07	7,53	7,01	13,00	14,30
DE	4,25	6,67	15,06	7,53	2,30	10,99	15,58	14,17

➢ **calcul à l'ELS**

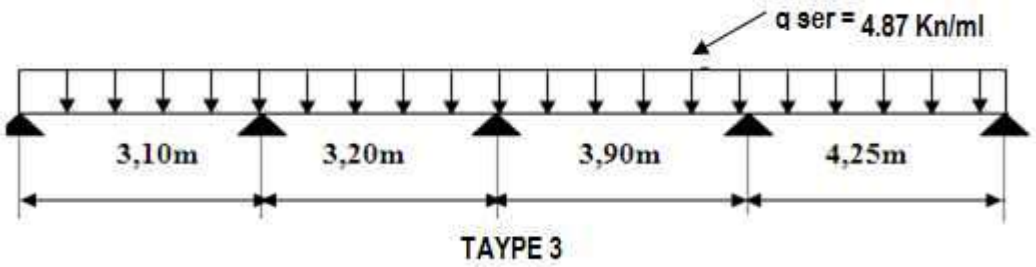


Figure III. 43. 2 eme type des poutrelles (ELS)

Avec :● **Moment isostatique :** $(M_0)_{ij} = \frac{q_u . l_{ij}^2}{8}$ ……..d'ou :

- ✓ $(M_0)_{AB}$ = 5,85 KN.m.
- ✓ $(M_0)_{BC}$ = 6,23 KN.m.
- ✓ $(M_0)_{CD}$ = 9,25 KN.m.
- ✓ $(M_0)_{DE}$ = 10,99KN.m.

● **Moment aux appuis**

- ✓M_A = 0,88KN.m
- ✓M_B = 3,11 KN.m
- ✓M_C = 3,70 KN.m
- ✓M_D = 5,50 KN.m
- ✓M_E = 1,65 KN.m

● **Moment en travée :(M_t^{max})**

$$\sim = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,38} = 0,14$$

$$\begin{cases} (1+0,3\sim) = 1,04. \\ \dfrac{1+0,3\sim}{2} = 0,52. \\ \dfrac{1,2+0,3\sim}{2} = 0,62 \end{cases}$$

✓ Travée AB (travée de rive) :

$$M_t \geq \max\begin{Bmatrix} 1,05M_0 \\ (1+0,3\sim)M_0 \end{Bmatrix} - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq 4,15KN.m$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\sim}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 3,63KN.m$$

D'où $(\mathbf{M_t})_{\mathbf{AB}}$ = **4,15 KN.m.**

✓ Travée BC (travée intermédiaire) :

$$M_t \geq \max\begin{Bmatrix} 1,05M_0 \\ (1+0,3\sim)M_0 \end{Bmatrix} - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq 3,14KN.m$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\sim}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 3,25KN.m$$

D'où $(\mathbf{M_t})_{\mathbf{BC}}$ = **3,25 KN.m.**

✓ Travée CD (travée intermédiaire) :

$$M_t \geq \max\begin{Bmatrix} 1,05M_0 \\ (1+0,3\sim)M_0 \end{Bmatrix} - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq 5,11KN.m$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\sim}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 4,82KN.m$$

D'où $(\mathbf{M_t})_{\mathbf{CD}}$ = **5,11 KN.m.**

✓ Travée DE (travée de rive) :

$$M_t \geq \max\begin{Bmatrix} 1,05M_0 \\ (1+0,3\sim)M_0 \end{Bmatrix} - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_t \geq 7,96KN.m$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\sim}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 6,82KN.m$$

D'où $(\mathbf{M_t})_{\mathbf{DE}}$ = **7,96 KN.m**

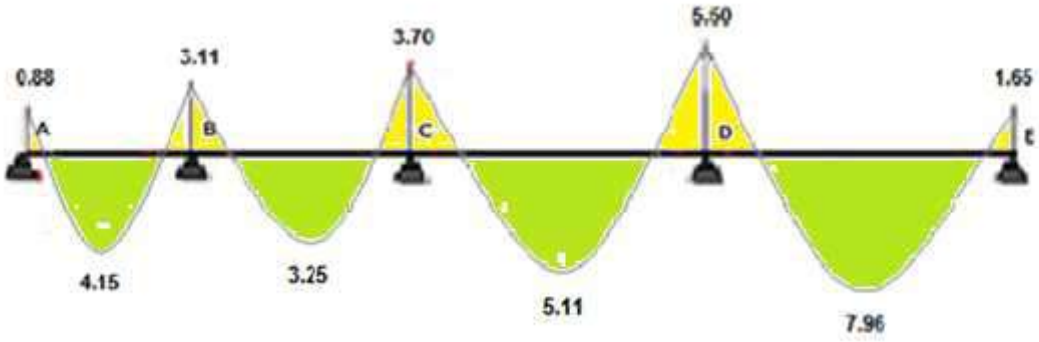


Figure. III.44. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (P.T)

✓ **Effort tranchant**

- Travée AB (travée de rive) :

$$\begin{cases} T_A = \dfrac{ql}{2} = 7{,}55KN \\ T_B = 1{,}1.\dfrac{ql}{2} = 8{,}30KN \end{cases}$$

- Travée BC (travée intermédiaire) :

$$\begin{cases} T_B = 1{,}1.\dfrac{ql}{2} = 8{,}57KN \\ T_C = \dfrac{ql}{2} = 7{,}79KN \end{cases}$$

- Travée CD (travée intermédiaire) :

$$\begin{cases} T_C = \dfrac{ql}{2} = 9{,}50KN \\ T_D = 1{,}1.\dfrac{ql}{2} = 10{,}45KN \end{cases}$$

- Travée DE (travée de rive) :

$$\begin{cases} T_D = 1{,}1.\dfrac{ql}{2} = 11{,}39KN \\ T_E = \dfrac{ql}{2} = 10{,}35KN \end{cases}.$$

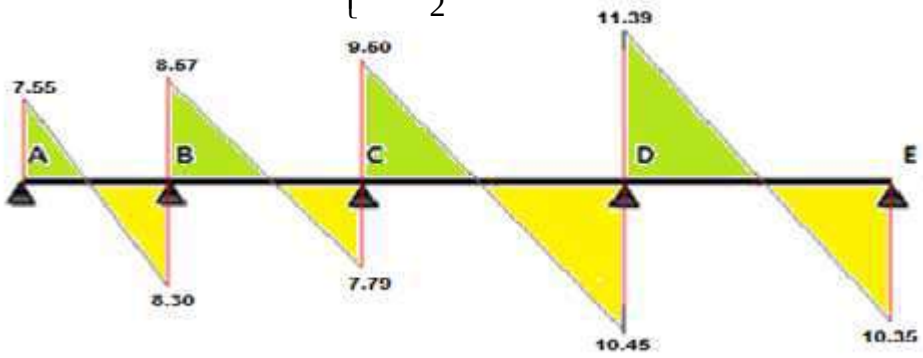


Figure. III.45.Diagramme des efforts tranchant à l'ELS(P.T)

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .III.14.Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à L'ELS

travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 $(KN.m)$	M_g $(KN.m)$	M_d $(KN.m)$	M_t $(KN.m)$	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	3,10	4,87	5,85	0,88	3,11	4,15	7,55	8,30
BC	3,20	4,87	6,23	3,11	3,70	3,25	8,57	7,79
CD	3,90	4,87	9,25	3,70	5,50	5,11	5,50	10,45
DE	4,25	4,87	10,99	5,50	1,65	7,96	11,39	10,35

- **plancher étages courants**

  - **calcul à l'ELU**

    Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. III.15. Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à L'ELU

travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 $(KN.m)$	M_g $(KN.m)$	M_d $(KN.m)$	M_t $(KN.m)$	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	3,10	6,32	7,59	1,14	4,05	5,47	9,80	10,78
BC	3,20	6,32	8,09	4,05	4,81	4,30	11,12	10,11
CD	3,90	6,32	12,02	4,81	7,14	6,80	12,32	13,55
DE	4,25	6,32	14,27	7,14	2,14	10,53	14,77	13,43

➢ **calcul à l'ELS**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau. III.16. Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à L'ELS

travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 $(KN.m)$	M_g $(KN.m)$	M_d $(KN.m)$	M_t $(KN.m)$	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	3,10	4,58	5,50	0,83	2,93	3,97	7,10	7,81
BC	3,20	4,58	5,86	2,93	3,48	3,11	8,06	7,33
CD	3,90	4,58	8,71	3,48	5,17	4,93	8,93	9,82
DE	4,25	4,58	10,34	5,17	1,55	7,63	10,70	9,73

❖ **plancher étage service**

➢ **calcul à l'ELU**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau . III.17.Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à L'ELU

travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 $(KN.m)$	M_g $(KN.m)$	M_d $(KN.m)$	M_t $(KN.m)$	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	3,10	7,30	8,77	1,32	4,67	6,59	11,32	12,45
BC	3,20	7,30	9,34	4,67	5,55	5,10	12,85	11,68
CD	3,90	7,30	13,88	5,55	8,24	8,28	14,24	15,66
DE	4,25	7,30	16,48	8,24	2,47	12,65	17,66	15,51

➢ **calcul à l'ELS**

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau . III.18.Les sollicitations dans la poutrelle de type 3 à L'ELS

travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 $(KN.m)$	M_g $(KN.m)$	M_d $(KN.m)$	M_t $(KN.m)$	T_g (KN)	T_d (KN)
AB	3,10	5,23	6,28	0,94	3,35	4,72	8,11	8,92
BC	3,20	5,23	6,69	3,35	3,98	3,66	9,21	8,37
CD	3,90	5,23	9,94	3,98	5,91	5,92	10,20	11,22
DE	4,25	5,23	11,81	5,91	1,77	9,07	12,22	11,11

III.2.2.2.Ferraillage de la poutrelle :

PARTIE A

❖ **Plancher (terrasse + courant)**

➢ **L'ELU :**

Le ferraillage se fera en considérant le moment maximal après correction.

-En travée : M_t^{max} =9,43KN .m

-Sur appui : M_a^{max} =12,39KN .m

1. Ferraillage longitudinal

a) En travée :

On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression.

$$M_0 = bh_0\left(d - \frac{h_0}{2}\right)f_{bu} = 0{,}65\times 0{,}04\times\left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right)\times 14{,}17\times 10^3 = 58{,}95KN.m$$

M_0=58,95KN.m

M_t^{max}=9,43KN.m } $\Longrightarrow$ $M_0 > M_t^{max}$ donc l'axe neutre est dans la table de compression, la section en T sera calculée comme étant une section rectangulaire de :bxh=65x20(cm^2).

$$«_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9{,}43}{0{,}65\times 0{,}18^2\times 14{,}17\times 10^3} = 0{,}032$$

$«_u < «_L = 0.392 \Rightarrow$ SSA.

$«_u = 0{,}032 \Rightarrow$ β=0,984

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{d\pm_{st}} = \frac{9{,}43}{0{,}984x0{,}18x348x10^3} = 1{,}52cm^2$$

Soit :A_{st}=**3HA10= 2,36cm^2.**

a) Aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera notre calcul comme une section rectangulaire de (12x20) cm^2.

$$«_u = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,39}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,17 \times 10^3} = 0,23$$

$$«_u = 0,23 < «_L = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$«_u = 0,23 \Rightarrow \beta = 0,868$$

$$A_{sa} = \frac{M_a^{max}}{d \pm_{st}} = \frac{12,39}{0,868x0,18x348x10^3} = 2,28cm^2$$

Soit **A_{sa}=1HA14+1HA10 = 2,33cm^2.**

2.Vérification à l'ELU :

a)Vérification de la condition de non fragilité:

- **Aux appuis :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{fe} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26\ cm^2$$

$$A_{min} = 0,26cm^2 < A_{sa} = 1,54cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée:**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 2.1 \times 18}{400} = 1.41cm^2$$

$$A_{min} = 1,41cm^2 < A_{st} = 2,33cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b)Vérification au cisaillement : [4] ►► Art[A-5-1-1]◄◄

$$²_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{17,05 \times 10}{18 \times 12} = 0,789MPa$$

$$\bar{²}_u = \min\left\{0.2\frac{f_{C28}}{¥_b};5MPa\right\} = \left\{0.2 \times \frac{25}{1.5};5MPa\right\} = \min\{3.33;5MPa\} = 3.33MPa.$$

$$²_u = 0,789MPa < \bar{²}_u = 3.33MPa \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➢ **Au voisinage des appuis**

- **Appuis de rives**

- **Vérification de la compression du béton**

$$\pm_b = \frac{T_u}{0{,}9 b_0 d} \leq 0{,}4 \frac{f_{c28}}{¥_b}$$

Avec : $T_u = 12{,}56kN$ (appuis de rive)

$$\pm_b = \frac{12{,}56 \times 10^3}{0{,}9x120x180} = 0{,}64MPa \prec 0{,}4 \frac{f_{c28}}{¥_b} = 6{,}67MPa.....Vérifiée$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 2{,}33cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{fe}{¥_s}} = 0{,}36cm^2 .....Vérifiée$$

- **Appuis intermédiaires**

- **Vérification de la contrainte de compression**

$$\pm_b = \frac{T_u^{\max}}{0{,}9 b_0 d} = \frac{17{,}05 \times 10^3}{0{,}9x120x180} = 0{,}88MPa \prec 0{,}4 \frac{f_{c28}}{¥_b} = 6{,}67MPa.....Vérifiée$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 2{,}33cm^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0{,}9d}}{\pm_s} = 0{,}033.....Vérifiée$$

- **ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\pm_{bc} \leq \mp_{bc}$.

Avec : $\pm_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$, et $\mp_{bc} = 0{,}6 f_{c28}$ = 15MPa.

- **Détermination de l'axe neutre**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s (y - c') - nA_s (d - y) = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65cm$ *(travée)* ; $b_0=12cm$*(appuis)* ; $c=c'=2cm$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d-y)^2 + 15A'_s(y-c')^2 \end{cases}$$

Si $y \prec h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée

Si $y \succ h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b-b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b-b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + (b-b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \end{cases}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.19. Vérification de la contrainte de compression dans le béton P(T+C)

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	$\pm_{bc}$ (Mpa)	$\pm_{bc}$ Y $\mp_{bc}$
Travée	7,10	2,36	3,91	8323,05	3,34	vérifiée
Appui	8,49	2,33	3,89	8233,65	4,01	vérifiée

3. Vérification de la flèche

D'après le **B.A.E.L91**, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$h/L \geq 1/16$

$A_s / bd \leq 4,2 / fe$

$h/L \geq 1/10\ (M_t/M_o)$

Nous avons : $h/L \geq 1/16$; et $h/L \geq 1/10\ (M_t/M_o)$ **Pas vérifiée.**

La vérification de la flèche est nécessaire.

Avec :

$h=20cm$; $b_0=12cm$; $d=18cm$; $L=4,45m$; $M_{tser}=7,10kNm$; $A_s=2,36cm^2$; $fe=400MPa$.

- **Position de l'axe neutre " y_1 " [4]**

$$y_1 = \frac{bh_0\frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0\left(\frac{h-h_0}{2}+h_0\right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène " I_0 " [4]**

$$I_0 = \frac{b}{3}y_1^3 + \frac{b_0}{3}(h-y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3}(y_1-h_0)^3 + 15A_s(d-y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs [4]**

$$I_{fi} = \frac{1{,}1I_0}{1+\mu_i \lambda} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\mu_v \lambda}$$

Avec :

$$\mu_i = \frac{0{,}05 f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)} \text{.....Pour la déformation instantanée.}$$

$$\mu_v = \frac{0{,}02 f_{t28}}{\rho\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)} \text{.....Pour la déformation différée.}$$

$\rho = \frac{A_s}{b_0 d}$: Pourcentage des armatures.

$$\lambda = 1 - \frac{1{,}75 f_{c28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

$$\bar{f} = \frac{445}{500} = 0{,}89\ cm.$$

Tableau III.20. Vérification de la flèche P(T+C)

M(kN.m)	A(cm²)	y (cm)	ρ	ß	σ_s (MPa)	µ	λ_i	λ_v
7,10	2,36	7,09	0,012	0,85	196,63	0,68	3,42	1,37
I (cm⁴)	**I_{fi} (cm⁴)**	**I_{fv} (cm⁴)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
20021,12	6622,33	11401,55	4,45	4,90	8,54	3,64	8,9	**C.V**

4. Ferraillage transversal

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe= 235 MPa). Le ferraillage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

Suivant le **RPA99 ►► Art [7-5-2-2]◄◄**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 b_0 \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12¤_l\right) \text{.....zone nodale} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \text{.....zone courante} \end{cases}$$

Avec : $¤_t \leq \min\left(\dfrac{h}{35}; \dfrac{b_0}{10}; ¤_l\right)$

$¤_l$ **:** Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$¤_t \leq \min(5{,}71; 12; 10) = 5{,}71\,mm$**.** On adopte $¤_t = 6\,mm \Rightarrow A_t = 2¤6 = 0{,}57\,cm^2$

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036\,cm \\ S_t \leq 5cm \text{.....zone nodale} \\ S_t \leq 10cm \text{.....zone courante} \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0{,}036} = 15{,}83\,\text{cm} \quad \text{on prend St= 15 cm}$$

❖ **Plancher étage service**

Le ferraillage se fera en considérant le moment maximal après correction.

-En travée :M_t^{max} =10,54KN .m

-Sur appui :M_a^{max} =13,04KN .m

1. Ferraillage longitudinal

b) En travée :

On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression.

$$M_0 = bh_0\left(d - \frac{h_0}{2}\right)f_{bu} = 0{,}65\times 0{,}04\times\left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right)\times 14{,}17\times 10^3 = 58{,}95KN.m$$

M_0 =58,95KN.m

M_t^{max} =10,54KN.m } $\Longrightarrow$ $M_0 > M_t^{max}$ donc l'axe neutre est dans la table de compression, la section en T sera calculée comme étant une section rectangulaire de :bxh=65x20(cm^2) .

-Calcul de α_u :

$$\alpha_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10{,}54}{0{,}65\times 0{,}18^2\times 14{,}17\times 10^3} = 0{,}035$$

$\alpha_u < \alpha_L = 0{,}392 \Rightarrow$ SSA.

$\alpha_u = 0{,}035 \Rightarrow$ β=0,982

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{d\pm_{st}} = \frac{10{,}54}{0{,}982x0{,}18x348x10^3} = 1{,}71cm^2$$

Soit :A_{st}=**3HA10= 2,36cm^2.**

b) Aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera notre calcul comme une section rectangulaire de (12x20) cm^2.

-Calcul de α_u :

$$«_u = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13{,}04}{0{,}12 \times 0{,}18^2 \times 14{,}17 \times 10^3} = 0{,}24$$

$$«_u = 0{,}24 < «_L = 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$«_u = 0{,}23 \Rightarrow \beta = 0{,}862$$

$$A_{sa} = \frac{M_a^{max}}{d \pm_{st}} = \frac{13{,}04}{0{,}862 x 0{,}18 x 348 x 10^3} = 2{,}42 cm^2$$

Soit $\mathbf{A_{sa}=1HA14+1HA12 = 2{,}67cm^2}$.

2. Vérification à l'ELU :

a)Vérification de la condition de non fragilité:

- **Aux appuis :**

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{fe} = \frac{0{,}23 \times 12 \times 18 \times 2{,}1}{400} = 0{,}26\ cm^2$$

$$A_{min} = 0{,}26 cm^2 < A_{sa} = 2{,}01 cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée:**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 2.1 \times 18}{400} = 1{,}41 cm^2$$

$$A_{min} = 1{,}41 cm^2 < A_{st} = 2{,}67 cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b)Vérification au cisaillement: [4] ►► Art [A-5-1-1]◄◄

$$²_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{18{,}54 \times 10}{18 \times 12} = 0{,}86 MPa$$

$$\bar{²}_u = \min\left\{0.2 \frac{f_{C28}}{¥_b}; 5MPa\right\} = \left\{0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5MPa\right\} = \min\{3.33; 5MPa\} = 3.33 MPa\,.$$

$$²_u = 0{,}86\ MPa \quad < \bar{²}_u = 3{,}33\ MPa \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➢ **Au voisinage des appuis**

- **Appuis de rives**

- **Vérification de la compression du béton**

$$\pm_b = \frac{T_u}{0{,}9 b_0 d} \leq 0{,}4 \frac{f_{c28}}{¥_b}$$

Avec : T_u=13,89kN (appuis de rive)

$$\pm_b = \frac{13{,}89 \times 10^3}{0{,}9x120x180} = 0{,}71MPa \prec 0{,}4 \frac{f_{c28}}{¥_b} = 6{,}67MPa.....Vérifiée$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 2{,}67cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{fe}{¥_s}} = 0{,}40cm^2.....Vérifiée$$

- **Appuis intermédiaires**

- **Vérification de la contrainte de compression**

$$\pm_b = \frac{T_u^{\max}}{0{,}9 b_0 d} = \frac{18{,}54 \times 10^3}{0{,}9x120x180} = 0{,}95MPa \prec 0{,}4 \frac{f_{c28}}{¥_b} = 6{,}67MPa.....Vérifiée$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 2{,}67cm^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0{,}9d}}{\pm_s} = 0{,}051.....Vérifiée$$

➢ ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\pm_{bc} \leq \mp_{bc}$.

Avec : $\pm_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$, et $\mp_{bc} = 0{,}6 f_{c28}$ = 15MPa.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.21. Vérification de la contrainte de compression dans le béton (PS)

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm^2)	Y(cm)	I(cm^4)	$\pm_{bc}$ (Mpa)	$\pm_{bc}$ Y $\mp_{bc}$
Travée	7,91	2,36	3,91	8323,05	3,72	vérifiée
Appui	9,33	2,67	4,13	9273,63	4,16	vérifiée

3. Vérification de la flèche

D'après le **B.A.E.L91**, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$h/L \geq 1/16$

$A_s / bd \leq 4,2 / fe$

$h/L \geq 1/10\ (M_t/M_o)$

Nous avons : $h/L \geq 1/16$; et $h/L \geq 1/10\ (M_t/M_o)$ **Pas vérifiée.**

La vérification de la flèche est nécessaire.

Avec : $\bar{f} = \frac{445}{500} = 0,89\ cm.$

Tableau III.22. Vérification de la flèche(PS)

M(kN.m)	A(cm²)	y (cm)	ρ	ß	σ_s (MPa)	µ	λ_i	λ_v
7,91	2,36	7,09	0,012	0,85	219,07	0,71	3,42	1,37
I (cm⁴)	**I_{fi} (cm⁴)**	**I_{fv} (cm⁴)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
20021,12	6424,14	11164,56	4,45	5,63	9,92	4,09	8,9	**C.V**

4.Ferraillage transversal

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe= 235 MPa). Le ferraillage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

Suivant le **RPA99 ►► Art[7-5-2-2]◄◄**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12¤_l\right) \text{.....zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{.....zone courante} \end{cases}$$

Avec : $¤_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; ¤_l\right)$

¤$_l$: Diamètre minimum des armatures longitudinales.

¤$_t \le \min(5{,}71;12;10) = 5{,}71\,mm$. On adopte ¤$_t = 6\ mm \Rightarrow A_t = 2¤6 = 0{,}57\ cm^2$

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \ge 0{,}036\,cm \\ S_t \le 5cm.....zone\ nodale \\ S_t \le 10cm.....zone\ courante \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \ge 0{,}036 \Rightarrow S_t \le \frac{A_t}{0{,}036} = 15{,}83\,\text{cm}$$ on prend St= 15 cm

PARTIE B

➢ **L'ELU :**

❖ **Plancher (terrasse + courant)**

Le ferraillage se fera en considérant le moment maximal après correction.

-En travée :M_t^{max} =10,99KN .m

-Sur appui :M_a^{max} =7,53KN .m

1. Ferraillage longitudinal

c) En travée :

$$M_0 = bh_0\left(d - \frac{h_0}{2}\right)f_{bu} = 0{,}65\times 0{,}04\times\left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right)\times 14{,}17\times 10^3 = 58{,}95KN.m$$

M_0 =58,95KN.m

M_t^{max} =10,99KN.m } ⟹ $M_0 > M_t^{max}$ donc l'axe neutre est dans la table de compression, la section en T sera calculée comme étant une section rectangulaire de :bxh=65x20(cm^2) .

-Calcul de «$_u$:

$$«_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10{,}99}{0{,}65\times 0{,}18^2\times 14{,}17\times 10^3} = 0{,}037$$

$«_u < «_L = 0,392 \Rightarrow$ SSA.

$«_u = 0,035 \Rightarrow$ β=0,981

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{d \pm_{st}} = \frac{10,99}{0,981x0,18x348x10^3} = 1,78cm^2$$

Soit :A_{st}=**3HA10= 2,36cm^2.**

c) Aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera notre calcul comme une section rectangulaire de (12x20) cm^2.

-Calcul de $«_u$:

$$«_u = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,53}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,17 \times 10^3} = 0,14$$

$«_u = 0,14 < «_L = 0,392 \Rightarrow$ SSA

$«_u = 0,14 \Rightarrow$ β=0,924

$$A_{sa} = \frac{M_a^{max}}{d \pm_{st}} = \frac{7,53}{0,924x0,18x348x10^3} = 1,30cm^2$$

Soit **A_{sa}=1HA14 = 1,54cm^2.**

2. Vérification à l'ELU :

a)Vérification de la condition de non fragilité:

- **Aux appuis :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{fe} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26\ cm^2$$

$A_{min} = 0,26cm^2 < A_{sa} = 1,54cm^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **En travée:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 2.1 \times 18}{400} = 1{,}41 cm^2$$

$$A_{\min} = 1{,}41 cm^2 < A_{st} = 2{,}36 cm^2 \Rightarrow \text{ Condition vérifiée}$$

b)Vérification au cisaillement: [4] ►► Art[A-5-1-1]◄◄

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{15{,}58 \times 10}{18 \times 12} = 0{,}72 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.2\frac{f_{C28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = \left\{0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5MPa\right\} = \min\{3.33; 5MPa\} = 3.33 MPa.$$

$$\tau_u = 0{,}72 MPa < \bar{\tau}_u = 3{,}33 MPa \Rightarrow \text{ La condition est vérifiée.}$$

➢ **Au voisinage des appuis**

- **Appuis de rives**

- **Vérification de la compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0{,}9 b_0 d} \leq 0{,}4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 14{,}17 kN$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{14{,}17 \times 10^3}{0{,}9 x 120 x 180} = 0{,}73 MPa \prec 0{,}4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6{,}67 MPa \text{.....Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 1{,}54 cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{fe}{\gamma_s}} = 0{,}41 cm^2 \text{.....Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires**

- **Vérification de la contrainte de compression**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0{,}9 b_0 d} = \frac{15{,}58 \times 10^3}{0{,}9 x 120 x 180} = 0{,}80 MPa \prec 0{,}4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6{,}67 MPa \text{.....Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 1{,}54 cm^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0{,}9d}}{\sigma_s} = 0{,}043 \text{.....Vérifiée}$$

➢ ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\pm_{bc} \leq \mp_{bc}$.

Avec : $\pm_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$, et $\mp_{bc} = 0{,}6 f_{c28}$ = 15MPa.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.23. Vérification de la contrainte de compression dans le béton P(T+C)

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm^2)	Y(cm)	I(cm^4)	$\pm_{bc}$ (Mpa)	$\pm_{bc}$ Y $\mp_{bc}$
Travée	7,96	2,36	3,91	8323,05	3,74	vérifiée
Appui	5,30	1,54	3,23	5039,33	3,40	vérifiée

3. Vérification de la flèche

D'après le **B.A.E.L91**, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$h/L \geq 1/16$

$A_s / bd \leq 4{,}2 / fe$

$h/L \geq 1/10\ (M_t/M_o)$

Nous avons : $h/L \geq 1/16$; et $h/L \geq 1/10\ (M_t/M_o)$ **Pas vérifiée.**

La vérification de la flèche est nécessaire.

$\bar{f} = \frac{425}{500} = 0{,}85\ cm.$

Tableau III.24. Vérification de la flèche P(T+C)

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
7,96	2,36	7,09	0,012	0,85	220,45	0,71	3,42	1,37
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
20021,12	6424,14	11164,56	4,25	5,02	8,74	3,72	8,5	**C.V**

4. Ferraillage transversal

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe= 235 MPa). Le ferraillage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

Suivant le **RPA99 ►► Art [7-5-2-2]◄◄**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 b_0 \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12¤_l\right) \text{.....zone nodale} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \text{.....zone courante} \end{cases}$$

Avec : $¤_t \leq \min\left(\dfrac{h}{35}; \dfrac{b_0}{10}; ¤_l\right)$

$¤_l$ **:** Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$¤_t \leq \min(5{,}71; 12; 10) = 5{,}71\,mm$**.** On adopte $¤_t = 6\ mm \Rightarrow A_t = 2¤6 = 0{,}57\ cm^2$

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036\,cm \\ S_t \leq 5cm \text{.....zone nodale} \\ S_t \leq 10cm \text{.....zone courante} \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0{,}036} = 15{,}83\,\text{cm}$$ on prend St= 15 cm

❖ **Plancher service**

Le ferraillage se fera en considérant le moment maximal après correction.

-En travée :M_t^{max} =12,65KN .m

-Sur appui :M_a^{max} =8,24KN .m

1. Ferraillage longitudinal

d) En travée :

On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression.

$$M_0 = bh_0\left(d - \frac{h_0}{2}\right)f_{bu} = 0{,}65\times 0{,}04\times\left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right)\times 14{,}17\times 10^3 = 58{,}95KN.m$$

M_0 =58,95KN.m

M_t^{max} =12,65KN.m } $\Longrightarrow$ $M_0 > M_t^{max}$ donc l'axe neutre est dans la table de compression, la section en T sera calculée comme étant une section rectangulaire de :bxh=65x20(cm^2) .

-Calcul de α_u :

$$\alpha_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12{,}65}{0{,}65\times 0{,}18^2\times 14{,}17\times 10^3} = 0{,}042$$

$\alpha_u < \alpha_L = 0{,}392 \Rightarrow$ SSA.

$\alpha_u = 0{,}042 \Rightarrow$ β=0,979

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{d\pm_{st}} = \frac{12{,}65}{0{,}979x0{,}18x348x10^3} = 2{,}06cm^2$$

Soit :A_{st}=**3HA10= 2,36cm^2.**

d) Aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera notre calcul comme une section rectangulaire de (12x20) cm^2.

-Calcul de α_u :

$$\alpha_u = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8{,}24}{0{,}12\times 0{,}18^2\times 14{,}17\times 10^3} = 0{,}15$$

$\alpha_u = 0{,}15 < \alpha_L = 0{,}392 \Rightarrow$ SSA

$\alpha_u = 0{,}15 \Rightarrow$ β=0,918

$$A_{sa} = \frac{M_a^{max}}{d\pm_{st}} = \frac{8{,}24}{0{,}918x0{,}18x348x10^3} = 1{,}43cm^2$$

Soit **A_{sa}=1HA14 = 1,54cm^2.**

2. Vérification à l'ELU :

a)Vérification de la condition de non fragilité:

- **Aux appuis :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{fe} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26\ cm^2$$

$A_{\min} = 0,26cm^2 < A_{sa} = 1,54cm^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **En travée:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 2.1 \times 18}{400} = 1,41cm^2$$

$A_{\min} = 1,41cm^2 < A_{st} = 2,36cm^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

b)Vérification au cisaillement: [4] ►► Art[A-5-1-1]◄◄

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{17,66 \times 10}{18 \times 12} = 0,82MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{0.2\frac{f_{C28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = \left\{0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5MPa\right\} = \min\{3.33; 5MPa\} = 3.33MPa.$$

$\tau_u = 0,82MPa < \overline{\tau_u} = 3,33MPa \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

➢ **Au voisinage des appuis**

- **Appuis de rives**

- **Vérification de la compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9 b_0 d} \leq 0,4\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : T_u=15,51kN (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{15,51 \times 10^3}{0,9x120x180} = 0,80MPa \prec 0,4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa.....Vérifiée$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 1,54cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{fe}{\gamma_s}} = 0,45cm^2.....Vérifiée$$

- **Appuis intermédiaires**

- **Vérification de la contrainte de compression**

$$\pm_b = \frac{T_u^{max}}{0{,}9 b_0 d} = \frac{17{,}66 \times 10^3}{0{,}9x120x180} = 0{,}91MPa \prec 0{,}4\frac{f_{c28}}{¥_b} = 6{,}67MPa.....Vérifiée$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 1{,}54cm^2 \geq \frac{T_u^{max} - \frac{M_{ua}}{0{,}9d}}{\pm_s} = 0{,}049.....Vérifiée$$

➢ ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\pm_{bc} \leq \mp_{bc}$.

Avec : $\pm_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$, et $\mp_{bc} = 0{,}6 f_{c28}$ = 15MPa.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.25. Vérification de la contrainte de compression dans le béton (PS)

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm^2)	Y(cm)	I(cm^4)	$\pm_{bc}$ (Mpa)	$\pm_{bc}$ Y $\mp_{bc}$
Travée	9,07	2,36	3,91	8323,05	4,29	vérifiée
Appui	5,91	1,54	3,23	5039,33	3,78	vérifiée

3. Vérification de la flèche

D'après le **B.A.E.L91**, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$h/L \geq 1/16$

$A_s / bd \leq 4{,}2 / fe$

$h/L \geq 1/10\ (M_t/M_o)$

Nous avons : $h/L \geq 1/16$; et $h/L \geq 1/10\ (M_t/M_o)$ **Pas vérifiée.**

La vérification de la flèche est nécessaire.

$$\bar{f} = \frac{425}{500} = 0{,}85\ cm.$$

Tableau III.26. Vérification de la flèche PS

M(kN.m)	A(cm²)	y (cm)	ρ	ß	σ_s (MPa)	µ	λ_i	λ_v
9,07	2,36	7,09	0,012	0,85	251,19	0,74	3,42	1,37
I (cm⁴)	**I_{fi} (cm⁴)**	**I_{fv} (cm⁴)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
20021,12	6237,46	10936,16	4,25	6,07	10,38	4,31	8,5	**C.V**

4. Ferraillage transversal

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe= 235 MPa). Le ferraillage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

Suivant le **RPA99 ►► Art[7-5-2-2]◄◄**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}003 b_0 \\ S_t \leq \min\left(\dfrac{h}{4}; 12¤_l\right) \text{.....zone nodale} \\ S_t \leq \dfrac{h}{2} \text{.....zone courante} \end{cases}$$

Avec : $¤_t \leq \min\left(\dfrac{h}{35}; \dfrac{b_0}{10}; ¤_l\right)$

$¤_l$ **:** Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$¤_t \leq \min(5{,}71; 12; 10) = 5{,}71\,mm$**.** On adopte $¤_t = 6\,mm \Rightarrow A_t = 2¤6 = 0{,}57\,cm^2$

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036\,cm \\ S_t \leq 5cm \text{.....zone nodale} \\ S_t \leq 10cm \text{.....zone courante} \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0{,}036} = 15{,}83\,\text{cm} \quad \text{on prend St= 15 cm}$$

- **Schémas de ferraillage des poutrelles**

Partie A :(même ferraillage pour plancher terrasse et étage courant)

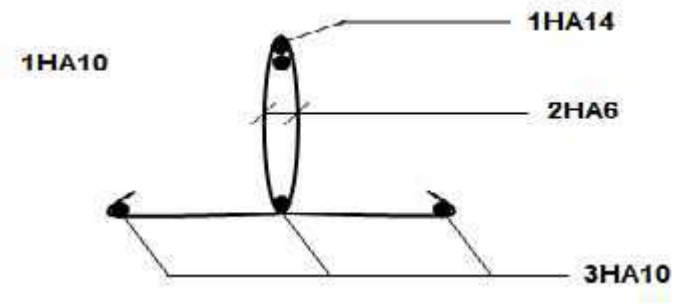


Figure. III.46.Ferraillage des poutrelles P (T+C) Partie A

- **Plancher service :**

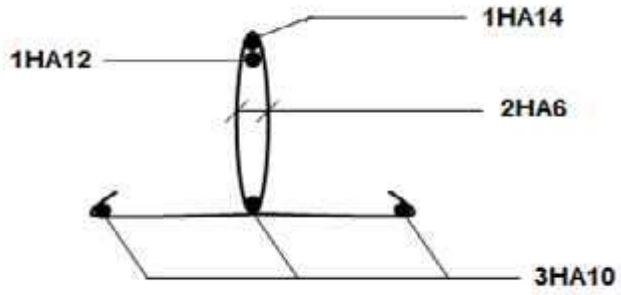


Figure. III.47.Ferraillage des poutrelles P (S) Partie A

Partie B :(même ferraillage pour les trois types de plancher)

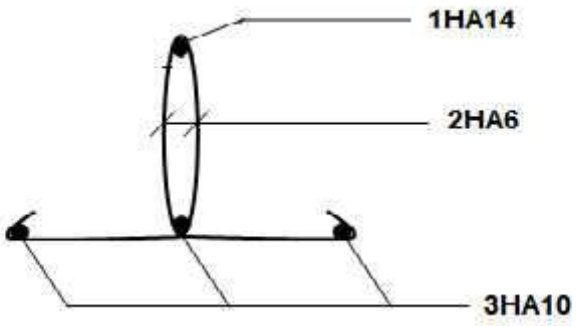


Figure. III.48.Ferraillage des poutrelles Partie B

III. 3.Escalier

III.3.1. Introduction

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins régulière de plans horizontaux servants à relier les différents niveaux d'une construction, il peut être en béton ou en bois (métallique).

III.3.2- Escalier à trois volés

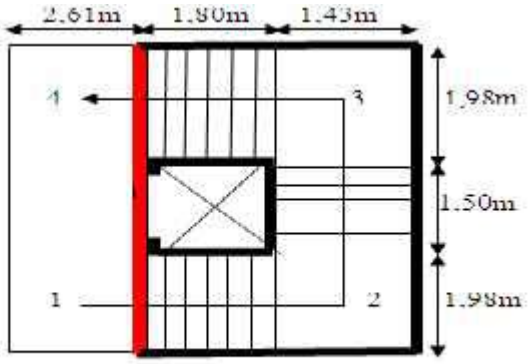


Figure. III.49.Vue en plans de l'escalier

- **1er volée sens (1-2)**

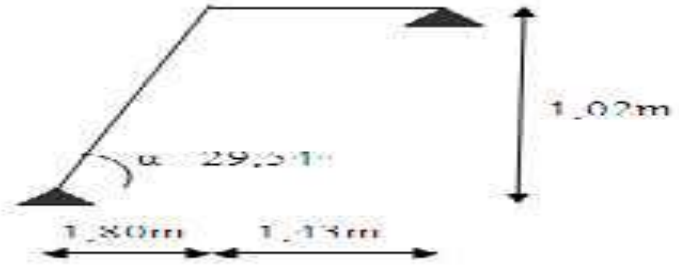


Figure. III.50.Schéma statique de l'escalier

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir 2h+g=64

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

2h+g=64 …… (1)

$n \times h = H$ …… (2)

(n-1)g=L …… (3)

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$

Avec :

n : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

H=102cm ; L=180cm

$64n^2-n\ 448+204=0$

Solution

n_1=0,49……..refusée.

n_2=6,51

Donc on prend :

- le nombre de contre marche …….. n=7
- le nombre des marches ……n-1=6

Alors

$$h=\frac{H}{n}=0,146m\rightarrow en\ \ prend\ \ h=16cm$$
$$g=\frac{L}{n-1}=0,30m=30cm$$

a. Vérification de l'équation de " BLONDEL "

$$\begin{cases}(59\le(g+2h)\le 66)cm\\(16\le h\le 18)cm\\(22\le g\le 33)cm\end{cases}\Rightarrow\begin{cases}2h+g=60cm\\h=16cm\\g=30cm\end{cases}$$

Vérifiée

b. Détermination de l'épaisseur

$$\frac{l}{30} \le e \le \frac{l}{20}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1.43 = \sqrt{(1,80)^2 + (1,02)^2} + 1.43 = 3,50m$$

Donc : $11.66 \le e \le 17,50cm$

On prend donc l'épaisseur e=16 cm

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse

$$tg\sim = \frac{H}{L} = \frac{102}{180} = 0,567 \Rightarrow \sim = 29,53°$$

III.3.2.1 .Evaluation des charges

a. Le Palier

1. **Charges permanentes**

Tableau III.27.Charges permanentes sur le paillasse

Désignations de l'élément	ρ (KN/m³)	Ep. (m)	G (KN/m²)
Revêtement en carrelage	25	0,02	0,50
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,03	0,54
Paillasse	25	0,16	4,00
Enduit en plâtre	10	0,01	0 ,10
∑	/	/	5,54

2. **Charge d'exploitation : Q_1=2,50KN/m²**

b. La volée

1. Charges permanentes

Tableau III.28.Charges permanentes sur la volée

Désignations de l'élément	ρ(KN/m³)	Ep(m)	G (KN/m²)
Paillasse	25	0,16/cos α	4,60
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Revêtement en carrelage	25	0,02	0,50
Marche	25	0,16/2	2,00
Garde corps	/	/	0,6
Enduit en plâtre	10	0,01/ cos α	0 ,11
∑	/	/	8,21

2. Charge d'exploitation : Q_1=2,50KN/m²

III.3.2.2Calcul des sollicitations

Tableau III.29.Calcul des sollicitations

Combinaison	La volée (KN /m²)	Le palier (KN /m²)
ELU	14,83	11,23
ELS	10,71	8,04

III.3.2.3. Schéma RDM

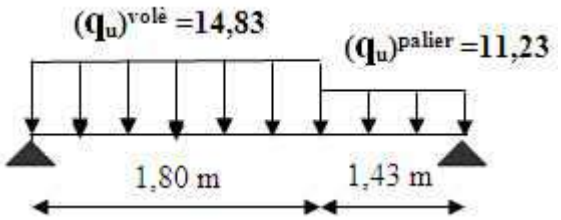


Figure. III.51.Schéma RDM

III.3 2.4. Ferraillage

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

  Tel que: b=100cm; h=16cm

- Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$f_{c28} = 25MPa$; $f_{bc} = 14{,}17MPa$; $f_{t28} = 2{,}10MPa$; $¥_b = 1{,}5$; d=0,9h=14,4cm

$\pm_s = 348MPa$; $¥_s = 1{,}15$; fe=400MPa

➢ **ELU :**

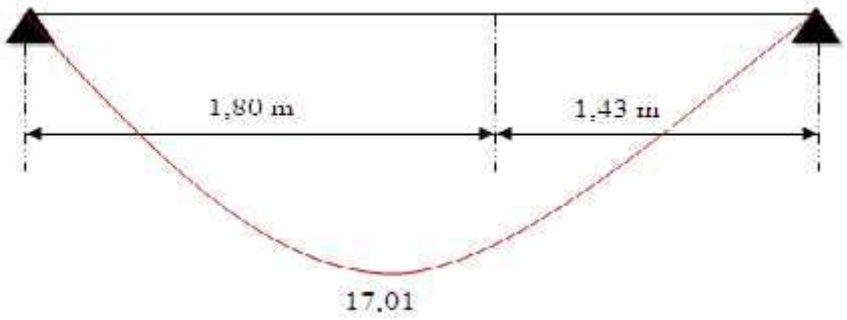


Figure III.52. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

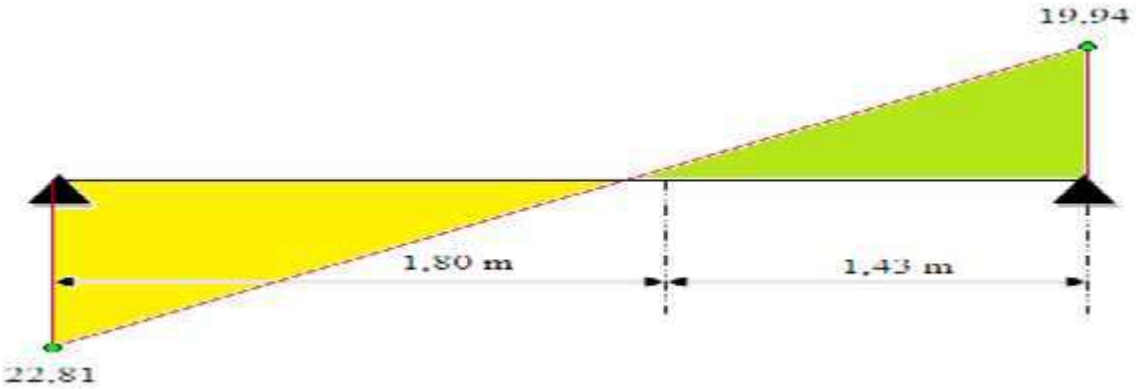


Figure III.53. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

En appuis :

Ma =0,5× Mu=0,5× 17,01=8,505 kn m

En travée :

Mt =0,85× Mu=0,85× 17,01=14,46 kn m

Tableau III.30.Ferraillage de l'escalier

	M_u (KNm)	«	« < «$_R$	$A_s^{'}$ (cm²)	~	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm²)
Appui	8,505	0,03	Oui	0	0,04	14,16	1,72	4T8	2,01
Travée	14,46	0,05	Oui	0	0,06	14,05	2,96	4T10	3,14

III.3.2.5. Vérifications

- **Vérification à ELU**

a. Vérification de la Condition de non fragilité

- **En travée :**

$$A_s^{\min} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe}$$

$$A_s^{\min} = 0,23 \times 1000 \times 144 \times \frac{2,1}{400} = 1,73 cm^2$$

- **En appuis :**

$$A_s^{\min} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe}$$

$$A_s^{\min} = 0,23 \times 1000 \times 144 \times \frac{2,1}{400} = 1,73 cm^2$$

$$\left.\begin{array}{l} As_t \geq A_{\min} \\ As_a \geq A_{\min} \end{array}\right\}$$ **Condition Vérifiée**

b. Espacement

- **Armatures principales**

En Travée :

$$esp \leq \frac{100}{3} = 33,33 cm$$

On prend : esp=20cm < $Min(3h;33cm) = 33cm$.....*Vérifiée*

En appuis :

$$esp \leq \frac{100}{3} = 33,33cm$$

On prend : esp=20cm < $Min(3h;33cm) = 33cm$.....*Vérifiée*

- **Armature de répartition**

En travée :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,50cm^2/ml \leq A_r \leq 1,00cm^2/ml$$

Le choix est de 2T8=1,01cm² avec S_t=20cm

esp=20cm < $Min(3h;33cm) = 33cm$.....*Vérifiée*

En appuis :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,785cm^2/ml \leq A_r \leq 1,57cm^2/ml$$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_t=20cm

esp=20cm < $Min(3h;33cm) = 33cm$.....*Vérifiée*

c. Vérification au cisaillement

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

$$\bar{\tau} = Min\left(0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right) = 2,50MPa$$ …..(Fissuration préjudiciable)

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{22,81\times10^3}{1000\times144} = 0,158MPa < \overline{\tau_u} = 2,50MPa$$.....*vérifiée*

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} \langle 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} \rangle 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\pm_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 22.81 - \frac{17.01 \times 10^3}{0,9 \times 144} = -108.44KN \langle 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

- **Vérification des armatures transversales**

$$^2 = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,158MPa \langle 0,05 f_{c28} = 1,25MPa.....vérifiée$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➢ **Vérification à l'ELS**

- **Schéma RDM**

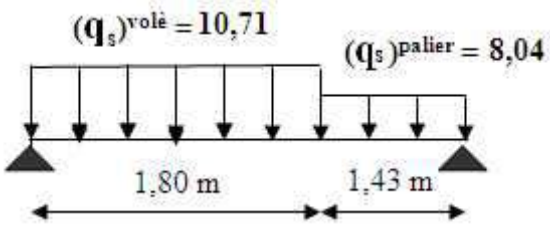


Figure. III.54.Schéma RDM

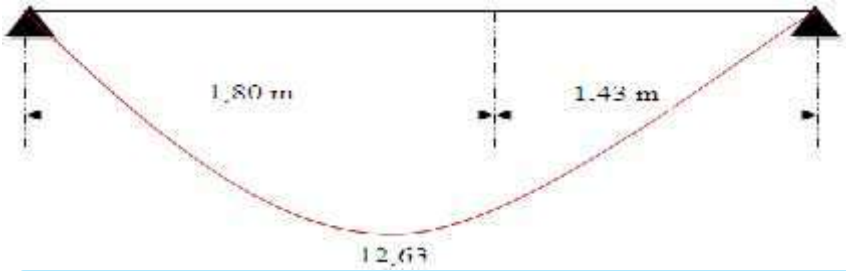


Figure. III.55.Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

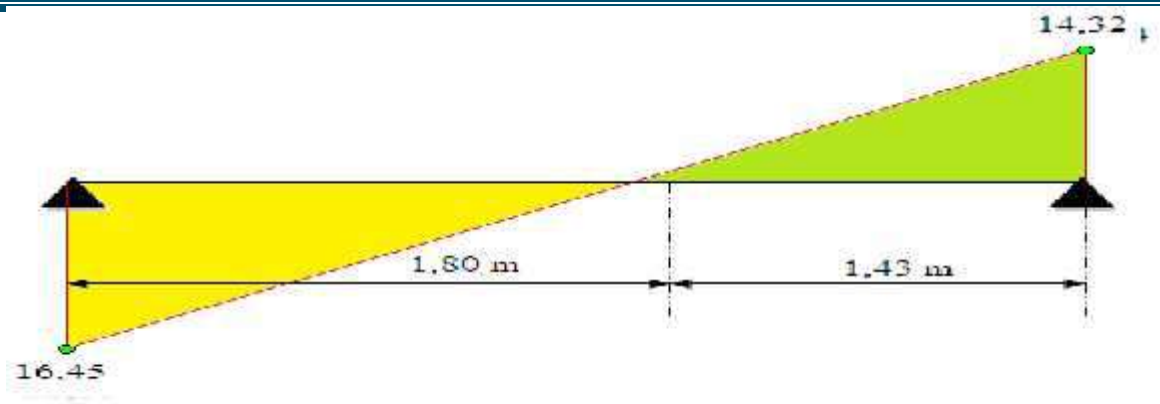


Figure. III.56.Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

a. Vérification des contraintes du béton

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

n=15 ; c'=2cm ; d=14,40cm ; b=100cm ; $A_s' = 0$

On doit vérifier que:

$$\pm_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \overline{\pm}_{bc} = 0{,}6\,f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

En appuis :

Ma =0,5× M_{ser}=0,5× 12,63=6,31 kN.m

En travée :

Mt =0,85× M_{ser}=0,85× 12,63=10,73KN.m

La vérification à faire est : $\pm_{bc} \leq \overline{\pm}_{bc} = 0{,}6\,f_{c28} = 15MPa$

Tableau. III.31 .Vérification de compression du béton

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Appui	6,31	2,01	2,60	4783,96	3,43	Vérifiée
Travée	10,73	3,14	3,20	7000,50	4,90	Vérifiée

III.3.2.6. Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées, alors on doit justifier cet état par un calcul des flèches

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{fe}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

h=16cm; b_0=100cm ; d=14,4cm ; L=3,23m ; fe=400MPa.

Alors :

- $\frac{h}{L} = 0,049 < 0,0625$.....*non vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,002 \prec 0,0105$.....*vérifiée*
- $\frac{h}{L} = 0,049 < 0,085$.....*non vérifiée*

Flèche totale :

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$ **[4]. (art. B.6.5.2)**

$$: \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$$ L=3,23m < 5 m.

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

avec :

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau. III.32. Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	¢	±s (MPa)	a_i	a_v	µ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
10,73	3,14	0,002	210,94	10,5	4,20	0,03	36062,55	30166,40	35229,84

Donc :

$$\left.\begin{matrix} f_i = 0,11cm \\ f_v = 0,30cm \end{matrix}\right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,19cm$$

$$\overline{f} = \frac{L}{500} = 0,650cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,19cm < \overline{f} = 0,65cm.....vérifiée.$$

- **2éme volée sens (3-2)**

L'escalier est en consol encastré à la poutre

G : charge permanente du au poids propre des éléments constituant cet escalier

Q : charge d'exploitation.

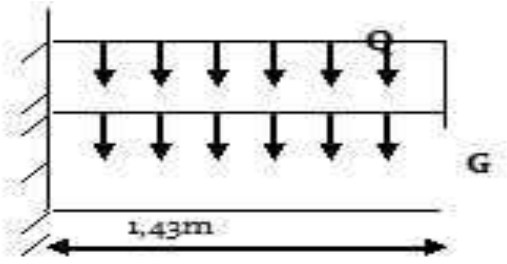


Figure. III.57.Chargement de la volée en console

G=8,21kn/m² ; Q=2,5kn/m

- **ELU :**

$q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$

q_u =14,83kn/m²

$$M_u = -\frac{ql^2}{2} = -15{,}16 \ kN.m$$
$$V_u = -ql = -21{,}21 \ KN$$

➢ **Diagramme des efforts internes à l'ELU**

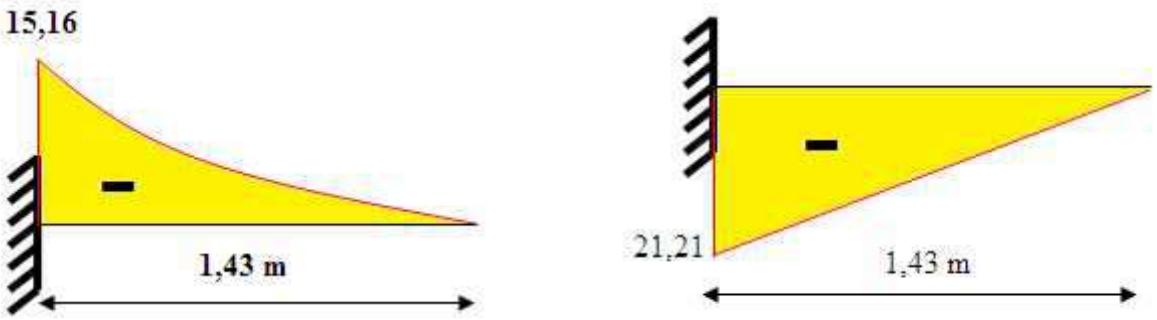


Figure. III.58.diagramme des efforts tranchant (ELU)

- **ELS :**

$q_s = G + Q$

q_s =10,71kn/m²

$$M_s = -\frac{ql^2}{2} = -10{,}95 \ KN.m$$
$$V_s = -ql = -15{,}31 \ KN$$

➢ **Diagramme des efforts internes à l'ELS**

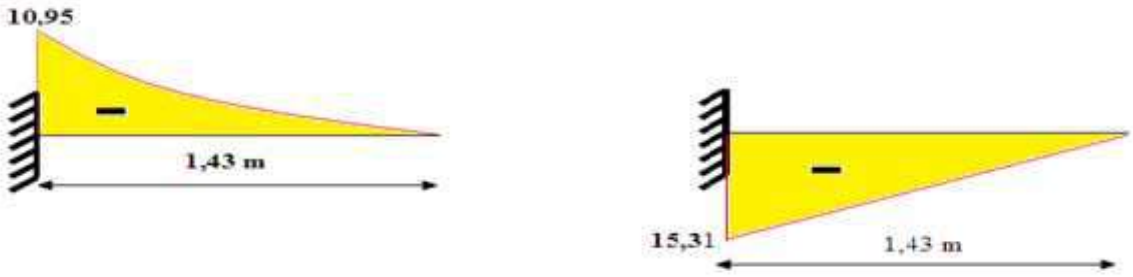


Figure. III.59.diagramme des efforts tranchant (ELS)

III.3.2.7. Ferraillage

° $= \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,43}{5,46} = 0,26 \leq 0,4$ la dalle travaille dans un seul sens . les calculs seront menés pour une bande de 1m.

- **Armatures principales**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau. III.33.Ferraillage de la volée en console

M_u (KNm)	«	« < «$_R$	$A_s^{'}$ (cm²)	~	Z (cm)	A_s^{cal}/ml (cm²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm²)
15,16	0,05	Oui	0	0,06	14,05	3,10	4T10	3,14

- **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,785cm^2/ml \leq A_r \leq 1,57cm^2/ml$$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_t=20cm

III.3.2.8Vérifications

- **Vérification à ELU**

a. Vérification de la Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe}$$

$$A_s^{min} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,74cm^2$$

$$A_s = 3,14cm^2 \succ A_s^{min} = 1,74cm^2$$

b. Vérification au cisaillement

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

$$\bar{\tau} = Min\left(0,2\frac{f_{c28}}{¥_b}; 5MPa\right) = 2,50MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{21,21\times10^3}{1000\times144} = 0,147MPa < \overline{\tau_u} = 2,50MPa.....vérifiée$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.
- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\pm\sigma_s}\right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 21.21 - \frac{15.16\times10^3}{0,9\times144} = -95.76KN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,147MPa < 0,05 f_{c28} = 1,25MPa.....vérifiée$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

➢ **Vérification à l'ELS**

a. Vérification des contraintes du béton

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

n=15 ; c'=2cm ; d=14,40cm ; b=100cm ; A_s'=0

On doit vérifier que:

$$\pm_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\pm}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. III.34.Vérification de compression du béton

M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
10,95	3,14	3,20	7000,50	5,00	Vérifiée

III.3.2.9. Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées, alors on doit justifier cet état par un calcul des flèche

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4{,}2}{fe}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

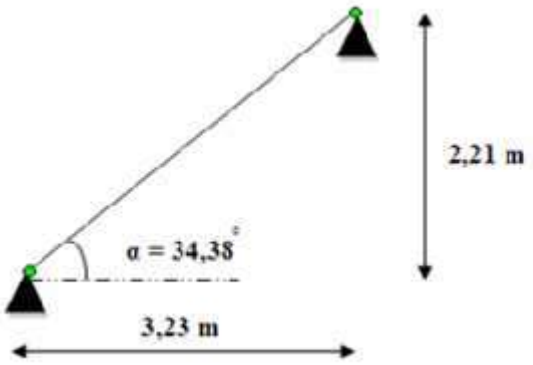
h=16cm; b_0=100cm ; d=14,4cm ; L=1,43m ; fe=400MPa.

Alors :

- $\frac{h}{L} = 0{,}11 > 0{,}0625 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0{,}002 < 0{,}0105 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$
- $\frac{h}{L} = 0{,}11 > 0{,}1 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée$

} donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.3.3- Escaliers balancé



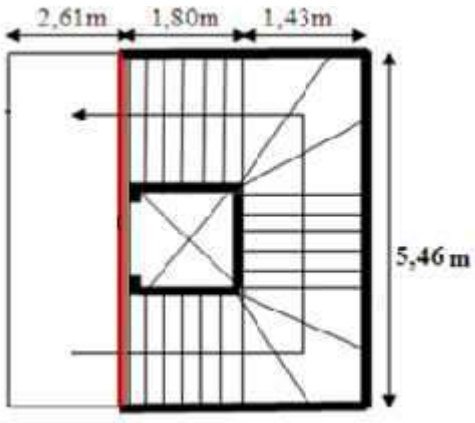


Figure.III.60.Schéma statique de l'escalier **Figure.III.61.Coupe en plans de l'escalier**

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$2h+g=64$ …… *(1)*

$n \times h = H$ …… *(2)*

$(n-1)g=L$ …… *(3)*

Avec :

n : Le nombre des contre marches

$(n-1)$: Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$64n^2-n(64+2H+L)+2H=0$

Avec :

n : La racine de l'équation

Les valeurs de H et L

H=221cm ; L=323cm

$64n^2$-n 829+442=0

Solution

n_1=0,56……..refusée.

n_2=12,40

Donc on prend :

- le nombre de contre marche …….. n=13
- le nombre des marches ……n-1=12

Alors $h = \frac{H}{n} = 0,17m \rightarrow en\ \ prend\ \ h = 18cm$

$g = \frac{L}{n-1} = 0,27m = 30cm$

a. Vérification de l'équation de " BLONDEL "

$$\begin{cases} (59 \le (g + 2h) \le 66)cm \\ (16 \le h \le 18)cm \\ (22 \le g \le 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 66cm \\ h = 18cm \\ g = 30cm \end{cases}$$ Vérifiée

b. Détermination de l'épaisseur

$$\frac{l}{30} \le e \le \frac{l}{20}$$

Avec : $l = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{(3,23)^2 + (2,21)^2} + = 3,91m$

Donc :

$$13.03 \le e \le 19,55cm$$

On prend donc l'épaisseur *e=18 cm*

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

c. Angle d'inclinaison de la paillasse

$$tg\sim = \frac{H}{L} = \frac{221}{323} = 0,684 \Rightarrow \sim = 34,38°$$

III.3.3.1 .Evaluation des charges

- **La volée**

1. **Charges permanentes**

Tableau III.35.Charges permanentes sur la volée

Désignations de l'élément	ρ(KN/m³)	Ep(m)	G (KN/m²)
paillasse	25	0,18/cos α	5,45
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Revêtement en carrelage	25	0,02	0,50
Marche	25	0,18/2	2,25
Garde corps	/	/	0,6
Enduit en plâtre	10	0,01/ cos α	0,12
∑	/	/	9,32

2. Charge d'exploitation : Q_1=2,50KN/m²

III.3.3.2. Calcul des sollicitations

Tableau III.36. Calcul des sollicitations

Combinaison	La volée (KN /m²)
ELU	16,33
ELS	11,82

III.3.3.3. Schéma RDM

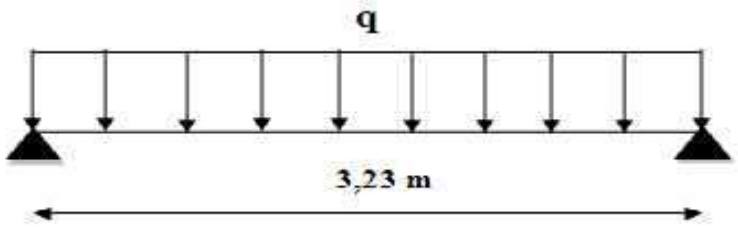


Figure.III.62.Schéma RDM

III.3 3.4. Ferraillage

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)
  Tel que : b=100cm ; h=18cm

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur (organigramme I, voir annexe)

$f_{c28} = 25MPa$; $f_{bc} = 14{,}17MPa$; $f_{t28} = 2{,}10MPa$; $¥_b = 1{,}5$; d=0,9h=16,2cm

$\pm_s = 348MPa$; $¥_s = 1{,}15$; fe=400Mpa

➢ **ELU :**

.

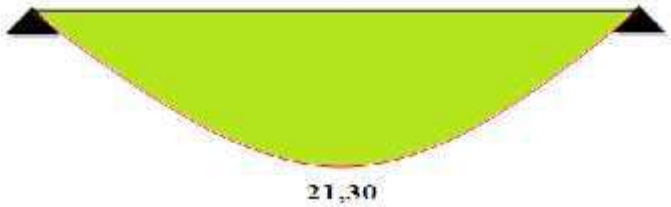


Figure.III.63.Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

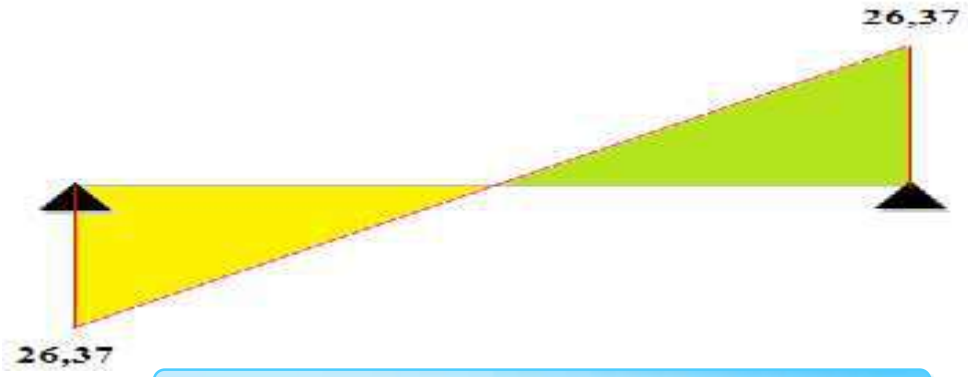


Figure.III.64.Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

En appuis :

Ma =0,5× Mu=0,5× 16,33=8,165 KNm

En travée :

Mt =0,85× Mu=0,85× 16,33=13,88 KNm

Tableau.III.37.Ferraillage de l'escalier

	M_u (KNm)	«	« < «$_R$	A_s' (cm²)	~	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm²)
Appui	8,165	0,02	Oui	0	0,025	16,04	1,46	4T8	2,01
Travée	13,88	0,04	Oui	0	0,051	15,90	2,51	4T10	3,14

III.3.3.5. Vérifications

- **Vérification à ELU**

a. Vérification de la Condition de non fragilité

- **En travée :**

$$A_s^{min} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe}$$

$$A_s^{min} = 0{,}23 \times 1000 \times 162 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}95 cm^2$$

- **En appuis :**

$$A_s^{min} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe}$$

$$A_s^{min} = 0{,}23 \times 1000 \times 162 \times \frac{2{,}1}{400} = 1{,}95 cm^2$$

$$\left.\begin{array}{l} As_t \geq A_{min} \\ As_a \geq A_{min} \end{array}\right\}$$ **Condition Vérifiée**

b. Espacement

- **Armatures principales**

En Travée :

$$esp \leq \frac{100}{3} = 33{,}33 cm$$

On prend : esp=20cm < $Min(3h;33cm) = 33cm$.....*Vérifiée*

En appuis :

$$esp \le \frac{100}{3} = 33,33cm$$

On prend : esp=20cm$< Min(3h;33cm) = 33cm$.....*Vérifiée*

- **Armature de répartition**

En travée $\frac{A_s}{4} \le A_r \le \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,50cm^2/ml \le A_r \le 1,00cm^2/ml$

Le choix est de 2T8=1,01cm² avec S_t=20cm

Esp=20cm$< Min(3h;33cm) = 33cm$.....*Vérifiée*

En appuis $\frac{A_s}{4} \le A_r \le \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,785cm^2/ml \le A_r \le 1,57cm^2/ml$

Le choix est de 4T8=2,01cm² avec S_t=20cm

Esp=20cm$< Min(3h;33cm) = 33cm$.....*Vérifiée*

b. Vérification au cisaillement

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

$\bar{\tau} = Min\left(0,2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right) = 2,50MPa$ …..…..(Fissuration préjudiciable)

$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{26,37\times10^3}{1000\times162} = 0,163MPa < \overline{\tau_u} = 2,50MPa$.....*vérifiée*

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.
- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \ge \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s}\right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 26.37 - \frac{21,30\times10^3}{0,9\times162} = -119.72KN\langle 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- **Vérification des armatures transversales**

$$^2 = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,163MPa < 0,05\, f_{c28} = 1,25MPa.....vérifiée$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification à l'ELS

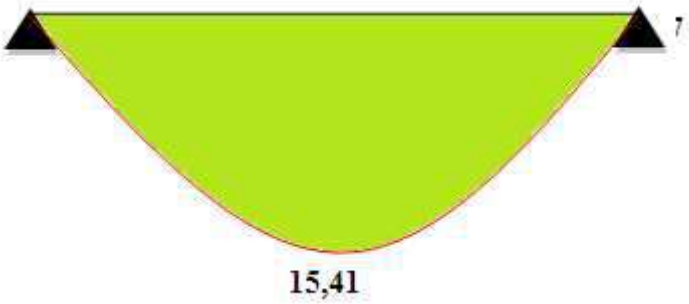


Figure.III.65.Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

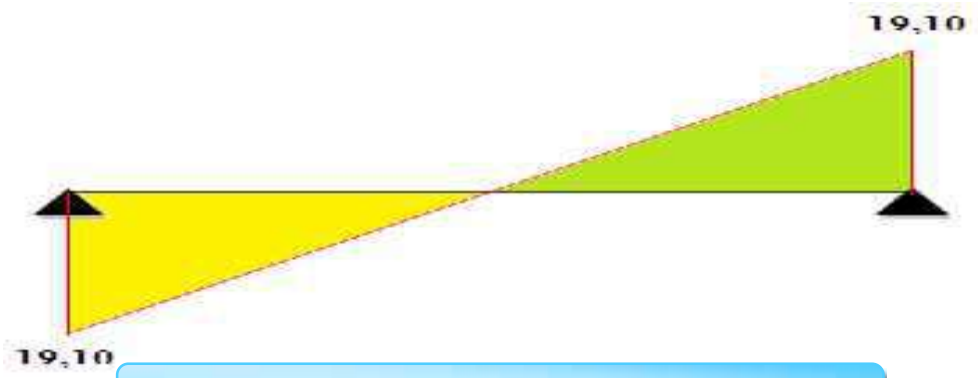


Figure.III.66.Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

a. Vérification des contraintes du béton

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

$$\frac{b}{2}y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

n=15 ; c'=2cm ; d=14,40cm ; b=100cm ; $A_s' = 0$

On doit vérifier que:

$$\pm_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\pm}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

En appuis :

Ma =0,5× M_{ser}=0,5× 15,41=7,70 kN.m

En travée :

Mt =0,85× M_{ser}=0,85× 15,41=13,10KN.m

La vérification à faire est : $\pm_{bc} \leq \overline{\pm}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

Tableau. III.38.Vérification de compression du béton

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm^2)	Y(cm)	I(cm^4)	σ_{bc}(MPa)	Vérification
Appui	7,70	2,01	2,90	6146,20	3,63	Vérifiée
Travée	13,10	3,14	3,40	9027,00	4,93	Vérifiée

III.3.3.6. Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées, alors on doit justifier cet état par un calcul des flèche

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4{,}2}{fe}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

h=18cm; b_0=100cm ; d=16,2cm ; L=3,23m ; fe=400MPa.

Alors :

- $\frac{h}{L} = 0,0557 < 0,0625$.....*non vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,002 \prec 0,0105$.....*vérifiée*
- $\frac{h}{L} = 0,0557 < 0,085$.....*non vérifiée*

Flèche totale :

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$ **[4].(art. B.6.5.2)**

avec : $\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$ L=3,23m < 5 m.

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s\left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s\left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau. III.39. Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KNm)	A_s (cm^2)	¢	±s (MPa)	a_i	a_v	µ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
13,10	3,14	0,002	257,53	10,5	4,20	0,12	51041,66	24843,28	37331,00

Donc :

$$\left.\begin{array}{l} f_i = 0,17cm \\ f_v = 0,34cm \end{array}\right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,17cm$$

$$\overline{f} = \frac{L}{500} = 0,646cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,17cm < \overline{f} = 0,646cm \text{.....vérifiée.}$$

Récapitulation : le ferraillage des escaliers est regroupé dans les tableaux suivant

Tableau. III.40. Ferraillage Escalier Droit

Ferraillage longitudinale					Ferraillage transversale		
Escalier atrois volés		A_{adopte} (cm²)	Barres	S_t (cm)	A_{adopte} (cm²)	Barres	S_t (cm)
1er volé Sens 1-2	Travée	3,14	4T10	20	1,01	2T8	20
	Appui	2,01	4T8	20	2,01	4T8	20

Tableau III.41. Ferraillage Escaliers balancé

Ferraillage longitudinale					Ferraillage transversale		
Escalier balancé		A_{adopte} (cm²)	Barres	S_t (cm)	A_{adopte} (cm²)	Barres	S_t (cm)
le volé	Travée	3,14	4T10	20	1,01	2T8	20
	Appui	2,01	4T8	20	2,01	4T8	20

- **Schémas de ferraillage des escaliers**

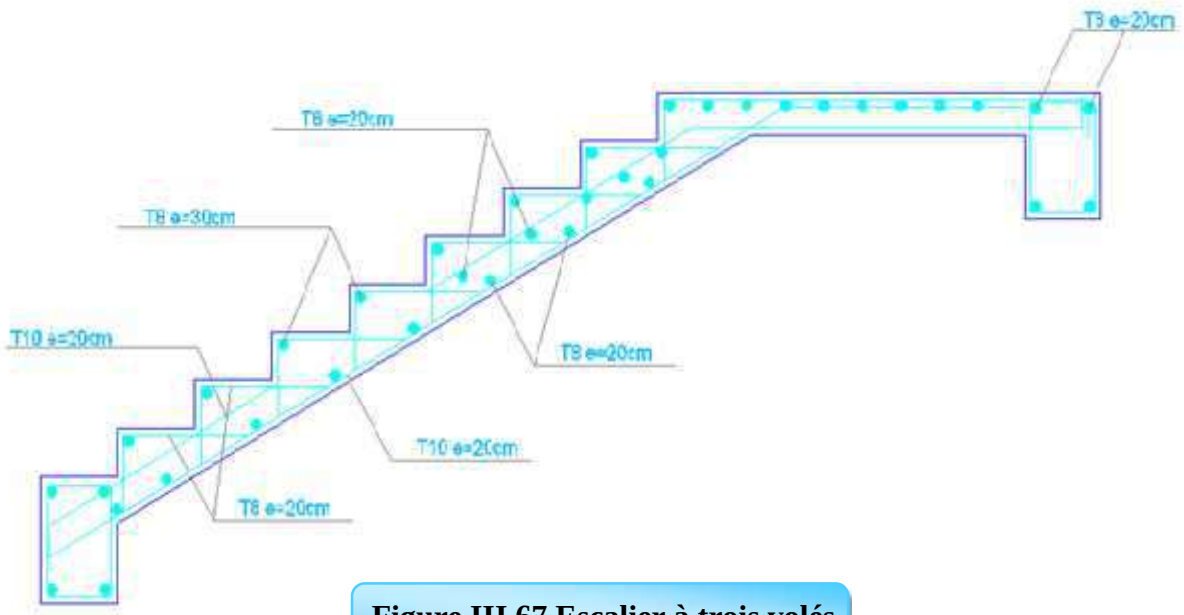


Figure III.67.Escalier à trois volés

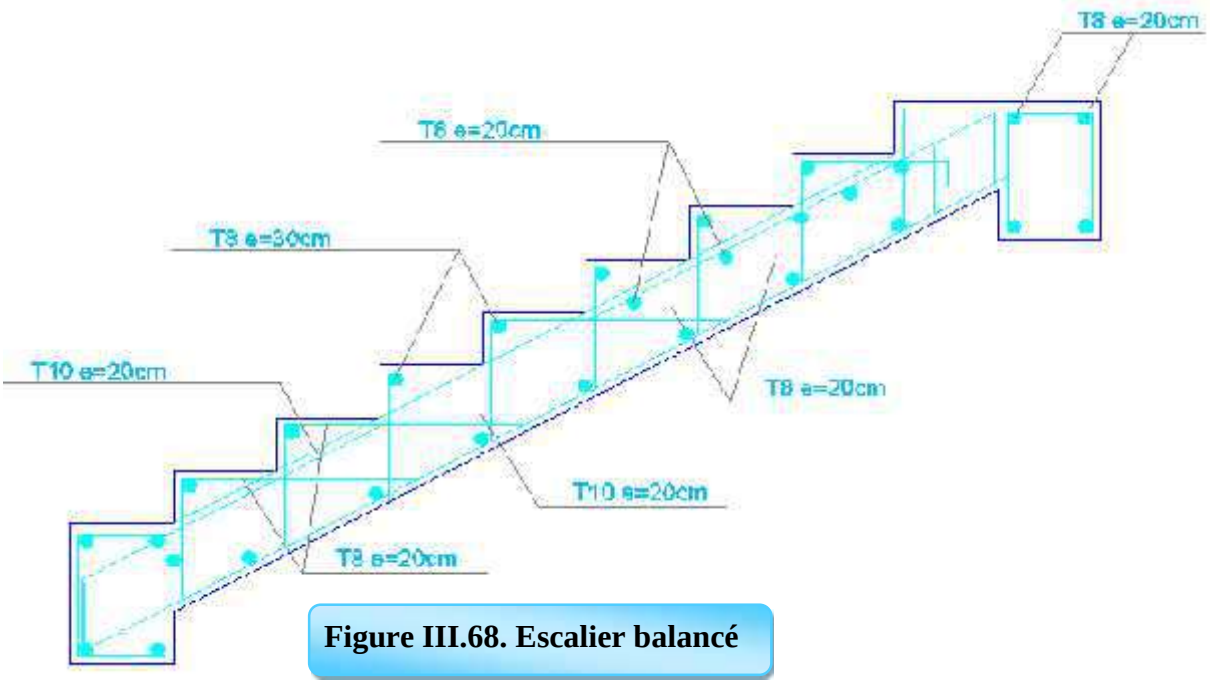


Figure III.68. Escalier balancé

III.4. Loggia

III.4.1. Introduction

Notre ouvrage comporte un seule type de balcon.

-Balcon: dalle repose sur trois appuis, la plus grand portée est égale à 1,40m.

$\rho=\frac{L_x}{L_y}=\frac{1.60}{5.00}=0.32<0.4 \Leftrightarrow$ la dalle est portée sur un seul sens .

Le balcon se calcul comme une console soumise à:

-Son poids propre.

-La surcharge d'exploitation.

-Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

III.4.2. Evaluation des charges

Charge permanente

G=5.19kN/m^2

Charge d'exploitation

Q=3,50kN/m^2

-Charge concentrée "F": (Poids du mur)

-Mur extérieur: G=2,52kN/m^2

-Hauteur du mur: h=1,00 m

F=2,52 x 1,00 x 1.35=3.40kN

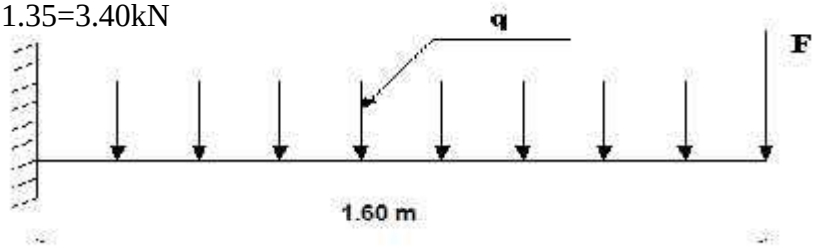


Figure III.69.Schéma statique

III.4.3. Combinaison des charges

Tableau III.42.Combinaison des charges

	ELU	ELS
q(kN/ml)	12.16	8.69
F(kN)	3.40	2.52

III.4.4. Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant:** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$
- **Effort tranchant:** $T(x) = (qx + F)$

Tableau III.43.Calcul des efforts internes

	ELU	*ELS*
M (kNm)	*-21.00*	*-15.15*
T (kN)	*22.85*	*16.42*

Diagramme des efforts internes

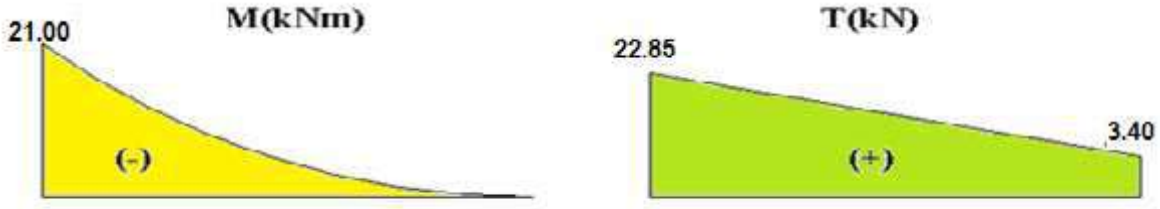


Figure III.70.Diagramme des efforts internes (ELU)

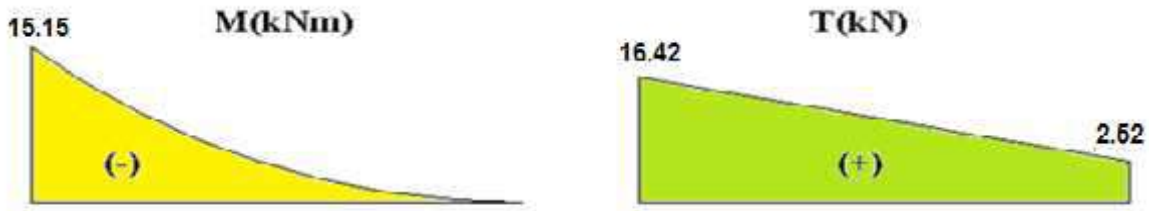


Figure III.71.Diagramme des efforts internes (ELS)

Calcul de ferraillage

✓ **l'ELU :**

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

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; b=100cm ; h=15cm ; d=13cm ; fe=400MPa

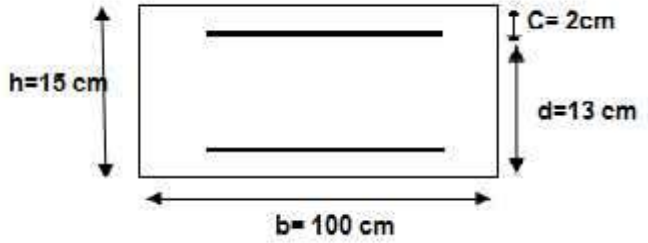


Figure III.72.Schéma géométrique de la console

$$«_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.00x10^3}{100x13^2 x14.2} = 0.087 < \mu_R\, 0.392 \quad \Rightarrow \quad A'_s(cm^2)=0$$

$$«_u = 0.087 \Rightarrow \ \alpha = 0.1146, \ \beta=0.954$$

$$A_S = \frac{M_u}{d \pm_{st}} = \frac{21.00x10^3}{0.954x13x348} = 4.86cm^2$$

On adopte 8 T10 ⟶ A=6.28cm^2, S_{t1}=12cm

✓ **Les armatures de répartition:**

$$\frac{A_s}{4} \le A_r \le \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.57cm^2 \le A_r \le 3.14cm^2$$

Le choix est de:6T8/ml=3.02cm^2 avec: S_t=25cm

Vérifications (ELU)

a) Ecartement des barres :

Pour les armatures principales :

$S_t \le \min(3h , 33cm) = 33cm$.

S_{t1}=12cm<33cm ⇒ Condition vérifiée.

Pour les armatures de répartition :

$S_t \leq \min(4h , 45cm) = 45cm$.

$S_{t2} = 25cm < 45cm \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) condition de non fragilité: [4] ►► Art[A-4-2-1] ◄◄

$$A_{min} = 0{,}23bd\frac{ft_{28}}{fe} = 0{,}23(100)x13x\frac{2{,}1}{400} = 1.56cm^2$$

$A_s = 6.28cm^2 > A_{min} = 1.56cm^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c) Vérification au cisaillement :[4] ►► Art[A-5-2-1] ◄◄

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.15.f_{c28}, 5MPa\} = 3.75MPa.$$

$$\tau_u = \frac{21.00x10^3}{1000.130} = 0.16MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.75MPa. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :[4] ►► Art[A-4-21] ◄◄

$$\bar{V}_u = 0.4 f_{c28} \times 0.9 \times d \times \frac{b}{\gamma_s}$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 0.13 \times \frac{1}{1.15} \times 10^3 = 1017.4KN.$$

$$V_u = 21.00KN \leq \bar{V}_u = 1017.4KN. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3.4.2.8. Vérification de l'E.L.S :

On considère que la fissuration est préjudiciable.

a)Vérification des contraintes:

- **Position de l'axe neutre "y"**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I"**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y-c')^2 + nA_s(d-y)^2$$

Avec: *n=15 ; c'=2cm ; d=13,0cm ; b=100cm ; A'$_s$=0*

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{M_{ser}}{I}y \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\,f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n\dfrac{M_{ser}}{I}(d-y) \le \overline{\sigma}_s = Min\left(\dfrac{2}{3}fe; 150\right) = 240MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III.44.Vérification des contraintes du balcon

M_{ser}(kNm)	A_s(cm^2)	y(cm)	I(cm^4)	σ_{bc}(MPa)	$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc}$	σ_s(MPa)	$\sigma_s \le \overline{\sigma}_s$
15,15	6,28	4,02	11078.60	0.54	vérifiée	72,57	vérifiée

b) Vérification de la flèche :[4] ►► Art[B-5-6-3]◄◄

$$F_I = \frac{ML^2}{4E_I I_{F_I}}$$

$$E_I = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195MPa$$

$$I_0 = \frac{b}{3}\left(Y_1^3 + Y_2^3\right) + 15A_t(Y_2 - c)^2$$

$$Y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100\times 15^2}{2} + 15\times 6.28\times 13}{100\times 15 + 15\times 6.28} = 7.82cm.$$

$y_2 = h - y_1 = 15 - 7.82 = 7.17cm$

D'où : $I_0 = \frac{100}{3}\left(7.82^3 + 7.17^3\right) + 15\times 6.28(7.17-2)^2 = 30744.92cm^4$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6.28}{100\times 13} = 0.0048$$

$$\alpha_V = \frac{0.02\times f_{t28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\times \rho} = \frac{0.02\times 2.1}{(2+3)\times 0.0048} = 1.75$$

$$« = \max\{0;1-\frac{1.75\times f_{t28}}{4°\pm_S + f_{t28}}\} = \max\{0;1-\frac{1.75\times 2.1}{4\times 0.0048\times 348+2.1}\} = \max\{0;0.58\} = 0.58$$

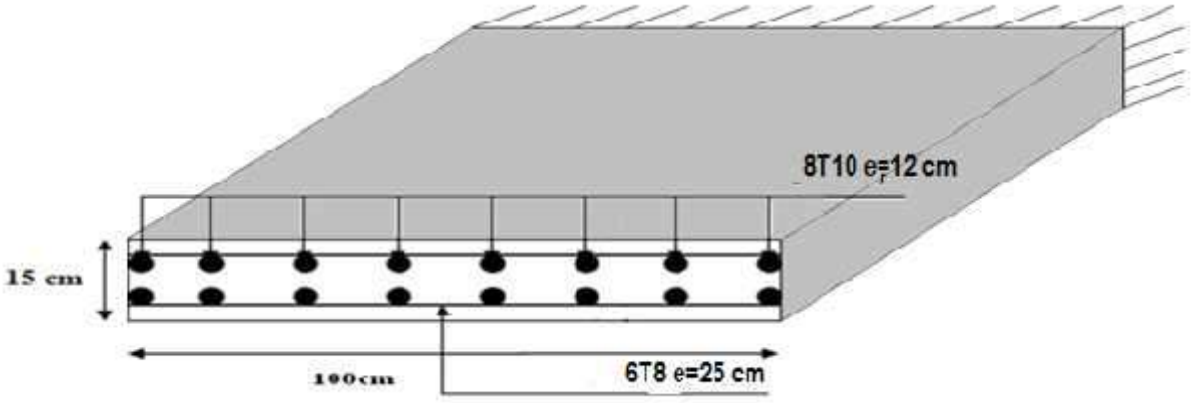
$$I_{F_I} = \frac{1.1\times I_0}{1+{}^{a}{}_{V}\times «} = \frac{1.1\times 30744.92}{1+1.95\times 0.58} = 15870.20cm^4$$

$$F_I = \frac{17.57\times 10^2\times 1600^2}{4\times 32164.195\times 15870.20} = 2.20mm$$

$$\overline{F} = \frac{L}{250} = \frac{1600}{250} = 6.4mm.$$

$F_I < \overline{F} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

.



.

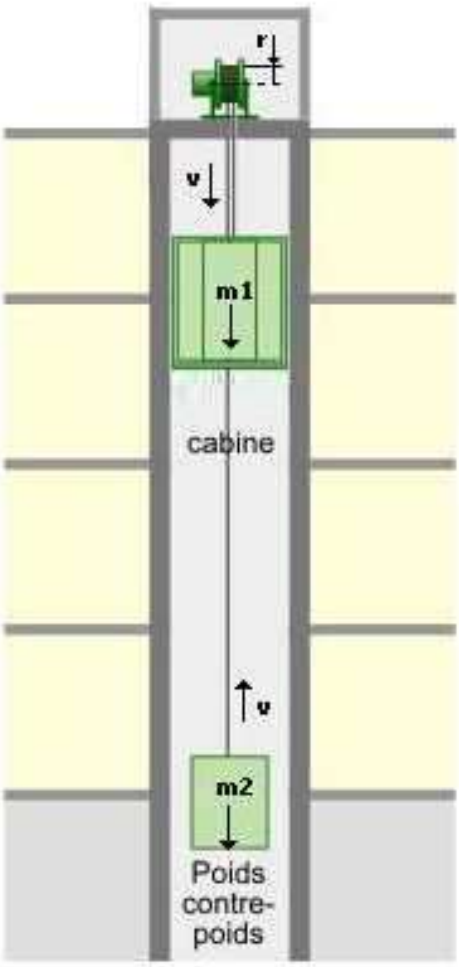
Figure III.73.ferraillage de balcon.

III.5. La dalle machine :

III.5.1. Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.



III.5.2. Prédimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

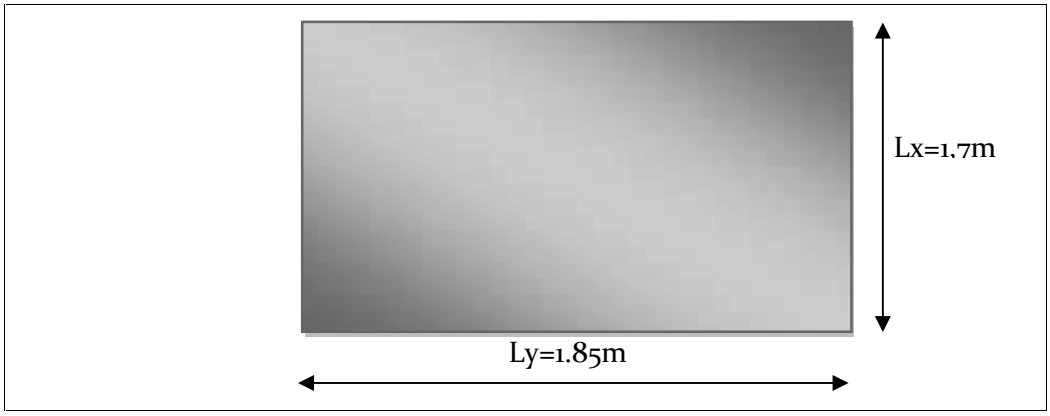


Figure III.74.Dimensions de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

- **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{50} \le e \le \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{170}{50} \le e \le \frac{170}{40} \Rightarrow 4.25cm \le e \le 3.40cm$$

- **Condition de l'E.N.A :**

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : e=25cm.

III.5.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

III.5.3.a. Charges permanentes G :

Tableau III.45.Charges permanentes

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Dalle pleine	0.25	25	6.25
2	Enduit en ciment	0.02	10	0,36
			TOTAL	**6.61**

III.5.3.b. Poids de la machine supportée :

- q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées.

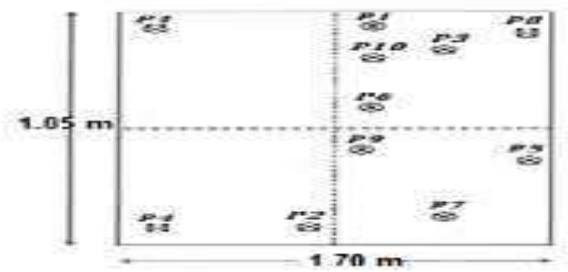


Figure III.76.Déférentes charges agissantes sur la dalle

Tableau III.45.Les charges concentrées

P (kgf)								
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

$$q = \frac{\sum P_i}{S} = 5500.79 kg/m^2 = 55.00 kN/m^2$$

G_{tot}=6.61 + 55.00= 61.61KN/m^2

III.5.3.c. La charge d'exploitation :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de :

Q=5kN/m2

Tableau III.47.Détermination des chargements de la dalle

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_U (kN/m^2)	P_{Ser}(kN/m^2)
61.61	5	90.67	66.61

Les appuis sont considérés comme des semi-encastrements.

III.5.4. calcul des sollicitations :

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1.7}{1.85} = 0.91 > 0.4$

Donc la dalle travaille suivant les deux directions

III.5.4.a. Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

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

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.5.4.b. Hypothèses (ligne de rupture) :

- ➢ La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- ➢ Les lignes de rupture sont des lignes droites.

III.5.4.c. Principe de calcul :

Travail extérieur = Travail intérieur.

Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur: en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties:

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

- q: charge répartie.
- S: surface de la région rigide.
- $f$cdg: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

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

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ: l'angle de rotation.

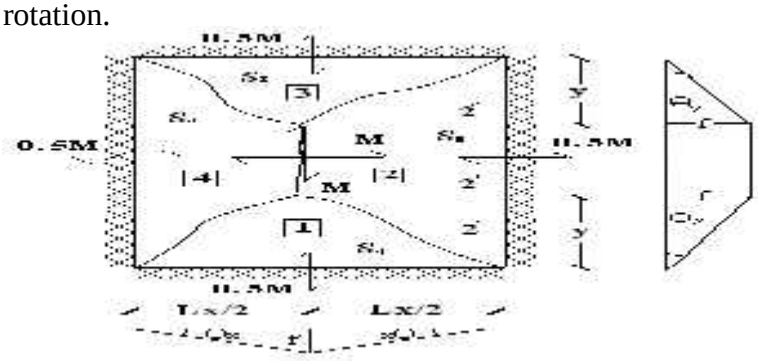


Figure III.76.Les lignes de rupture

Travail externe :

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

Avec :

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

$$T_{ext}^{1} = q.S_1 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6} L_x.y\right)$$

$$T_{ext}^{2} = 2T_{ext}^{2'} + T_{ext}^{2''} = q.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

$$T_{ext} = q.f\left(\frac{1}{2} L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

❖ **Travail interne :**

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

Avec :

- $T_{int}^{1} = T_{int}^{3}$
- $T_{int}^{2} = T_{int}^{4}$

$$T_{int}^{1} = 0.5M.L_x.\bar{}_y + M.L_x.\bar{}_y \qquad \bar{}_y = tg\bar{}_y = \frac{f}{y}$$

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

$$T_{int}^{2} = M.L_y.\bar{}_x + 0{,}5\ M\ .L_y.\bar{}_x \qquad \bar{}_x = tg\bar{}_x = \frac{2f}{L_x}$$

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

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

❖ **Principe du travail virtuel :**

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

$$q = 3M\frac{\left(\frac{1.7}{y}+2.17\right)}{1.572-0.56y}$$

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

$$\frac{dq}{dy}=0 \Rightarrow 1.48\,y^2+1.94\,y-2.67=0 \Rightarrow y=0{,}83\,m$$

On remplace " y " on trouve : M=0.087q

$$M_t = M = 0.087.q_u = 0.087\times(90{,}67) = 7.88\ KN.m$$

$$M_a = 0.5.M = 0.5\times 7.88 = 3.94\ KN.m$$

❖ **Calcul du ferraillage :**

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

Tableau III.48.Les données

f_{c28}	25 MPa	h	25 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	23 cm
f_e	400 MPa	c	2 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c’	2 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 25-2-\frac{1}{2} = 22.5\ cm \\ d_y = 22.5-\frac{1+1}{2} = 21.5\ cm \end{cases}$

Tel que: $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b.b.d^2}$ et $A = \frac{M_u}{\sigma_s.d.\ .}$

Les résultats sont ordonnés dans le tableau suivant:

Tableau III.49.Calcul des sections d'acier

		M_u (kN.m)	μ	β	A (cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Sens x	En travée	7.88	0.010	0.995	0.96	0	2.5
	En appuis	3.94	0.005	0.997	0.48	0	2.5
Sens y	En travée	7.88	0.012	0.996	1.05	0	2.5
	En appuis	3.94	0.006	0.996	0.52	0	2.5

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5\,cm^2$$

Donc on adopte les sections: $\begin{cases} A_x = 4\varphi 10 = 3.14\,cm^2 \\ A_y = 4\varphi 10 = 3.14\,cm^2 \end{cases}$

❖ **Condition d'espacement :**

$$\overline{S}_t = Min[2h = 50\,cm\,,\,22\,cm] = 22\,cm$$

On prend : S = 25 cm

III.5.5. Vérification de l'effort tranchant :

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = 52.80KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{52{,}80 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.234\,MPa < \overline{\tau}_u = 1.16\,MPa$$ (Condition vérifié)

Suivant Ly: $\tau_{uy} = \frac{V_{uy}}{b_0 \cdot d_y} \le \overline{\tau}_u = 1.16MPa$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_y} = 51.37KN$$

$$\tau_u = \frac{51.37\times10^3}{1000\times215} = 0.238\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa}$$ (Condition vérifié)

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

III.5.6. Vérification à l'E.L.S :

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Tableau III.50.Calcul de Mser

		M_{ser} (Kn.m)
Sens x	travée	$0.087*q_{ser}=0.087*66.61=5.79$
	appuis	$0.5*M_t=0.5*5.79=2.89$
Sens y	travée	$0.087*q_{ser}=0.087*66.61=5.79$
	appuis	$0.5*M_t=0.5*5.79=2.89$

❖ **Détermination de la valeur de « y » :**

$50y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$

Moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.51.Vérification à l'ELS

		M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Sens x	travée	5.79	2.5	3.75	14941.21	0.039	0.149	Oui
	appuis	2.89	2.5	3.75	14941.21	0.019	0.072	Oui
Sens y	travée	5.79	2.5	3.65	13580.01	0.042	0.155	Oui
	appuis	2.89	2.5	3.65	13580.01	0.021	0.076	Oui

III.5.7. 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 :

$$\begin{cases} * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} \grave{a} \dfrac{1}{35} \\ * \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}147 > 0{,}049 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \\ 0{,}147 > 0{,}028 à 0{,}037 \ldots\ldots\ldots vérifiée \\ 1{,}57.10^{-4} < 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots\ldots vérifiée \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.5.8.Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [4] ►► Art [A–4–21] ◄◄

$$\overline{V}_u = 0.4 f_{c28} \times 0.9 \times d \times \frac{b}{¥_s}$$

$$\overline{V}_u = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 0.23 \times \frac{1}{1.15} \times 10^3 = 1800 KN.$$

$V_u = 90.67 KN \leq \overline{V}_u = 1017.4 KN. \Rightarrow$ Condition vérifiée.

IV.1.Introduction :

L'étude dynamique revient à étudier le comportement de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure .Ce modèle est ensuite introduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.2.Caractéristiques dynamiques de la structure :

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

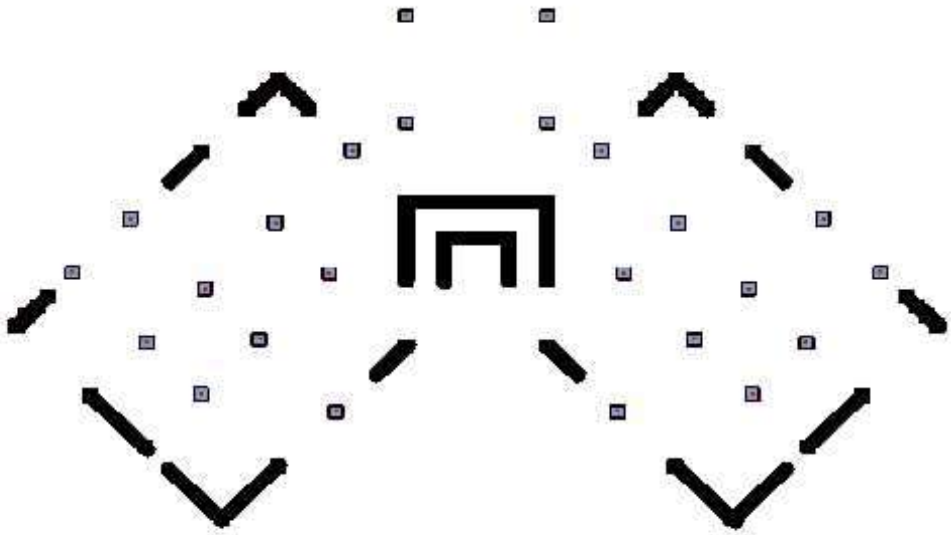
- ✓ Le centre de Masse (G).
- ✓ Le centre de Torsion (R).

IV.2.1.Centre de masse :

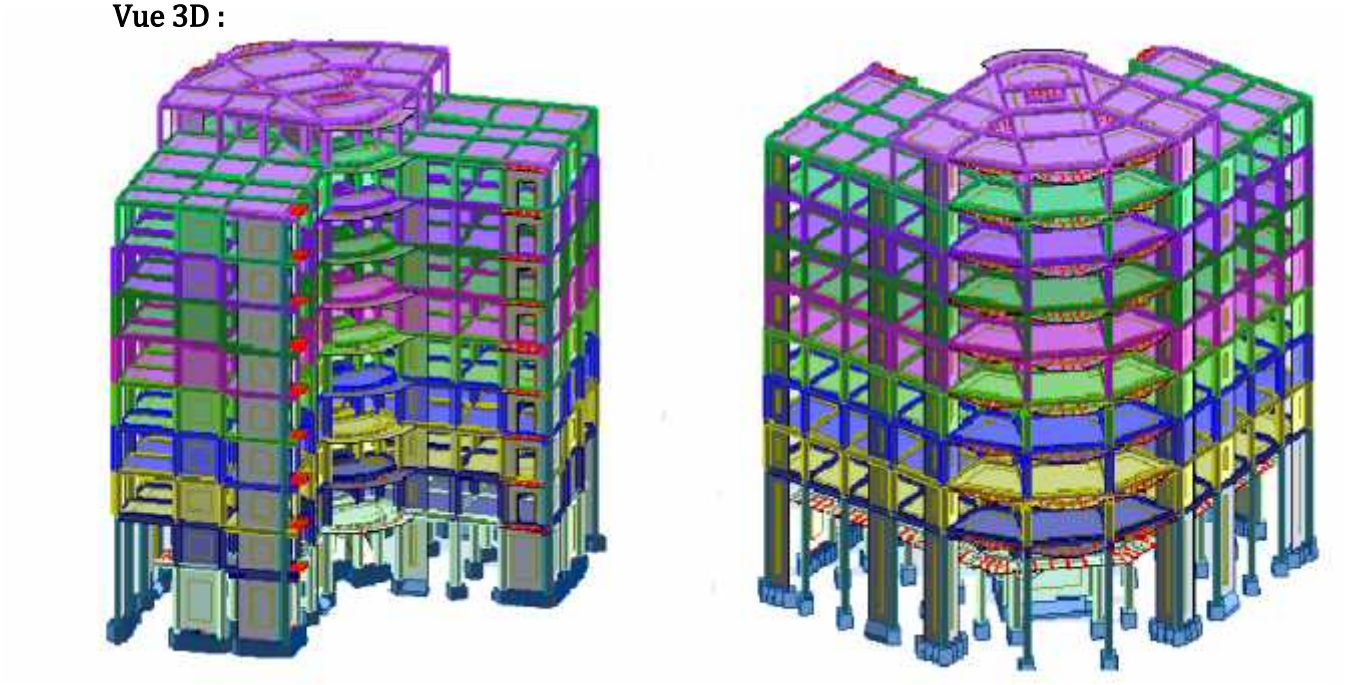
Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers, il est donc nécessaire de connaître les centres de masse qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masse sera déterminé pour chaque niveau en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment : (poteaux, poutres, murs, escaliers, voiles…)

Vue 2 D :



Vue 3D :



Figures IV.1. Disposition des voiles aux entre sol, RDC et étages

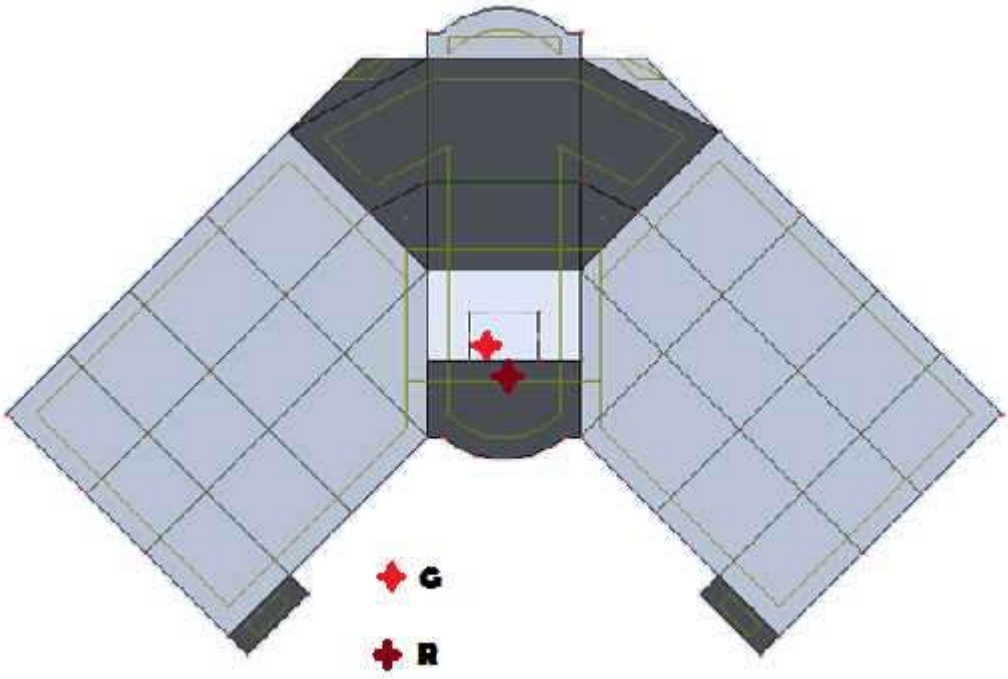


Figure IV.2.Vue en plan

Tableau IV.1.Calcul de centre de masse

Niveau(m)	Wi (kN)	XG(m)	YG(m)
+31.96	2966.81	17.97	10.15
+28.90	4106.66	18.07	10.29
+25.84	4249.67	18.02	10.39
+22.78	4249.67	18.02	10.39
+19.72	4249.67	18.02	10.39
+16.66	4402.62	18.01	10.38
+13.90	4402.62	18.01	10.38
+10.54	4388.60	18.01	10.38
+7.48	4110.89	17.95	09.59
+4.42	4862.98	18.04	08.69

IV.2.2.Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

NB : Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical.

Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement

Les inerties sont calculées par les formules suivantes :

- Pour les poteaux '1' : $I_x=\frac{bh^3}{12}$; $I_y=\frac{bh^3}{12}$
- Pour les poteaux '2' : $I_x= I_y = (a_2/12).(a_2.\cos^2\alpha + a_2.\sin^2\alpha)$
- pour les voiles plein : $I_x=\frac{Le^3}{12}$; $I_y=\frac{eL^3}{12}$

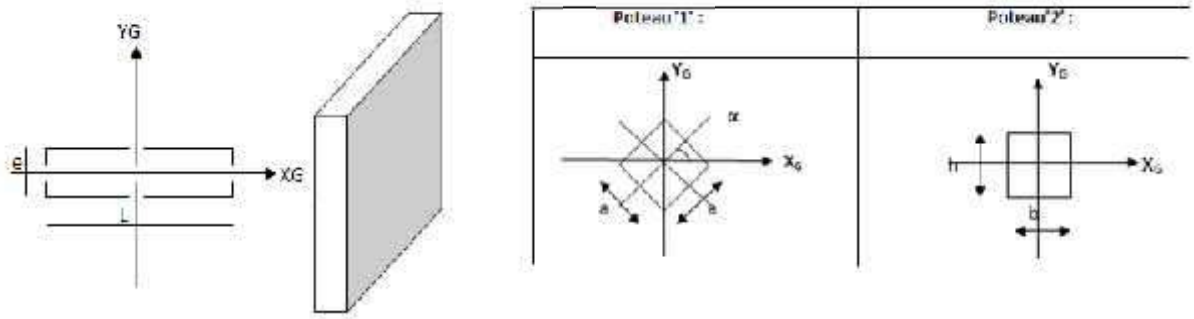


Figure IV.3.dimension des voiles et poteaux

Tableau IV.2.Centre de torsion

Niveau(m)	Ixi	Iyi	Xt(m)	Yt(m)
+31.96	2592161,76	3021073,93	17.97	10.21
+28.90	6627122,82	16408328,71	18.07	09.95
+25.84	7210077,63	17927702,16	18.02	10.56
+22.78	7210077,63	17927702,16	18.02	10.56
+19.72	7210077,63	17927702,16	18.02	10.56
+16.66	7987166,46	19832210,69	18.01	10.55
+13.90	7987166,46	19832210,69	18.01	10.55
+10.54	7484567,75	19720611,90	18.01	10.55
+7.48	13736147.80	35230561.63	17.95	09.56
+4.42	6626580,62	18017572,85	18.04	09.54

IV.2.3.Excentricité :

IV.2.3.A. Excentricité statique :

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

$$\begin{cases} e_x = | XG - Xt | \\ e_y = | YG - Yt | \end{cases}$$

Tableau IV.3.Calcul de l'excentricité statique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G	X_t	ex (m)	Y_G	Y_t	ey (m)
+31.96	17.97	17.97	0.03	10.15	10.21	0.06
+28.90	18.07	18.07	0.07	10.29	09.95	0.34
+25.84	18.02	18.02	0.02	10.39	10.56	0.17
+22.78	18.02	18.02	0.02	10.39	10.56	0.17
+19.72	18.02	18.02	0.02	10.39	10.56	0.17
+16.66	18.01	18.01	0.01	10.38	10.55	0.17
+13.90	18.01	18.01	0.01	10.38	10.55	0.17
+10.54	18.01	18.01	0.01	10.38	10.55	0.17
+7.48	17.95	17.95	0.05	09.59	09.56	0.03
+4.42	18.04	18.04	0.04	08.69	09.54	0.85

IV.2.3.B. Excentricité accidentelle : [1] ►► [Art 4.2.7] ◄◄

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

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

$$\begin{cases} ex = 0{,}05.\ Lx \\ ey = 0{,}05.\ Ly \end{cases}$$

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

Tableau IV.4.Calcul d'excentricité accidentelle

Niveau(m)	Lx(m)	Ly(m)	ex (m)	ey (m)
+31.96	25.94	23.11	1.30	1.16
+28.90	36.01	23.38	1.80	1.17
+25.84	36.01	23.38	1.80	1.17
+22.78	36.01	23.38	1.80	1.17
+19.72	36.01	23.38	1.80	1.17
+16.66	36.01	23.38	1.80	1.17
+13.90	36.01	23.38	1.80	1.17
+10.54	36.01	23.38	1.80	1.17
+7.48	36.01	23.38	1.80	1.17
+4.42	32.45	18.73	1.62	0.94

IV.2.3.C. Effets de la torsion accidentelle [1]: ►► [Art 4.3.7] ◄◄ :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm$ 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

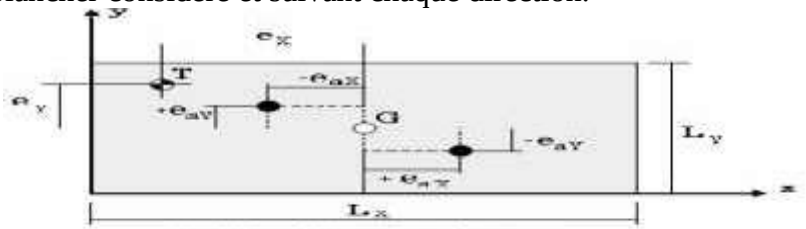


Figure IV.4.Position du centre de masse

Tableau IV. 5. Calcul de l'excentricité totale

	excentricité		excentricité accidentelle 5% L		excentricité finale			
Niveau(m)	ex	ey	ex acc	ey acc	ex + ex ac	ex - ex ac	ey + ey ac	ey - ey ac
+31.96	0.03	0.06	1.30	1.16	1.33	-1.27	1.22	-1.10
+28.90	0.07	0.34	1.80	1.17	1.87	-1.73	1.51	-0.83
+25.84	0.02	0.17	1.80	1.17	1.82	-1.78	1.34	-1.00
+22.78	0.02	0.17	1.80	1.17	1.82	-1.78	1.34	-1.00
+19.72	0.02	0.17	1.80	1.17	1.82	-1.78	1.34	-1.00
+16.66	0.01	0.17	1.80	1.17	1.81	-1.79	1.34	-1.00
+13.90	0.01	0.17	1.80	1.17	1.81	-1.79	1.34	-1.00
+10.54	0.01	0.17	1.80	1.17	1.81	-1.79	1.34	-1.00
+7.48	0.05	0.03	1.80	1.17	1.85	-1.75	1.20	-1.13
+4.42	0.04	0.85	1.62	0.94	1.66	-1.58	1.79	-0.09

IV.3.Choix de la méthode de calcul :

IV.3.1.Introduction :

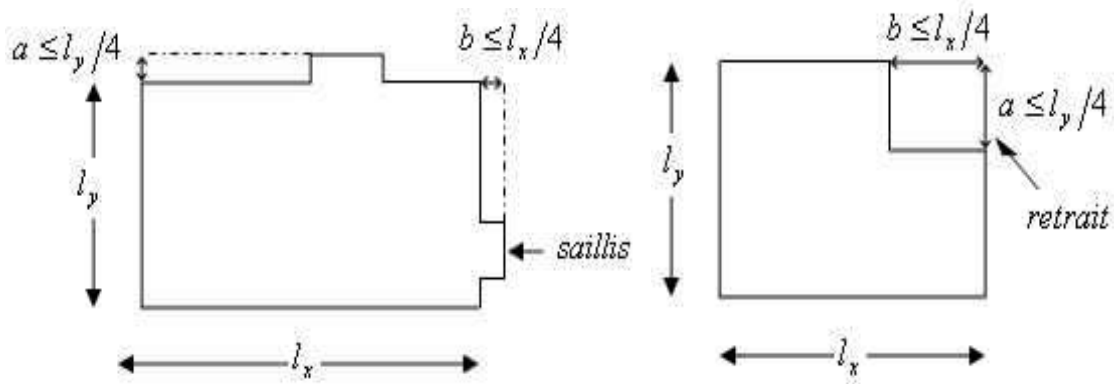
On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes:

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

IV.3.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

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

- **Régularité en plan :**



- Dans notre cas on a un retrait ou « a et b » sont supérieurs à ¼ de Lx et Ly **(C.N.V).**

2. La configuration des deux blocs étudiés est irrégulière. (En zone sismique III, groupe d'usage 2, Ht 31.96 m >17 m (C.N.V))

- ✓ Donc selon [1]: ►► [Art 4.1.2] ◄◄, les conditions d'application de la Méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées et un calcul sismique avec analyse modale (la méthode d'analyse modale spectrale) doit être mené.

  La modélisation de la structure a été faite moyennant le logiciel de calcul et d'analyse des structures aux éléments finis ' **ROBOT 25'.**

IV.3.3. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.3.1. 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 la structure.

IV.3.3.2.Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le ROBOT 25 est le modèle du nœud maître basé sur la théorie du plancher rigide. Le mouvement de ce dernier est donnés par le mouvement du nœud maître, les autres nœuds du même plancher sont emportés par le mouvement du nœud maître et sont appelés nœuds esclaves.

IV.3.3.3.Le spectre de réponse de calcul : [1]

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

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

a. Coefficient d'accélération A : [1] ►► [Tab4.1] ◄◄

Tableau IV. 6. Coefficient d'accélération de A

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
III	0.40	0.30	0.25	0.18

b. facteur de correction d'amortissement η:

η = 7 /(2+ ξ) ξ= 7 % [1] ►► [Tab4.2] ◄◄

Avec remplissage dense → η=0,882

c. coefficient de comportement R : [1] ►► [Tab4.3] ◄◄

On prend dans le calcul (R=3.5) ce qui correspond à un système de contreventement de structures en portiques avec des voiles en béton armé, et on doit vérifier le type de notre système à partir des résultats obtenus par le logiciel (robot25) qui sont données ci-après.

les voiles reprennent 64.91% des efforts.

A partir des résultats ci-dessus on est dans le cas de système de contreventement constitué par des

voiles porteurs en béton armé et ce conformément [1]: ►► [Art.3.4.A.2] ◄◄

Ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques.
- ✓ Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de20 % des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation verticale est reprise uniquement par les voiles.

Donc : R= 3.5

d. facteur de qualité Q : [1] ►► [Tab4.4] ◄◄

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

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

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7.détermination du facteur de qualité Q

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	OUI	0.00	OUI	0.00
2	Redondance en plan	NON	0.05	NON	0.05
3	Régularité en plan	NON	0.05	NON	0.05
4	Régularité en élévation	NON	0.05	NON	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	OUI	0.00	OUI	0.00
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	OUI	0.00	OUI	0.00

En récapitulant les résultats on trouve :

$$\begin{cases} Qx=1+(0+0+0.05+0.05+0.05+0.0)=1.15 \\ Qy=1+(0+0+0.05+0.05+0.05+0.0)=1.15 \end{cases}$$

e. périodes caractéristiques : [1] ►► [Tab4.7] ◄◄

$$\begin{cases} T_1=0.15\ s \gg \text{site 3} \\ T_2=0.50\ s \end{cases}$$

Un séisme est considéré comme un chargement dynamique alterné pouvant être défini comme une succession d'impulsions. Une analyse temporelle ou fréquentielle permettrait de connaître - partir de l'accélération - la réponse du système à tout instant pour chacun des modes.

Cependant, seule la valeur maximale de la réponse est requise (efforts, déplacements), d'où l'intérêt d'introduire la notion de spectre de réponse.

Ce spectre enveloppe de la pseudo-accélération n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système.

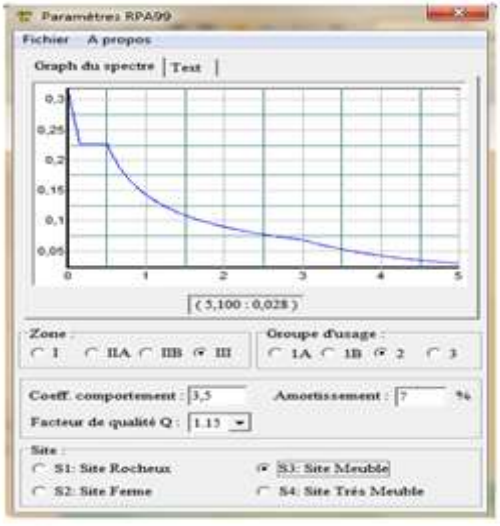


Figure IV.5.Spectres de réponse

IV.4. Résultats et vérifications de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de Nombre de modes à considérer.
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
- Vérification de la stabilité au renversement.
- Vérification de déplacement.
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
- Vérification des sollicitations normales.

IV.4.1.Vérification de Nombre de modes à considérer [1] ►► [Art 4.3.4] ◄◄ :

a) 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.

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Cette condition n'est pas vérifiée (C.N.V)

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

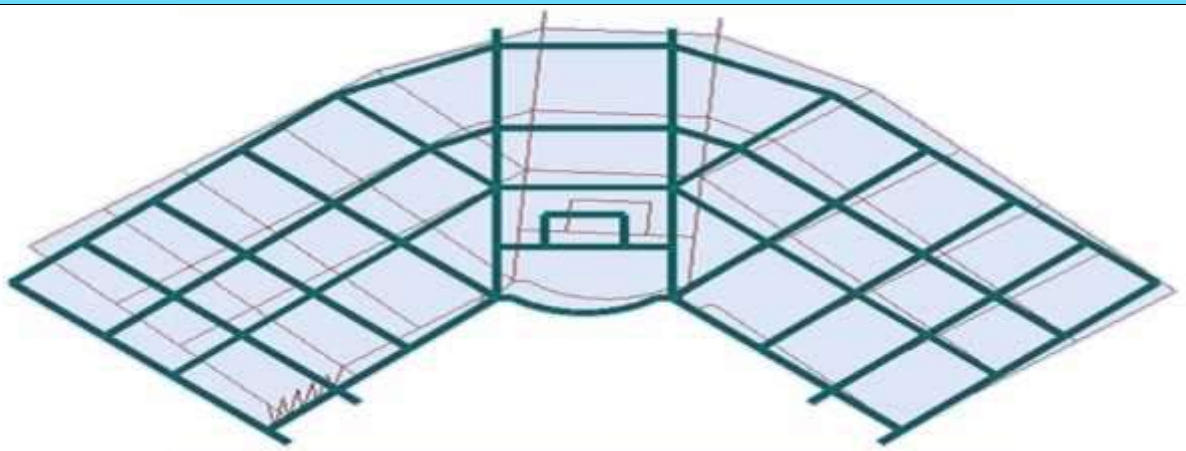
$$\mathbf{K \tilde{n} 3\sqrt{N}} \quad \textbf{et} \quad \mathbf{T_K \acute{a} 0.20\ sec} \qquad \textbf{(4-14)}$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

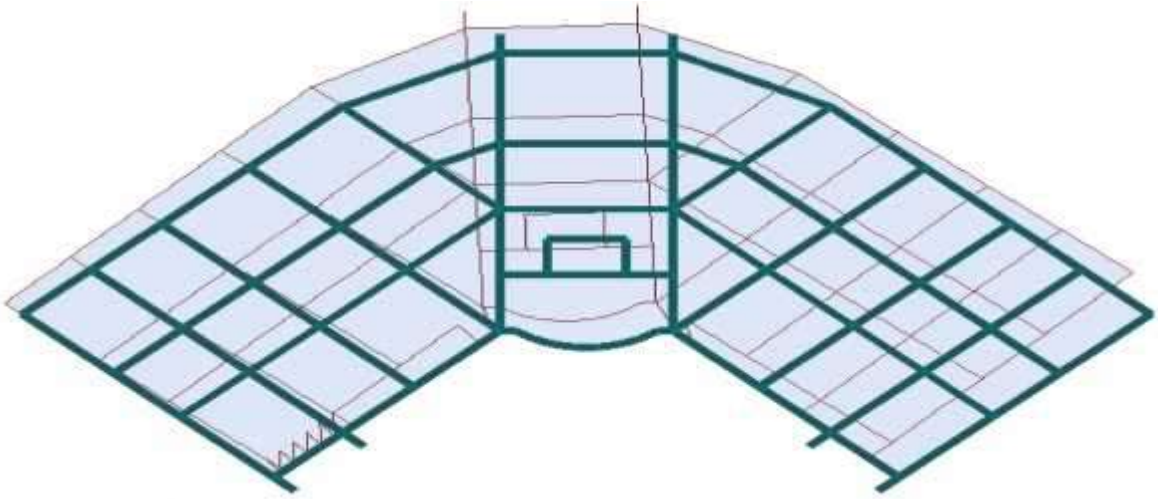
$K \geq 3\sqrt{10} = 9.48$ donc K=10 modes

$T_K \leq 0.20$ sec ⇒ 0.17 sec ≤ 0.20 sec Donc ……C.V

Mode 1



Mode 2



Mode 3

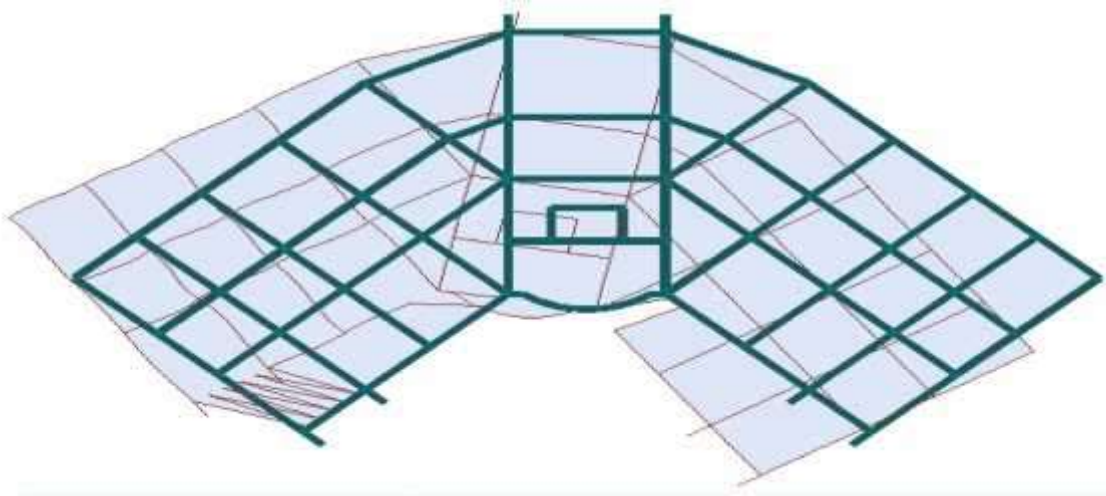


Figure IV.6.Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV.8.Le comportement des trois premiers modes

modes	Masse modale UX(%)	Masse modale UY(%)	Masse modale UZ(%)
Mode 1	28.99	21.15	0.50
Mode 2	11.35	24.78	0.07
Mode 3	8.42	4.20	0.04

Mode 1	Mode 2	Mode 3
Couplage entre la translation dans les deux sens (x) et (y) avec prédominance suivant (x) de 28.99 %.	Couplage entre la translation dans les deux sens (x) et (y) avec prédominance suivant (x) de 24.78 %.	rotation autour de Z

IV.4.2.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

[1] ►► [Art4.2.6] ◄◄

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

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0.8$

Calcul de la force sismique totale [1]: ►► [Art4.2.3] ◄◄ :

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

$$\begin{cases} V_X = \dfrac{A \times D_X \times Q_X}{R} \times W \\ V_Y = \dfrac{A \times D_Y \times Q_Y}{R} \times W \end{cases}$$

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen :**

$$\mathbf{D} \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta \left(\dfrac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\dfrac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

T2 = 0,5 s **[1]:** ►► [Tab4.7] ◄◄ (Avec site S3)

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

ξ = 7 % **[1]:** ►► [Tab4.2] ◄◄

(Avec remplissage dense) → η 0,882 ≥0.7 (C.V)

T : période fondamentale suivant les deux directions, puis on prend les valeurs minimum des deux formules suivantes :

1/ $T=C_T.h_N^{3/4}$

C_T =0.05 → Tx =Ty= $0.05*31.98^{3/4}$=0.672 s

2/ $T=0,09.hN/D^{1/2}$ **[1]:** ►► [Art4.2.4] ◄◄

$$\begin{cases} T_X=0.475\ s \\ T_y=0.624\ s \end{cases}$$

$$\begin{cases} 0 \le T_x \le T_2 \Rightarrow D_x = 2.5 \\ T_2 \le T_y \le 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \textbf{Dx =2.205} \\ \textbf{Dy =1.900} \end{cases}$$

W : poids total de la structure :

$W=G+\beta Q$ avec $\beta = 0.2$

W=41981.128 kN

Tableau IV.9.Calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	W(KN)	Vx	Vy
0.25	2.205	1.90	3.5	1.15	1.15	41981.128	7603.831	6552.054

Tableau IV.10.Vérification de la résultante des forces sismiques

	V (kN)	Vt (kN)	0.8V	Vt > 0.8V
X	7603.831	2337,33	6083.065	C.N.V
Y	6552.054	1862,62	5241.643	C.N.V

Pour les deux directions x et y la condition n'est pas vérifiée, donc il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse Vt < 0.80 V, (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport (0.8V/Vt).

- Pour la direction de X on a : 0.8V/Vt = 2.602
- Pour la direction de Y on a : 0.8V/Vt = 2.814

C'est-à-dire on remplace le coefficient « 1 » de la force sismique suivant la direction x (Ex) dans les combinaisons, par le coefficient «2.602», et le coefficient « 1 »de la force sismique suivant la direction y (Ey) dans les combinaisons, par le coefficient «2.814».

IV.4.3.Vérification de la stabilité au renversement :

o Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i \cdot f_{ix} \qquad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i \cdot f_{iy}$$

Avec :

- Fix, Fiy: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- hi : la hauteur de l'étage par rapport { la base 0

o Le moment de stabilité qui est égal à :

$$\begin{cases} Mtx = YG.Wi \\ Mty = XG.Wi \end{cases}$$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure.
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau.

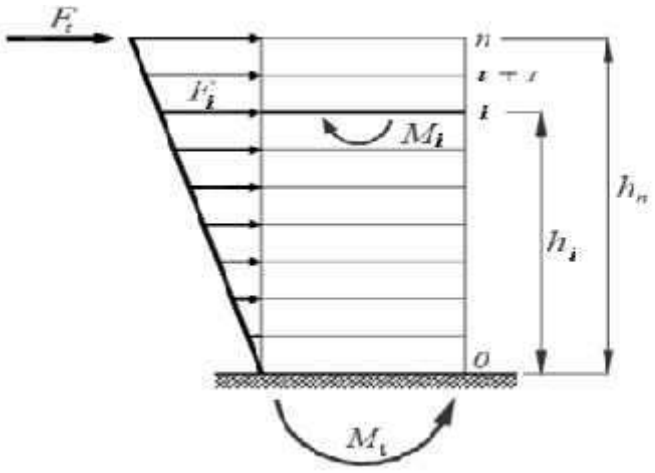


Figure IV.7.Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV.4.3.1.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

[1] ►► [Art4.2.5] ◄◄

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

$$Ft=\begin{cases} 0{,}07TV \leq 0{,}25V & T \geq 0{,}7\ s \\ 0 & T < 0{,}7\ s \end{cases}$$

- Tx = 0.475 s → Ft = 0
- Ty = 0.624s → Ft = 0

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

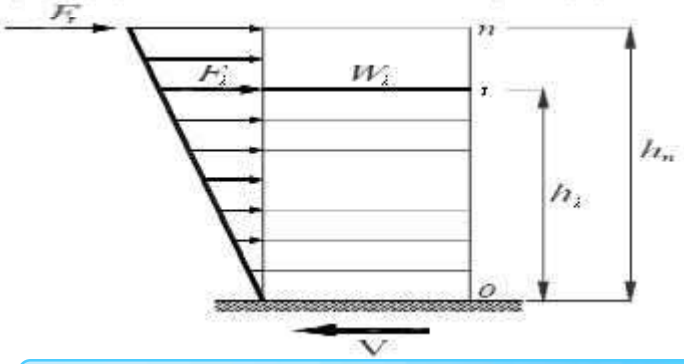


Figure IV.8.Distribution des forces sismiques

Vx =2337,33*2.602=6081.73 KN

Tableau IV.11.Forces sismiques selon la hauteur suivant X

Niveau (m)	Wi (kN)	Wi.hi (kN.m)	αx	Fix (kN)
+31.96	2966.81	94819.24	**0.1286**	**782.11**
+28.90	4106.66	118682.47	**0.1610**	**979.15**
+25.84	4249.67	109811.47	**0.1490**	**906.17**
+22.78	4249.67	96807.48	**0.1313**	**798.53**
+19.72	4249.67	83803.49	**0.1137**	**691.49**
+16.66	4402.62	73347.64	**0.0995**	**605.13**
+13.90	4402.62	61196.41	**0.0830**	**504.78**
+10.54	4388.60	46255.84	**0.0627**	**381.32**
+7.48	4110.89	30749.45	**0.0417**	**253.60**
+4.42	4862.98	21494.37	**0.0291**	**176.97**
SOMME		**736967.86**	**1**	**6081.73**

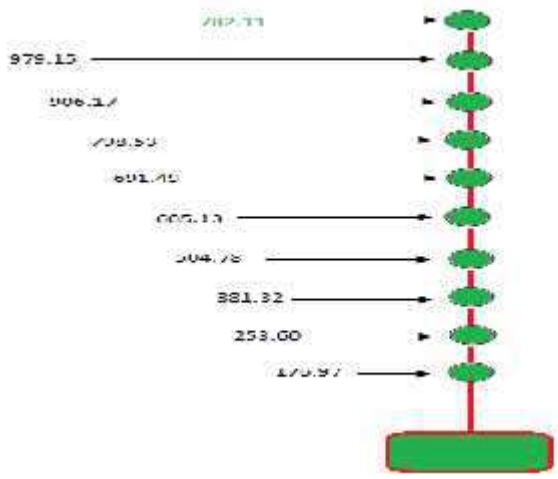


Figure IV.9.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

Vy =1862,62 *2.814=5241.41 KN

Tableau IV.12.Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

Niveau (m)	Wi (kN)	Wi.hi (kN.m)	αy	Fiy (kN)
+31.96	2966.81	94819.24	**0.1286**	**674.04**
+28.90	4106.66	118682.47	**0.1610**	**843.86**
+25.84	4249.67	109811.47	**0.1490**	**780.97**
+22.78	4249.67	96807.48	**0.1313**	**688.19**
+19.72	4249.67	83803.49	**0.1137**	**595.94**
+16.66	4402.62	73347.64	**0.0995**	**521.52**
+13.90	4402.62	61196.41	**0.0830**	**435.03**
+10.54	4388.60	46255.84	**0.0627**	**328.63**
+7.48	4110.89	30749.45	**0.0417**	**218.56**
+4.42	4862.98	21494.37	**0.0291**	**152.52**
SOMME		**736967.86**	**1**	**5241.41**

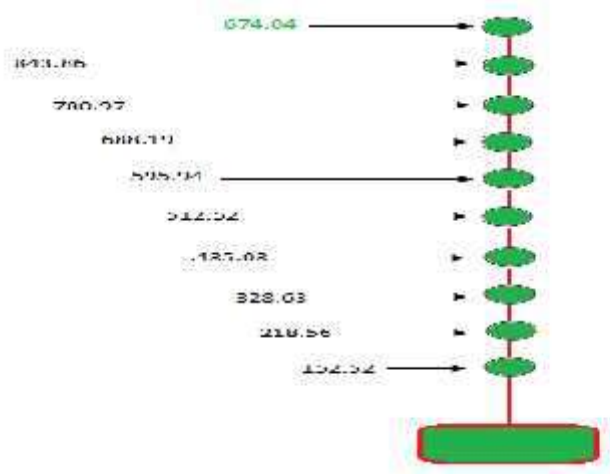


Figure IV.10.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.4.3.2.Moment de renversement :

Tableau IV.13.calcul du moment de renversement

Niveau (m)	Fix (KN)	Fiy (KN)	Moxi (KN.m)	Moyi (KN.m)
+31.96	**782.11**	**674.04**	**24996.23**	**21542.31**
+28.90	**979.15**	**843.86**	**28297.43**	**24387.55**
+25.84	**906.17**	**780.97**	**23415.43**	**20180.26**
+22.78	**798.53**	**688.19**	**18190.51**	**15676.96**
+19.72	**691.49**	**595.94**	**13636.18**	**11751.93**
+16.66	**605.13**	**521.52**	**10081.46**	**8688.52**
+13.90	**504.78**	**435.03**	**7016.44**	**6046.91**
+10.54	**381.32**	**328.63**	**4019.11**	**3463.76**
+7.48	**253.60**	**218.56**	**1896.92**	**1634.82**
+4.42	**176.97**	**152.52**	**782.20**	**674.13**
SOMME			**132331.91**	**114047.15**

IV.4.3.3.Moment stabilisant :

Tableau IV.14.calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (KN)	XG(m)	YG(m)	Mtx (KN.m)	Mty (KN.m)
+31.96	2966.81	17.97	10.15	**30113.12**	**53313.57**
+28.90	4106.66	18.07	10.29	**42257.53**	**74207.34**
+25.84	4249.67	18.02	10.39	**44154.07**	**76579.05**
+22.78	4249.67	18.02	10.39	**44154.07**	**76579.05**
+19.72	4249.67	18.02	10.39	**44154.07**	**76579.05**
+16.66	4402.62	18.01	10.38	**45699.19**	**79291.18**
+13.90	4402.62	18.01	10.38	**45699.19**	**79291.18**
+10.54	4388.60	18.01	10.38	**45553.66**	**79038.68**
+7.48	4110.89	17.95	09.59	**39423.43**	**73790.47**
+4.42	4862.98	18.04	08.69	**42259.29**	**87728.15**
SOMME				**423467.62**	**473383.83**

Donc il faut vérifier que : $Mt/Mo \geq 1.5$

Tableau IV.15.Vérification de stabilisation

Mtx (kN.m)	Mty (kN.m)	Mox (kN.m)	Moy (kN.m)	Mtx/Mox	Mty/Moy	Mt/Mo≥1.5
423467.62	**473383.83**	**132331.91**	**114047.15**	3.20	6.63	C.V

Le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc sont stables vis-à-vis le renversement.

IV.4.4.Vérification des déplacements :

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

$$\delta_K = R\delta_{ek} \qquad [1] \blacktriangleright\blacktriangleright [Art4.4.3] \blacktriangleleft\blacktriangleleft$$

- δ_{ek}: Déplacement du aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Selon [1]: ►► [Art5.10] ◄◄: le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser:

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

- he : la hauteur de l'étage k .

Tableau IV.16.Vérification des déplacements inter-étage sens X

Niveau (m)	δ (cm)	$\delta_k = R\delta_{eK}$ (cm)	$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0.01* he (cm)	Vérification
+31.96	**6.6**	**23.1**			
			2.1	**3.06**	**C.V**
+28.90	**6.0**	**21**			
			2.45	**3.06**	**C.V**
+25.84	**5.3**	**18.55**			
			2.45	**3.06**	**C.V**
+22.78	**4.6**	**16.1**			
			2.8	**3.06**	**C.V**
+19.72	**3.8**	**13.3**			
			2.8	**3.06**	**C.V**
+16.66	**3.0**	**10.5**			
			2.45	**3.06**	**C.V**
+13.90	**2.3**	**8.05**			
			2.45	**3.06**	**C.V**
+10.54	**1.6**	**5.6**			
			2.45	**3.06**	**C.V**
+7.48	**0.9**	**3.15**			
			2.1	**3.06**	**C.V**
+4.42	**0.3**	**1.05**			
			1.05	**4.42**	**C.V**
	0.00	**0.00**			

Tableau IV.17.Vérification des déplacements inter-étage sens Y

Niveau (m)	δ (cm)	$\delta_k = R\delta_{eK}$ (cm)	$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0.01* he (cm)	Vérification
+31.96	**5.4**	**18.9**			
			2.1	**3.06**	**C.V**
+28.90	**6**	**21**			
			2.45	**3.06**	**C.V**
+25.84	**5.3**	**18.55**			
			2.8	**3.06**	**C.V**
+22.78	**4.5**	**15.75**			
			2.45	**3.06**	**C.V**
+19.72	**3.8**	**13.3**			
			2.8	**3.06**	**C.V**
+16.66	**3.0**	**10.5**			
			2.45	**3.06**	**C.V**
+13.90	**2.3**	**8.05**			
			2.45	**3.06**	**C.V**
+10.54	**1.6**	**5.6**			
			2.47	**3.06**	**C.V**
+7.48	**0.9**	**3.15**			
			1.75	**3.06**	**C.V**
+4.42	**0.4**	**1.4**			
			1.4	**4.42**	**C.V**
0.00	**0.00-**	**0.00**			

IV.4.5.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [1] ►► [Art.5.9] ◄◄

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

$$\theta = Pk * \Delta k / Vk * hk \leq 0.10$$

- Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk : 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 : $1/(1-\theta_K)$

- Si θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.18.Vérification l'effet P-a-sens X

hk (m)	Pk (KN)	Fix (KN)	Vkx (KN)	Δkx (cm)	θ	θ≤ 0.10
+31.96	**2966.81**	**782.11**	**782.11**	**2.1**	-	-
+28.90	**7073.47**	**979.15**	**1761.26**	**2.45**	**0.003**	**C.V**
+25.84	**11323.14**	**906.17**	**2667.43**	**2.45**	**0.004**	**C.V**
+22.78	**15572.81**	**798.53**	**3465.96**	**2.8**	**0.005**	**C.V**
+19.72	**19822.48**	**691.49**	**4157.45**	**2.8**	**0.006**	**C.V**
+16.66	**24225.1**	**605.13**	**4762.58**	**2.45**	**0.007**	**C.V**
+13.90	**28627.72**	**504.78**	**5267.36**	**2.45**	**0.011**	**C.V**
+10.54	**33016.32**	**381.32**	**5648.68**	**2.45**	**0.013**	**C.V**
+7.48	**37127.21**	**253.60**	**5902.28**	**2.1**	**0.017**	**C.V**
+4.42	**41990.19**	**176.97**	**6079.25**	**1.05**	**0.016**	**C.V**

Tableau IV.19.Vérification l'effet P-a-sens Y

hk (m)	Pk (KN)	Fiy (KN)	Vky (KN)	Δky (cm)	θ	θ≤ 0.10
+31.96	**2966.81**	**674.04**	**674.04**	**2.1**	-	-
+28.90	**7073.47**	**843.86**	**1517.9**	**2.45**	**0.003**	**C.V**
+25.84	**11323.14**	**780.97**	**2298.87**	**2.8**	**0.005**	**C.V**
+22.78	**15572.81**	**688.19**	**2987.06**	**2.45**	**0.005**	**C.V**
+19.72	**19822.48**	**595.94**	**3583.00**	**2.8**	**0.007**	**C.V**
+16.66	**24225.1**	**521.52**	**4104.52**	**2.45**	**0.008**	**C.V**
+13.90	**28627.72**	**435.03**	**4539.55**	**2.45**	**0.011**	**C.V**
+10.54	**33016.32**	**328.63**	**4868.18**	**2.47**	**0.015**	**C.V**
+7.48	**37127.21**	**218.56**	**5086.74**	**1.75**	**0.017**	**C.V**
+4.42	**41990.19**	**152.52**	**5239.26**	**1.4**	**0.025**	**C.V**

On constate d'après les tableaux que cette structure est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

IV.4.6.Vérification des sollicitations normales : [1] ►► [Art.7.4.3.1] ◄◄:

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 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 de calcul est limité par la condition suivante :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c * F_{c28}}$$

Avec :

- υ: effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- Fc28 : la résistance caractéristique de béton.

Tableau IV.20.vérifications des sollicitations normales

	Nd (KN)	Bc (mm²)	fc28 (Mpa)	ν	ν ≤0.3
9 ème étage	**264.00**	122500	**25**	**0.086**	**C.V**
8 ème étage	**365.37**	122500	**25**	**0.11**	**C.V**
7 ème étage	**536.87**	160000	**25**	**0.13**	**C.V**
6 ème étage	**733.77**	160000	**25**	**0.18**	**C.V**
5 ème étage	**918.19**	160000	**25**	**0.22**	**C.V**
4 ème étage	**1103.59**	202500	**25**	**0.21**	**C.V**
3ème étage	**1268.36**	202500	**25**	**0.25**	**C.V**
2ème étage	**1449.49**	202500	**25**	**0.27**	**C.V**
1er étage	**1652.45**	250000	**25**	**0.25**	**C.V**
RDC	**1772.00**	250000	**25**	**0.27**	**C.V**

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA93 et RPA99 version 2003.

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

❖ les combinaisons données par les règles du CBA 93 :

✓ E.L.U :1,35G +1,5Q

✓ E.L.S : G + Q

❖ les combinaisons données par les règles RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄

✓ G +Q ± E

✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1.Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

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

Tableau V.1. Les données de calcul

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γb=1.5	γs =1.15	γb =1.15	γs =1.00
σb=25 MPA	FeE 400	σb =25 MPA	FeE 400
σb=14.2 MPA	σs= 348 MPA	σb =18.50 MPA	γs = 400 MPA

V.2.2. Recommandation du RPA99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales [1] ►► Art [7.5.2.1] ◄◄ :

✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.

✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

- ✓ Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques 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 ϕ en zone III
- ✓ A Travée et appui ≥ Amin CBA et Amin RPA
- ✓ A Travée et appui ≤ Amax RPA

V.2.2.b. Armatures transversales [1] ►► Art [7.5.2.2] ◄◄ :

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

b : largeur de la poutre.

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

$$\begin{cases} St \leq h/2 \text{ en} & \text{Zone courante} \\ St \leq \min(h/4 ; 12\phi l) & \text{Zone nodale} \end{cases}$$

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

- ➢ **Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires:**

Tableau V.2. Ferraillage longitudinal des poutres principales partie A

	Niveau	position	Mu (kN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	A choisis (cm^2)
I	Terrasse	Travée	63.01	G+Q+Ey	0	3.44	4.62
		Appui	-88.01	G+Q+Ex	0	4.86	4.62
	Etages	Travée	65.99	G+Q+Ex	0	3.61	4.62
		Appui	-71.90	G+Q+Ex	0	3.95	4.62
	Service	Travée	92.30	G+Q+Ex	0	5.11	6.03
		Appui	-102.80	G+Q-Ex	0	5.71	6.03
R	Terrasse	Travée	68.37	G+Q-Ex	0	3.74	4.62
		Appui	-112.07	G+Q+Ex	0	6.22	6.97
	Etages	Travée	110.70	G+Q+Ex	0	6.18	6.97
		Appui	-120.50	G+Q-Ex	0	6.76	6.97
	Service	Travée	113.56	G+Q+Ex	0	6.34	6.97
		Appui	-145.80	G+Q-Ex	0	8.25	9.42

Tableau V.3. Ferraillage longitudinal des poutres principales partie B

	Niveau	position	Mu (kN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	A choisis (cm^2)
I	Terrasse	Travée	89.13	G+Q+Ex	0	6.42	9.42
		Appui	-117.71	G+Q-Ey	0	8.64	9.42
	Etages	Travée	116.77	G+Q-Ex	0	8.61	9.42
		Appui	-120.53	G+Q+Ey	0	8.91	9.42
	Service	Travée	121.87	G+Q+Ex	0	9.02	9.42
		Appui	-141.57	G+Q-Ex	0	10.67	10.65
R	Terrasse	Travée	46.44	G+Q+Ex	0	3.24	4.62
		Appui	-79.56	G+Q-Ey	0	5.69	6.03
	Etages	Travée	142.03	G+Q-Ex	0	10.71	12.06
		Appui	-166.47	G+Q+Ex	0	11.81	12.06
	Service	Travée	165.89	G+Q+Ex	0	11.72	12.06
		Appui	-180.30	G+Q-Ex	0	11.97	12.06

Tableau V.4. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires Partie A

	Niveau	position	Mu (kN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	A choisis (cm^2)
I	Terrasse	Appui	-67.99	G+Q+Ex	0	5.67	6.03
	Etages	Appui	-69.79	G+Q+Ex	0	5.83	6.03
	Service	Appui	-72.54	G+Q+Ex	0	6.08	6.97
R	Terrasse	Appui	-50.61	G+Q+Ex	0	4.14	4.62
	Etages	Appui	-99.10	G+Q+Ex	0	8.57	9.42
	Service	Appui	-131.07	G+Q+Ex	0	11.80	12.06

Tableau V.5. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires Partie B

	Niveau	position	Mu (kN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A calcul (cm^2)	A choisis (cm^2)
I	Terrasse	Appui	-95.89	G+Q+Ey	0	8.26	9.42
	Etages	Appui	-130.16	G+Q+Ex	0	11.71	12.06
	Service	Appui	-163.12	G+Q+Ex	0	12.55	12.06
R	Terrasse	Appui	-95.89	G+Q+Ey	0	8.26	9.42
	Etages	Appui	-130.16	G+Q+Ex	0	11.71	12.06
	Service	Appui	-163.12	G+Q+Ex	0	12.55	12.06

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

Tableau V.6. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales partie A

	Niveau	position	Mser (kN.m)	combinaison	A adopter (cm^2)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
I	Terrasse	Travée	25.79	G+Q	4.62	4.70	162.41	C.V	C.V
		Appui	-27.71	G+Q	4.62	5.05	179.87	C.V	C.V
	Etages	Travée	20.45	G+Q	4.62	3.72	132.74	C.V	C.V
		Appui	-12.47	G+Q	4.62	2.27	80.94	C.V	C.V
	Service	Travée	25.85	G+Q	6.03	4.28	130.82	C.V	C.V
		Appui	-46.85	G+Q	6.03	7.76	235.00	C.V	C.V
R	Terrasse	Travée	41.65	G+Q	4.62	7.59	270.36	C.V	C.V
		Appui	-78.99	G+Q	6.97	12.44	346.73	C.V	C.V
	Etages	Travée	35.52	G+Q	6.97	5.59	155.92	C.V	C.V
		Appui	-85.28	G+Q	6.97	13.43	374.35	C.V	C.V
	Service	Travée	25.85	G+Q	6.97	4.07	113.47	C.V	C.V
		Appui	-46.85	G+Q	9.42	6.67	154.68	C.V	C.V

Tableau V.7. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales partie B

	Niveau	position	M ser (kN.m)	combinaison	A adopter (cm^2)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
I	Terrasse	Travée	28.78	G+Q	9.42	4.10	95.02	C.V	C.V
		Appui	-36.95	G+Q	9.42	5.26	121.99	C.V	C.V
	Etages	Travée	30.27	G+Q	9.42	4.31	99.94	C.V	C.V
		Appui	-66.97	G+Q	9.42	9.54	121.11	C.V	C.V
	Service	Travée	25.85	G+Q	9.42	3.68	85.34	C.V	C.V
		Appui	-46.85	G+Q	10.65	6.42	137.79	C.V	C.V
R	Terrasse	Travée	28.79	G+Q	4.62	5.24	186.88	C.V	C.V
		Appui	-36.96	G+Q	6.03	6.12	186.15	C.V	C.V
	Etages	Travée	14.18	G+Q	12.06	1.87	37.10	C.V	C.V
		Appui	-18.21	G+Q	12.06	2.40	47.65	C.V	C.V
	Service	Travée	19.80	G+Q	12.06	2.61	51.81	C.V	C.V
		Appui	-17.63	G+Q	12.06	2.32	46.13	C.V	C.V

Tableau V.8. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires A

	Niveau	position	M ser (kN.m)	combinaison	A adopter (cm^2)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
I	Terrasse	Appui	-55.46	G+Q	6.03	9.18	279.33	C.V	C.V
	Etages	Appui	-27.97	G+Q	6.03	4.63	140.87	C.V	C.V
	Service	Appui	-10.87	G+Q	6.97	1.71	47.71	C.V	C.V
R	Terrasse	Appui	-36.97	G+Q	4.62	6.73	239.98	C.V	C.V
	Etages	Appui	-27.97	G+Q	9.42	3.98	92.34	C.V	C.V
	Service	Appui	-23.58	G+Q	12.06	3.11	61.70	C.V	C.V

Tableau V.9. Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires B

	Niveau	position	M ser (kN.m)	combinaison	A adopter (cm^2)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
I	Terrasse	Appui	-85.04	G+Q	9.42	12.12	280.77	C.V	C.V
	Etages	Appui	-64.90	G+Q	12.06	8.56	169.82	C.V	C.V
	Service	Appui	-28.98	G+Q	12.06	3.82	75.83	C.V	C.V
R	Terrasse	Appui	-85.04	G+Q	9.42	12.12	280.77	C.V	C.V
	Etages	Appui	-64.90	G+Q	12.06	8.56	169.82	C.V	C.V
	Service	Appui	-28.98	G+Q	12.06	3.82	75.83	C.V	C.V

V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA99 Version 2003 et CBA93 :

Tableau V.10. Vérification des poutres principales Partie A selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	**position**	**A choisis (cm^2)**	**A_{minCBA} = 1.75cm^2**	**A_{minRPA} = 8.75 cm^2**	**$A_{max\ T\ RPA}$ = 70cm^2**	**$A_{max\ A\ RPA}$ =105cm^2**	**correction**
I	Terrasse	Travée	4.62	C.V	**C.N.V**	**C.V**	**C.V**	**6HA14**
		Appui	4.62	**C.V**	**C.N.V**	**C.V**	**C.V**	**6HA14**
	Etages	Travée	4.62	**C.V**	**C.N.V**	**C.V**	**C.V**	**6HA14**
		Appui	4.62	**C.V**	**C.N.V**	**C.V**	**C.V**	**6HA14**
	Service	Travée	6.03	**C.V**	**C.N.V**	**C.V**	**C.V**	**6HA14**
		Appui	6.03	**C.V**	**C.N.V**	**C.V**	**C.V**	**6HA14**
R	Terrasse	Travée	4.62	**C.V**	**C.N.V**	**C.V**	**C.V**	**6HA14**
		Appui	6.97	**C.V**	**C.N.V**	**C.V**	**C.V**	**6HA14**
	Etages	Travée	6.97	**C.V**	**C.N.V**	**C.V**	**C.V**	**6HA14**
		Appui	6.97	**C.V**	**C.N.V**	**C.V**	**C.V**	**6HA14**
	Service	Travée	6.97	**C.V**	**C.N.V**	**C.V**	**C.V**	**6HA14**
		Appui	9.42	**C.V**	C.V	**C.V**	**C.V**	**3HA16+3HA12**

Tableau V.11. Vérification des poutres principales Partie B selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	**position**	**A choisis (cm^2)**	**A_{minCBA} =1.2 cm^2**	**A_{minRPA} =6 cm^2**	**$A_{max\ T\ RPA}$ =48 cm^2**	**$A_{max\ A\ RPA}$ =72cm^2**	**correction**
I	Terrasse	Travée	9.42	C.V	**C.V**	C.V	C.V	**3HA16+3HA12**
		Appui	9.42	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**3HA16+3HA12**
	Etages	Travée	9.42	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**3HA16+3HA12**
		Appui	9.42	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**3HA16+3HA12**
	Service	Travée	9.42	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**3HA16+3HA12**
		Appui	10.65	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**3HA16+3HA14**
R	Terrasse	Travée	4.62	**C.V**	**C.N.V**	**C.V**	**C.V**	**3HA16**
		Appui	6.03	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**3HA16**
	Etages	Travée	12.06	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**6HA16**
		Appui	12.06	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**6HA16**
	Service	Travée	12.06	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**6HA16**
		Appui	12.06	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**C.V**	**6HA16**

Tableau V.12. Vérification des poutres secondaires A selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	A choisis (cm^2)	A_{minCBA} =1.05 cm^2	A_{minRPA} =5.25 cm^2	$A_{max\ T\ RPA}$ = 42cm^2	$A_{max\ A\ RPA}$ =63cm^2	correction
I	Terrasse	Appui	6.03	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA16
	Etages	Appui	6.03	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA16
	Service	Appui	6.97	C.V	C.V	C.V	C.V	5HA12+1HA14
R	Terrasse	Appui	4.62	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA14
	Etages	Appui	9.42	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA16+3HA12
	Service	Appui	12.06	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA16

Tableau V.13. Vérification des poutres secondaires B selon les conditions RPA et CBA

	Niveau	position	A choisis (cm^2)	A_{minCBA} =1.05 cm^2	A_{minRPA} =5.25 cm^2	$A_{max\ T\ RPA}$ = 42cm^2	$A_{max\ A\ RPA}$ =63cm^2	correction
I	Terrasse	Appui	9.42	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA16+3HA12
	Etages	Appui	12.06	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA16
	Service	Appui	12.06	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA16
R	Terrasse	Appui	9.42	C.V	C.V	C.V	C.V	3HA16+3HA12
	Etages	Appui	12.06	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA16
	Service	Appui	12.06	C.V	C.V	C.V	C.V	6HA16

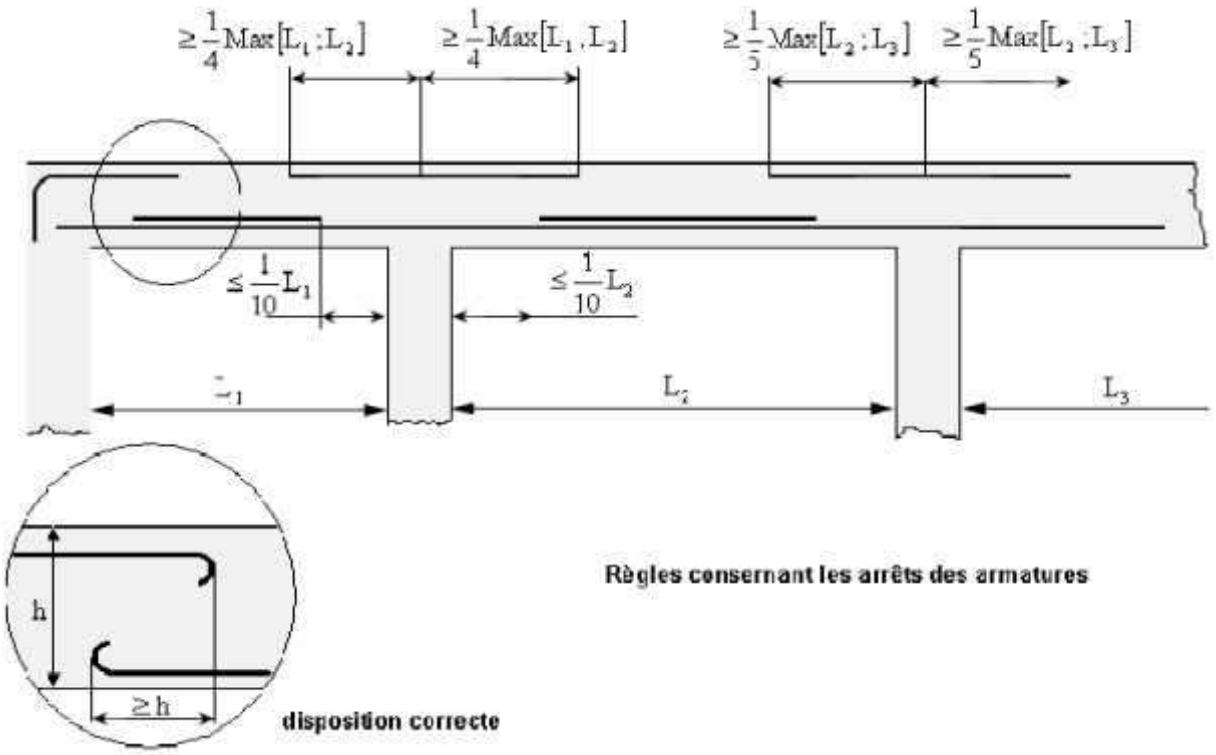


Figure V.1. Disposition des armatures pour les poutres

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitation des efforts tranchants : [1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Tableau V.14. Calcul de $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	la fissuration est préjudiciable	la fissuration est peu nuisible
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\bar{\tau}_u$ = 2.5 MPa	$\bar{\tau}_u$ = 3.34 MPa
Situation accidentelle	$\bar{\tau}_u$ = 3.26 MPa	$\bar{\tau}_u$ = 4.34 MPa

Tableau V.15. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales Partie A

	Niveau	***Tu***	combinaison	τu (Mpa)	$\bar{\tau}_u$	**τu≤ $\bar{\tau}_u$**
I	Terrasse	63.82	G+Q+Ex	0.45	4.34	**C.V**
	Etages	170.09	G+Q+Ex	1.20	4.34	**C.V**
	Service	160.67	G+Q+Ex	1.13	4.34	**C.V**
R	Terrasse	88.20	G+Q+Ex	0.62	**3.26**	**C.V**
	Etages	119.70	G+Q+Ex	0.84	3.26	**C.V**
	Service	131.68	G+Q+Ex	0.93	3.26	**C.V**

Tableau V.16. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales Partie B

	Niveau	***Tu***	combinaison	τu (Mpa)	$\bar{\tau}_u$	**τu≤ $\bar{\tau}_u$**
I	Terrasse	42.06	G+Q-Ex	0.37	4.34	**C.V**
	Etages	68.32	G+Q+Ex	0.61	4.34	**C.V**
	Service	81.45	G+Q+Ex	0.73	4.34	**C.V**
R	Terrasse	90.63	G+Q+Ex	0.81	**3.26**	**C.V**
	Etages	168.20	G+Q+Ex	1.51	3.26	**C.V**
	Service	180.62	G+Q-Ex	1.62	3.26	**C.V**

Tableau V.17. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires A

	Niveau	*Tu*	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
I	Terrasse	142	**G+Q+Ex**	1.47	4.34	**C.V**
	Etages	115.80	**G+Q+Ex**	1.20	4.34	**C.V**
	Service	161.28	**G+Q+Ex**	1.14	4.34	**C.V**
R	Terrasse	142	**G+Q+Ex**	1.47	**3.26**	**C.V**
	Etages	115.80	**G+Q+Ex**	1.20	3.26	**C.V**
	Service	161.28	**G+Q+Ex**	1.14	3.26	**C.V**

Tableau V.18. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires B

	Niveau	*Tu*	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$	$\tau u \leq \overline{\tau_u}$
I	Terrasse	101.76	**G+Q+Ex**	1.06	4.34	**C.V**
	Etages	99.64	**G+Q+Ex**	1.03	4.34	**C.V**
	Service	62.70	**G+Q+Ex**	0.65	4.34	**C.V**
R	Terrasse	46.27	**G+Q+Ex**	0.48	**3.26**	**C.V**
	Etages	166.11	**G+Q+Ex**	1.73	3.26	**C.V**
	Service	84.20	**G+Q+Ex**	0.87	3.26	**C.V**

V.2.6.Calcul des armatures transversales :

D'après CBA 93 $\begin{cases} S_t = Min(0{,}9d;40cm) \\ \dfrac{A_t}{bS_t} \geq \dfrac{\tau_u - 0{,}3 f_{t28} K}{0{,}8 f_e} \quad (K=1: \textit{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq Max\left(\dfrac{\tau_u}{2};0{,}4MPa\right) \end{cases}$

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

Tableau V.19. Calcul d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		RPA 99			St adopte (cm)		
Section	τu (MPa)	St (cm)	At cm^2	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At (cm^2)	S(ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	At choisie (cm^2)
50x30	1.20	40	2.01	12	20	1.8	12	20	4Ø8
40x30	1.62	33.3	2.01	10	17.5	1.57	12	20	4Ø8
35x30	1.47	28.8	2.01	8	15	1.35	12	20	4Ø8

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 :

Tableau V.20. Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	h/L	1/16	h/L≥1/16	*h/L*	k/10	h/L≥K/10	A/b.d	4.2/fe	A/b.d≤4.2/fe4.2/fe
P.P1	0.100	0.062	C.V	0.100	0.085	C.V	0.006	0.0105	C.V
P.P2	0.106	0.062	C.V	0.106	0.085	C.V	0.008	0.0105	C.V



Figure V.2. Ferraillages des poutres principales(A) rives de la terrasse+étage courant



Figure V.3. Ferraillages des poutres principales(A) rives de l'étage Service



Figure V.4. Ferraillages des poutres principales(A) inter de la terrasse+étage courant



Figure V.5. Ferraillages des poutres principales(A) intermédiaire de l'étage Service

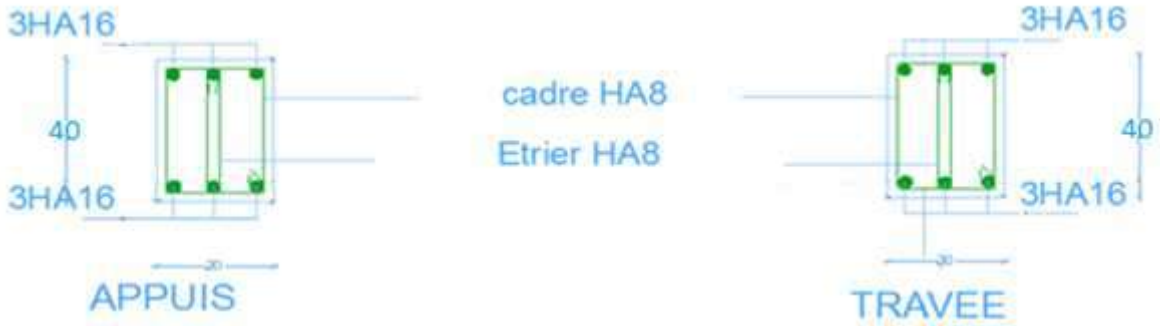


Figure V.6. Ferraillages des poutres principales(B) rives de la terrasse



Figure V.7. Ferraillages des poutres principales(B) rives de l'étage courant et service



Figure V.8. Ferraillages des poutres secondaires (A) rives de la terrasse et service

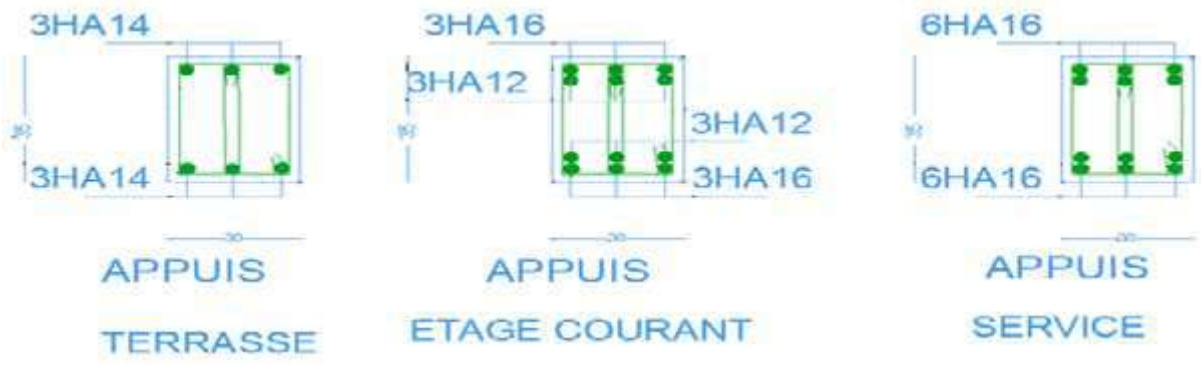


Figure V.9. Ferraillages des poutres secondaires (A) rives de l'étage C+T+S

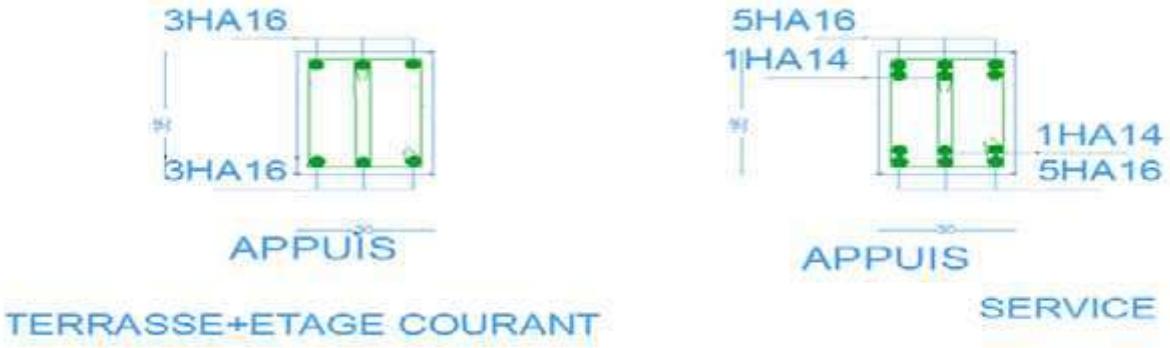


Figure V.10. Ferraillages des poutres secondaires (A) inter de l'étage C+T+S

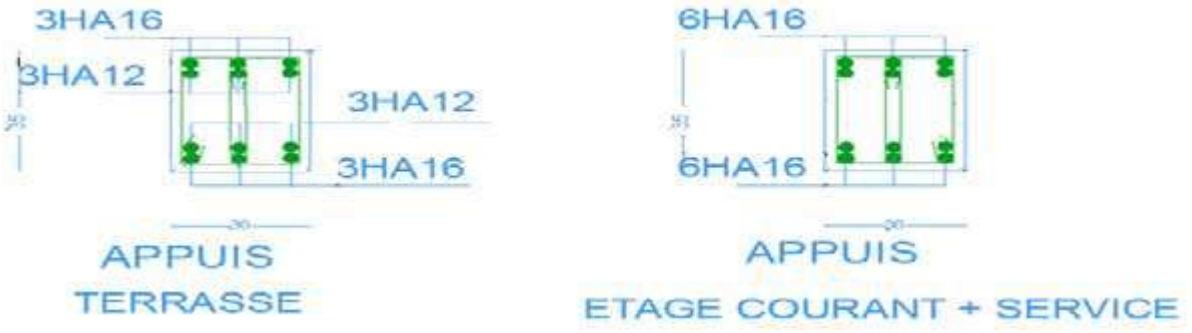


Figure V.11. Ferraillages des poutres secondaires (B) rives de la terrasse, service et étage courant



Figure V.12. Ferraillages des poutres secondaires (B) inter de la terrasse, service et étage courant

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 :

$$A_l = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ par\ mètre\ de\ longueur\ de\ parement \\ 0.1\% \le \dfrac{A_l}{B} \le 5\% \quad B : section\ de\ béton\ comprimé \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

- Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.4.2.1] ◄◄:

La Zone nodale est ornée par la face supérieur du plancher et h'.

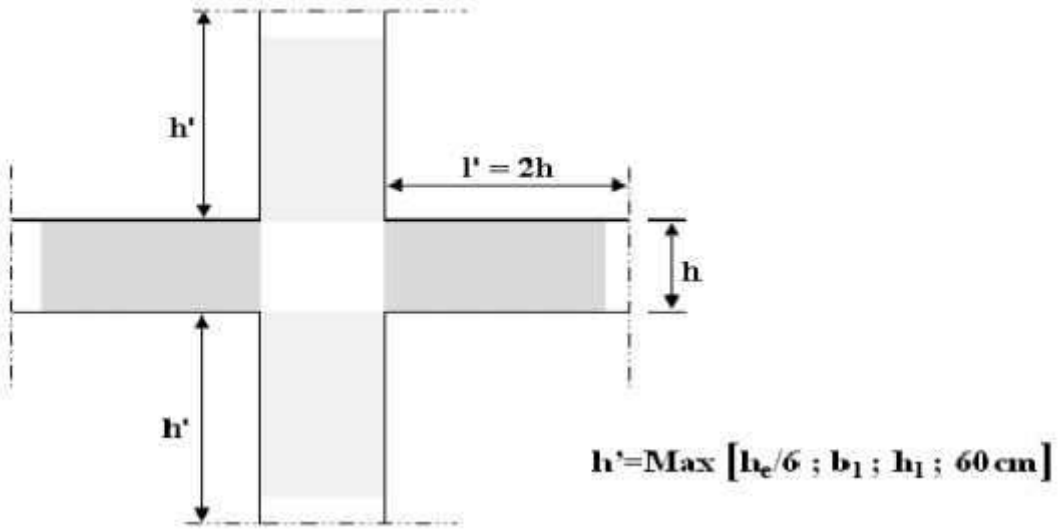


Figure V.13. Définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par:

$0.9 \le \frac{A_l}{bh} \le 4\%$ En zone courante

$0.9 \le \frac{A_l}{bh} \le 6\%$ En zone de recouvrement

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

❖ les combinaisons données par les règles RPA99 version 2003►► Art [5.2] ◄◄

➢ G +Q ± E

➢ 0,8G ± E

➢ G +Q ±1,2 E

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

❖ M_{max} et son N_{corr}.

❖ N_{max} et son M_{corr}.

❖ N_{min} et son M_{corr}.

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme par CBA93 :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_G = N_U \cdot (e_1 + e_2 + e_a)$$

➢ e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

➢ e_2 : Excentricités du 2eme ordre due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3L^2 f(2+a.\Phi)}{1000.h}$$

Avec :

✓ $\Phi = \frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}} = 2$: généralement pour le béton

✓ $\alpha = \frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}} = \frac{MuG}{Mu}$

✓ MuG: moment permanant de la barre correspond à la sollicitation considérée.

✓ Lf : longueur de flambement.

✓ h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

➢ ea : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec l_0 sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

➢ on doit vérifier que :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\ (15 \text{ et } \frac{20*e1}{h})$$

Tableau V.21. Corrections des moments dans les poteaux a l'ELU

		valeur	MuG (KN.m)	comb	e1 (cm)	e2 (cm)	ea (cm)	lf/h	Max	vérification
R 35	Nmax(KN)	**445.98**	**23.90**	1.35G+1.5Q	**5.80**	**0.17**	**2**	6.12	**15**	C.V
	Mcorr(KN.m)	**26.22**								
	Mmax(KN.m)	**114.35**	**23.60**	G+Q-Ex	**116.6**	**0.10**	**2**	6.12	**77**	C.V
	Ncorr(KN)	**97.99**								
	Nmin(KN)	**35.22**	**25.88**	0.8G-Ey	**37.75**	**0.26**	**2**	6.12	**21.57**	C.V
	Mcorr(KN.m)	**13.23**								
I 35	Nmax(KN)	**353.15**	**18.68**	G+Q+Ey	**0.33**	**1.51**	**2**	6.12	**15**	C.V
	Mcorr(KN.m)	**1.18**								
	Mmax(KN.m)	**119.46**	**10.68**	G+Q-Ex	**110.5**	**0.09**	**2**	6.12	**63.14**	C.V
	Ncorr(KN)	**108.03**								
	Nmin(KN)	**12.61**	**27.55**	0.8G-Ey	**29.34**	**0.75**	**2**	6.12	**16.76**	C.V
	Mcorr(KN.m)	**3.70**								
R 40	Nmax(KN)	**1128.7**	**31.48**	G+Q+Ey	**47.50**	**0.11**	**2**	5.35	**27**	C.V
	Mcorr(KN.m)	**130.66**								
	Mmax(KN.m)	**148.10**	**12.96**	G+Q-Ex	**13.1**	**0.09**	**2**	5.35	**15**	C.V
	Ncorr(KN)	**559.42**								
	Nmin(KN)	**322.31**	**24.93**	0.8G-Ey	**0.34**	**1.26**	**2**	5.35	**15**	C.V
	Mcorr(KN.m)	**1.91**								
I 40	Nmax(KN)	**918.95**	**19.80**	G+Q+Ey	**0.14**	**1.44**	**2**	5.35	**15**	C.V
	Mcorr(KN.m)	**1.31**								
	Mmax(KN.m)	**167.52**	**29.68**	G+Q-Ex	**1.82**	**0.10**	**2**	5.35	**15**	C.V
	Ncorr(KN)	**150.28**								
	Nmin(KN)	**65.80**	**21.10**	0.8G-Ey	**1.95**	**1.57**	**2**	5.35	**15**	C.V
	Mcorr(KN.m)	**1.28**								
R 45	Nmax(KN)	**1801.7**	**22.68**	1.35G+1.5Q	**1.42**	**0.16**	**2**	4.76	**15**	C.V
	Mcorr(KN.m)	**25.70**								
	Mmax(KN.m)	**159.66**	**32.01**	G+Q-Ex	**1.65**	**0.10**	**2**	4.76	**15**	C.V
	Ncorr(KN)	**966.95**								
	Nmin(KN)	**505.28**	**28.17**	0.8G-Ex	**1.80**	**0.36**	**2**	4.76	**15**	C.V
	Mcorr(KN.m)	**9.13**								
I 45	Nmax(KN)	**1516.2**	**16.25**	G+Q+Ey	**1.65**	**0.14**	**2**	4.76	**15**	C.V
	Mcorr(KN.m)	**25.12**								
	Mmax(KN.m)	**166.97**	**10.57**	G+Q-Ex	**9.95**	**0.09**	**2**	4.76	**15**	C.V
	Ncorr(KN)	**167.78**								
	Nmin(KN)	**1.54**	**27.34**	0.8G-Ey	**27.72**	**0.14**	**2**	4.76	**15**	C.V
	Mcorr(KN.m)	**42.70**								
R	Nmax(KN)	**2065.2**	**21.36**	1.35G+1.5Q	**0.14**	**0.71**	**2**	4.28	**15**	C.V
	Mcorr(KN.m)	**3.05**								
	Mmax(KN.m)	**59.37**	**23.03**	G+Q-Ex	**5.20**	**0.12**	**2**	4.28	**15**	C.V

50	Ncorr(KN)	**1125.2**								
	Nmin(KN)	**683.25**	**23.04**	0.8G-Ex	**0.32**	**1.03**	**2**	4.28	**15**	C.V
	Mcorr(KN.m)	**2.20**								
I	Nmax(KN)	**1984.7**	**27.18**	G+Q+Ey	**0.45**	**0.35**	**2**	4.28	**15**	C.V
	Mcorr(KN.m)	**9.06**								
	Mmax(KN.m)	**97.39**	**25.28**	G+Q-Ex	**11.11**	**0.11**	**2**	4.28	**15**	C.V
50	Ncorr(KN)	**876.23**								
	Nmin(KN)	**27.50**	**67.39**	0.8G-Ex	**32.14**	**0.75**	**2**	4.28	**15**	C.V
	Mcorr(KN.m)	**9.06**								

Tableaux V.22. Calcul des ferraillages longitudinaux des poteaux a l'ELU

	MG(kN.m)	N(kN)	comb	sect	M1(kN.m)	A(cm²)	A'(cm²)
R	35.54	445.98	1.35G+1.5Q	SPC	100.21	< 0	0.00
	115.7	97.99	G+Q-Ex	SPC	130.52	< 0	0.00
	14.09	35.22	0.8G-Ey	SPC	19.19	< 0	0.00
I	13.65	353.15	G+Q+Ey	SPC	64.76	< 0	0.00
	121.63	108.03	G+Q-Ex	SPC	137.29	< 0	0.00
	4.04	12.61	0.8G-Ey	SPC	5.87	< 0	0.00
R	559.94	1128.7	G+Q+Ey	SPC	751.82	< 0	0.00
	84.97	559.42	G+Q-Ex	SPC	180.07	< 0	0.00
	11.60	322.31	0.8G-Ey	SPC	66.39	< 0	0.00
I	32.89	918.95	G+Q+Ey	SPC	189.11	< 0	0.00
	5.89	150.28	G+Q-Ex	SPC	31.43	< 0	0.00
	3.63	65.80	0.8G-Ey	SPC	14.81	< 0	0.00
R	64.50	1801.7	1.35G+1.5Q	SPC	415.83	< 0	0.00
	40.22	966.95	G+Q-Ex	SPC	224.81	< 0	0.00
	20.46	505.28	0.8G-Ex	SPC	5.24	< 0	0.00
I	182.55	1516.2	G+Q+Ey	SPC	357.06	< 0	0.00
	50.09	167.78	G+Q-Ex	SPC	52.91	< 0	0.00
	4.38	1.54	0.8G-Ey	SPC	0.76	< 0	0.00
R	151.17	2065.2	1.35G+1.5Q	SPC	513.20	< 0	0.00
	37.69	1125.2	G+Q-Ex	SPC	329.79	< 0	0.00
	90.32	683.25	0.8G-Ex	SPC	173.20	< 0	0.00
I	692.46	1984.7	G+Q+Ey	SPC	503.00	< 0	0.00
	115.83	876.23	G+Q-Ex	SPC	308.60	< 0	0.00
	9.59	27.50	0.8G-Ex	SPC	15.64	< 0	0.00

	AminCBA (cm²)	Amin RPA (cm²)	Amax RPA Nodale	Amax RPA Courante	Achoisies (cm²)
Rive 35*35	1.225	11.025	49	73.5	8HA14
Inter 35*35	1.225	11.025	49	73.5	8HA14
Rive 40*40	1.60	14.400	64	96	4HA14+8HA12
Inter 40*40	1.60	14.400	64	96	4HA14+8HA12
Rive 45*45	2.025	18.225	81	121.5	4HA16+8HA14
Inter 45*45	2.025	18.225	81	121.5	4HA16+8HA14
Rive 50*50	2.50	22.500	100	150	12HA16
Inter 50*50	2.50	22.500	100	150	12HA16
Oct 50*50	2.50	22.500	100	150	12HA16

V.3.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS par CBA93 :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G'.v_1}{I_G'} \qquad \sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_G'.(v_1 - c')}{I_G'}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Tableau V.23. Vérification des armatures à ELS des poteaux

Section	Mser (kN.m)	Nser (kN)	A (cm²)	sect	Fissu	σb (MPa)	σs (MPa)	σb≤ [σb]	σs≤ [σs]
Rive 35x35	30.30	324.57	12.31	SPC	préj	8.21	44.78	C.V	C.V
Inter 35x35	21.28	237.38	12.31	SPC	peu	4.45	-	C.V	-
Rive 40x40	21.84	808.83	15.20	SPC	préj	12.26	71.34	C.V	C.V
Inter 40x40	24.01	582.01	15.20	SPC	peu	8.79	-	C.V	-
Rive 45x45	26.61	1309.94	20.35	SPC	préj	12.53	152.19	C.V	C.V
Inter 45x45	21.23	986.88	20.35	SPC	peu	9.51	-	C.V	-
Rive 50x50	11.75	1501.90	24.13	SPC	préj	13.88	108.43	C.V	C.V
Inter 50x50	12.57	1298.07	24.13	SPC	peu	13.04	-	C.V	-
Oct 50x50	11.75	1501.90	24.13	SPC	préj	13.88	108.43	C.V	C.V

V.3.2.Détermination des armatures transversales :

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu par CBA93 :

La contrainte tangentielle τu dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$:

Tableau V.24. Calcul de $\overline{\tau_u}$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	les fissurations est préjudiciable	les fissurations est peu nuisibles
$\overline{\tau_u}$	$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4\ \text{Mpa}\right)$	$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.20 f_{cj}}{\gamma_b}; 5\ \text{Mpa}\right)$
situation durable	$\overline{\tau_u}$ = 2.5 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 3.34 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau_u}$ = 3.26 MPa	$\overline{\tau_u}$ = 4.34 MPa

Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.3.2] ◄◄

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$\overline{\tau_u} = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0{,}075$……si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0{,}040$……si l'élancement $\lambda < 5$

$$\begin{cases} \lambda = \frac{L_f}{I} \\ I = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{cases}$$

Avec :

λ: L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

V.3.2.c. Vérification des contraintes tangentielles :

Tableau V.25. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres

Section	Comb	Vu (kN)	τu (MPa)	λ	ρ_d	[τu]RPA (MPa)	[τu]CBA (MPa)	τu ≤ $\overline{\tau_u}$
35x35	G+Q+Ey	**47.27**	**0.422**	**21.20**	**0.075**	1.875	4.34	**C.V**
40x40	G+Q+Ey	**66.94**	**0.452**	**18.55**	**0.075**	1.875	4.34	**C.V**
45x45	G+Q+Ex	**60.50**	**0.320**	**16.48**	**0.075**	1.875	4.34	**C.V**
50x50	G+Q+Ex	**36.09**	**0.153**	**21.43**	**0.075**	1.875	4.34	**C.V**

V.3.2.e. Calcul des armatures transversales :

Selon le CBA93

$$\begin{cases} S_t \le Min\left(0{,}9d\,;40\,cm\right) \\ \ddot{}_t \le Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\ddot{}_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \ge Max\left(\frac{^2{}_u}{2};0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

Selon le RPA99 version 2003 : ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄ :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{^\circ{}_a T_u}{hf_e} \quad \Rightarrow \quad St = \frac{h.fe.At}{\rho.Vu}$$

- At= nt.at
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λg l'élancement géométrique du poteau
- λg= lf/a

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda g \ge 5 \\ \rho = 3.75 \text{ dans les cas contraires} \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

$S_t \le 10cm$……...Zone nodale (zone III).

$S_t \le Min\left(\frac{b}{2};\frac{h}{2};10¤_l\right)$……..Zone courante (zone III).

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (St*b) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% \text{ si } \lambda g \ge 5. \\ 0.8\% \text{ si } \lambda g \le 3. \end{cases}$$

Tableau V.26. Les armatures transversales et leurs espacements

Section	Vu (kN)	At(cm²)	λg	ρ	St cal RPA (cm)	Zone	St RPA	St CBA	St finale Choix	Choix
35x35	**47.27**	**2.01**	**6.12**	**2.5**	**20.75**	cour	**15**	**28.8**	**15**	4Ø8
						nod	**10**	**28.8**	**10**	4Ø8
40x40	**66.94**	**2.01**	**5.35**	**2.5**	**16.73**	cour	**16**	**33.3**	**15**	4Ø8
						nod	**10**	**33.3**	**10**	4Ø8
45x45	**60.50**	**3.14**	**4.76**	**2.5**	**20.81**	cour	**16**	**37.8**	**15**	4Ø10
						nod	**10**	**37.8**	**10**	4Ø10
50x50	**36.09**	**3.14**	**6.18**	**2.5**	**38.86**	cour	**15**	**42.3**	**15**	4Ø10
						nod	**10**	**42.3**	**10**	4Ø10

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale [1] ►► [Art 7.4.2.2] ◄◄:

Tableau V.27. Vérification de la quantité d'armatures transversales

Section	Zone	At/ (St*b) %	At/ (St*b)≥ 0.3 %
35x35	cour	**0.38**	**C.V**
	nod	**0.57**	**C.V**
40x40	cour	**0.33**	**C.V**
	nod	**0.50**	**C.V**
45x45	cour	**0.46**	**C.V**
	nod	**0.69**	**C.V**
50x50	cour	**0.41**	**C.V**
	nod	**0.62**	**C.V**

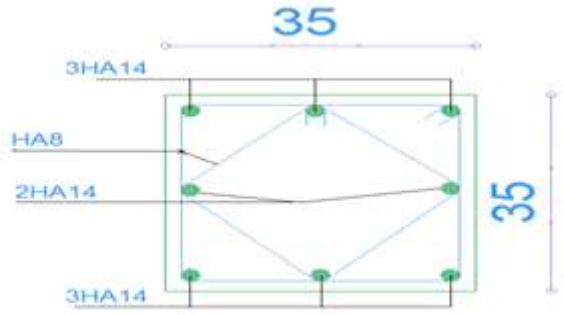


Figure V.14. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 8 et 9

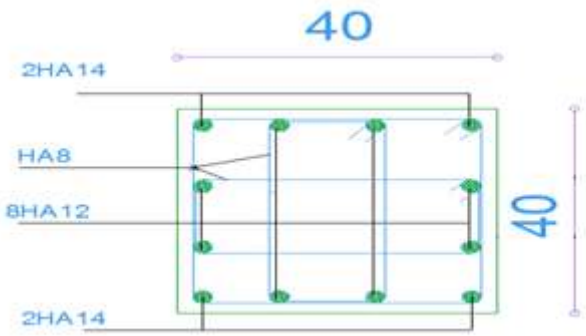


Figure V.15. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 5,6 et 7

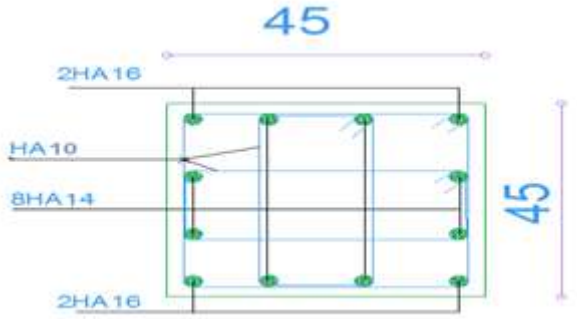


Figure V.16. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2,3 et 4

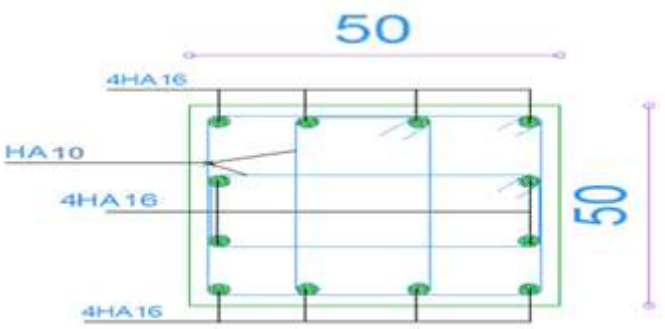


Figure V.17. Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire du RDC et 1er étage

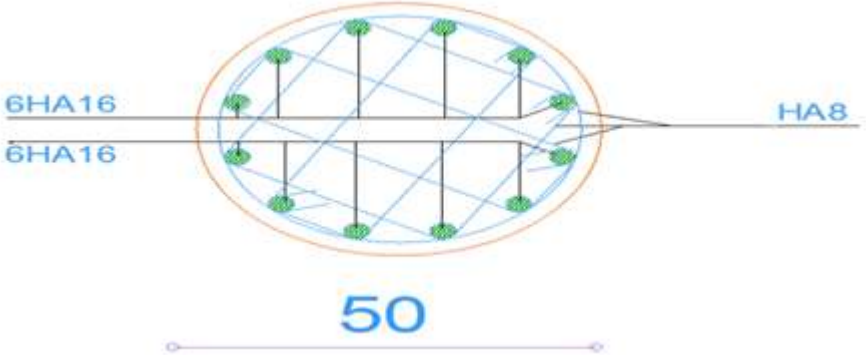


Figure V.18. Ferraillage des poteaux octogonaux

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dont le ut est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

A. Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

A.1.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

A.1.2.Aciers horizontaux : [1] ►► [Art 7.7.4.2] ◄◄

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

• Règles communes : [1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S \leq 30cm$

$S \leq 1,5.e$

Avec : e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

A.1.3.Armatures transversales : CBA93

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carrée.

B. Calcul du ferraillage vertical :

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales. Pour déterminer les armatures verticales, on utilise ra la méthode des contraintes. Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour les épaisseurs suivantes :

- **e = (30 / 20 / 17 / 15) cm**

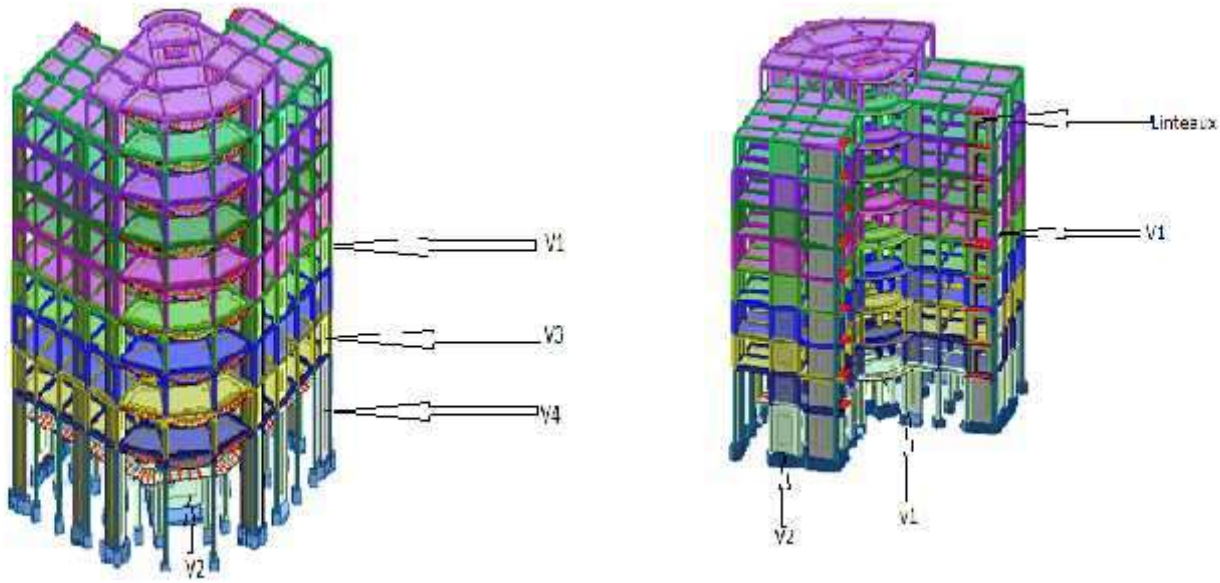


Figure V.19. Disposition des voiles

- Méthode de calcul : [4]

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du NAVIER : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donnée par :

N : l'effort normal.

M : moment de flexion.

T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

Ω:La section horizontale du voile.

e : son épaisseur.

$\frac{I}{v}$; $\frac{I}{v'}$: Les modules de résistance de cette section.

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v'}{I} \end{cases}$$

1- Section entièrement tendue (SET): σ1 et σ2 < 0

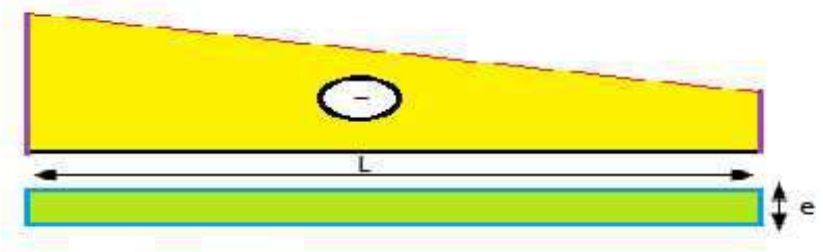


Figure V.20. Section entièrement tendue

$$A_S = \frac{F}{\sigma_S} \Rightarrow F = \left[\frac{(\sigma_1+\sigma_2)}{2}\right] e.l$$

2- Section entièrement comprimée (SEC): σ1 et σ2 >0

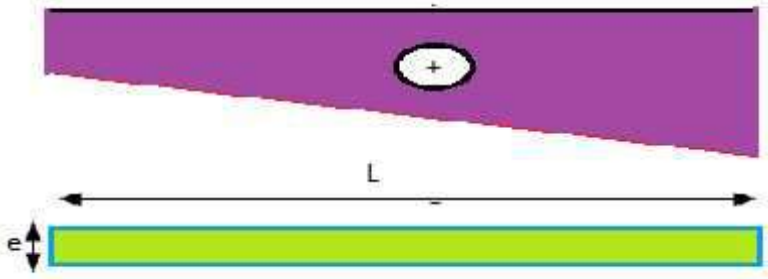


Figure V.21. Section entièrement comprimée

$$A_{s\,min} = 0.15\% \times e \times L$$

3- Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) :

σ1 et σ2 de signes opposées.

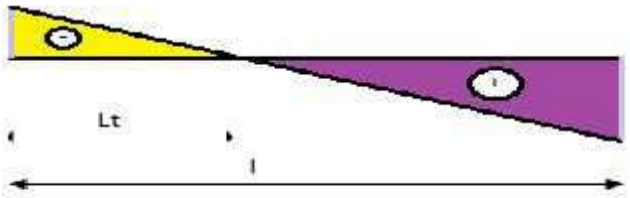


Figure V.22. Section partiellement comprimée

$$L_t = \left[\frac{\pm_2}{\pm_1 + \pm_2}\right] \times L \Rightarrow F = \frac{\pm_2 \times L_t \times e}{2} \Rightarrow A_S = \frac{F}{\pm_S}$$

Tableau V.28. Les armatures verticales des voiles (V1, V2) d'épaisseur 17 cm

épaisseur	17 cm	
Voile	**V1**	**V2**
L (m)	1.95	3.25
σ1 (MPa)	8.67	13.33
σ2 (MPa)	-2.20	2.39
LNature	SPC	SEC
Lt(m)	0.66	-
F(KN)	123.42	-
σs (MPa)	400	400
(As /ml)(cm2)	3.85	8.28
(As'/ml) (cm2)	3.85	8.28
0.2 % Bt	2.24	-
As /ml ≥ 0.2 % Bt	C.V	-
Amin CBA (cm^2)	3.31	5.52
Amin RPA (cm^2)	4.97	8.28
St d'about (cm)	10	10
St courante (cm)	20	20
(2) armatures d'about (cm^2)	12HA12 = 13.57 cm2	12HA12 = 13.57cm2
(2) armatures Courante (cm^2)	10HA10 = 7.85 cm^2	20HA10 = 15.70 cm^2

Tableau V.29. Les armatures verticales des voiles (V1, V2) d'épaisseur 15 cm

épaisseur	15 cm	
Voile	**V1**	**V2**
L (m)	3.00	3.25
σ1 (MPa)	7.95	14.72
σ2 (MPa)	1.92	3.21
Nature	SEC	SEC
Lt(m)	-	-
F(KN)	-	-
σs (MPa)	400	400
(As /ml)(cm^2)	6.75	7.31
(As'/ml) (cm^2)	6.75	7.31
0.2 0/0 Bt	-	-
As /ml ≥ 0.2 0/0 Bt	-	-
Amin CBA (cm^2)	4.50	4.87
Amin RPA (cm^2)	6.75	7.31
St d'about (cm)	10	10
St courante (cm)	20	20
(2) armatures d'about (cm^2)	12HA12 =13.57 cm^2	12HA12 =13.57 cm^2
(2) armatures Courante (cm^2)	18HA10 =14.13 cm^2	20HA10 =15.70 cm^2

Tableau V.30. Les armatures verticales des voiles (V1, V2) d'épaisseur (20,30 cm)

épaisseur	**20 cm**	**30 cm**
Voile	**V3**	**V4**
L (m)	1.95	1.75
σ1 (MPa)	5.03	5.38
σ2 (MPa)	-1.36	2.37
Nature	SPC	SEC
Lt(m)	0.72	-
F(KN)	119.92	-
σs (MPa)	400	400
(As /ml)(cm2)	3.01	7.65
(As'/ml) (cm2)	3.01	7.65
0.2 0/0 Bt	2.64	-
As /ml ≥ 0.2 0/0 Bt	C.V	-
Amin CBA (cm^2)	3.90	5.10
Amin RPA (cm^2)	5.85	7.65
St d'about (cm)	10	8
St courante (cm)	20	16
(2) armatures d'about (cm^2)	10HA12 = 11.31 cm^2	12HA12 = 13.57 cm^2
(2) armatures Courante (cm^2)	8HA12 = 9.05 cm^2	10HA10 = 7.85 cm^2

C. Armatures transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Øt ≤Øv.

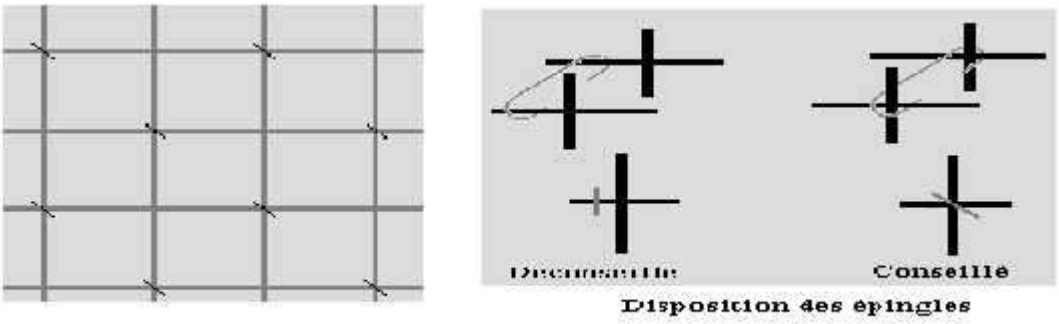


Figure V.23. Les armatures transversales et les épingles

toutes les longueurs de recouvrement sont : Lr=40ϕ=65 cm

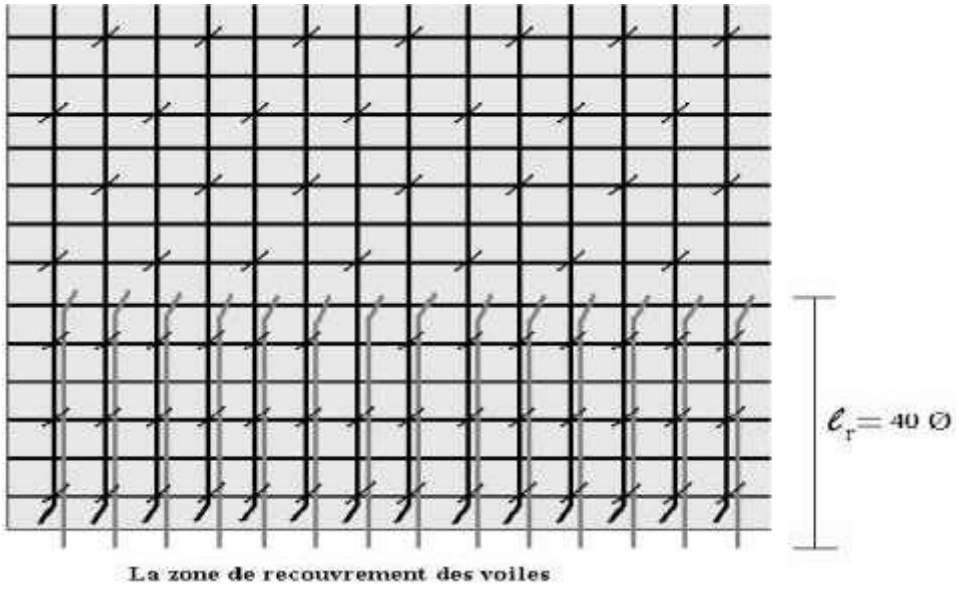


Figure V.24. La zone de recouvrement des voiles

- **Vérification des voiles à l'effort tranchant : [1] ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1.4\ T}{b_0 d}$

Avec : T : l'effort tranchant à la ase du voile.

b_0 : Épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : τ=0.2 f_{c28}=5 MPA, Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \tau$

Tableau V.31. Vérification a l'effort tranchant des voiles (V1, V2, V3, V4,)

Voile	Epaisseur (cm)	T(KN)	τu(MPa)	τ(MPa)	τu ≤τ
V1	17	577.60	1.195	5	C.V
	15	356.20	1.207	5	C.V
V2	17	760.01	1.753	5	C.V
	15	722.09	2.447	5	C.V
V3	20	996.45	2.279	5	C.V
V4	30	1686.81	1.169	5	C.V

D. Ferraillage horizontal :

- **Calcul des armatures horizontales :**

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

Comme At est connue, alors : At=2.at=2.πϕt^2/4=1.00cm2, ϕt =8 mm.

L'espacement St des aciers horizontaux :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{a(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- K=1+3(σcm/ fcj) en flexion composée avec compression.
- K=1-10(σtm/ fcj) en flexion composée avec traction.
- σcm=Nc/B, σtm=Nt/B (Nc: effort normal de compression, N: effort normal de traction

B=L*a : section totale du béton et Fcj : contrainte de traction du béton.)

Et on doit vérifier que : $\begin{cases} S_t \leq \text{Min } [0.9d, 40cm \text{ [2]} \\ St \leq \min (1{,}5a, 30cm) \text{ [1]} \text{ ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄} \end{cases}$

Tableau V.32. Détermination des armatures horizontales

Voile	Ep cm	N (KN)	K	St CBA93	St RPA99	St choisis	Ah choisis (cm^2)	Amin =0.15% B	Ah≥ Amin
V1	17	-873.75	1.03	175.3	25.5	22	2(20Ø8) =10.06	3.69	C.V
	15	-442.25	1.02	190.90	22.5	18	2(17Ø8) =8.53	5.62	C.V
V2	17	630.47	0.95	210.17	25.5	22	2(20Ø8) =10.06	7.01	C.V
	15	628.20	0.94	226.93	22.5	18	2(17Ø8) =8.53	5.18	C.V
V3	20	1123.6	1.00	124.04	30	18	2(17Ø8) =8.53	4.35	C.V
V4	30	-1818.6	0.98	195.04	30	22	2(34Ø8) =17.10	7.65	C.V

V.4.3. Les linteaux:

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

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

Elles sont sollicitées en flexion simple comme les poutres, et on le vérifie avec les règlements en vigueur (CBA 93, RPA 99)

V.4.3.1. recommandation des règlements:

Selon le CBA 93 :

Même conditions que pour les poutres.

Selon le RPA 99 :

Contrainte limite de cisaillement (RPA99 Art 7.7.2):

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot d}$$

$$T = 1.4 \cdot T_{u,calcul}$$

b_0: épaisseur du linteau.

d: hauteur utile. d=0.9h.

T_u: effort tranchant ultime.

- **Ferraillage des linteaux:**

Les linteaux sont calculés en flexion simple, avec les efforts M et T.

On devra disposer:

- des aciers longitudinaux de flexion: Al
- des aciers transversaux: At
- des aciers en partie courante (acier de peau): Ac

Premier cas: $\tau_b \leq 0.06\ f_{c28}$

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule:

$$A_t \geq \frac{M}{Z.f_e}$$ Avec Z=h-2d'

M: moment du à l'effort tranchant : (T =1.4T)

h: hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux**:

  - Premier sous cas: linteau long ($\lambda g = l/h > 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t.f_e.Z}{T}$$ $T = \min(T_1 ; T_2)$

ou : $T_2 = 2\ V_{u\ calcul}$ $T_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}}$

Avec :

Mci , Mcj: Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche

et à droite du linteau de portée " Lij ", est calculés par: $M_c = A_l.f_e.z$

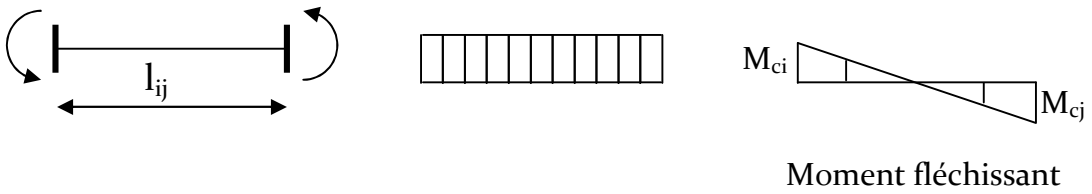


Figure V.25 : Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée Lij

Deuxième cas: τb > 0.06 fc28

- Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimum réglementaires.
- Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposer obligatoirement.
- Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule:

$$A_d = \frac{T}{2.f_e.\sin\sim}$$

Avec

- tgα=(h-2d)/l
- Et T=Tu calcul (sans majoration)

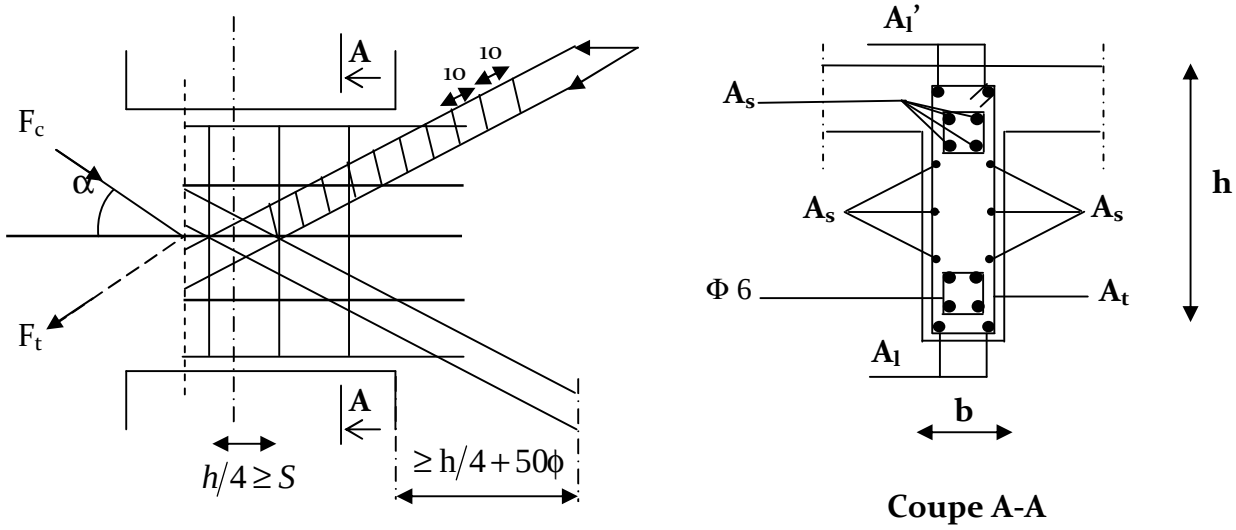


Figure. V.26. Armatures de linteaux

❖ **Ferraillage minimal**

-Armatures longitudinales : $A_l, A_l^{'} \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$

-Armatures transversales : $\begin{cases} A_t \geq 0.15\ \% \cdot b \cdot S_t & \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28} \\ A_t \geq 0.25\ \% \cdot b \cdot S_t & \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28} \end{cases}$

-Armatures de diagonales :

$$\begin{cases} A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h & \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28} \\ A_D = 0 & \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28} \end{cases}$$

-Armatures de peau :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent etre au total d'un minimum égal à 0.20% de la section de linteau.

Calcul du ferraillage

Caractéristiques du linteau: (120x 80) cm

$h = 0.80\ m$

$l = 1.20\ m$

$e = 15\ cm$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{T_0}{b_0 \cdot d} \qquad ; T = 1.4 \cdot T_{calcul}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 250.96 \times 10^3}{0.15 \times 0.9 \times 0.08 \times 10^6} = 2.710\ MPa$$

$$\tau_b = 2.710\ MPa < \overline{\tau}_b = 5\ MPa$$

a) Armatures longitudinales :

$\tau_b = 2{,}71 MPa > 0{,}06 f_{c28} = 1{,}5 MPa$, donc le ferraillage minimal qui sera adopté doit satisfaire les conditions suivantes :

Le RPA99 : $\left(A_{l\min} = A_{l\min}^{'}\right) \geq 0{,}15\%.e.h = 1.80\ cm^2$

Le BAEL 91 : $\left(A_{l\min} = A_{l\min}^{'}\right) \geq 0{,}23 \times \frac{f_{t28}}{fe} \times b \times d = 1.09\ cm^2$

$A_l = A_l^{'} = 1.80 cm^2$ .Soit 2HA12 = 2.26 cm^2.

b) Armatures transversales :

$$\tau_b = 2.71\,MPa > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625\,MPa$$

$$Avec: \qquad S \le \frac{h}{4} = \frac{80}{4} = 20\,cm \quad avec\ S = 20\,cm$$

$$A_t > 0{,}0025 \cdot b \cdot S = 0.0025 \times 15 \times 15 = 0.562\ cm^2$$

Soit 2HA8 $\Rightarrow$ $A_t = 1.00\ cm^2$

c) Armatures diagonales :

$$\tau_b = 2.71 MPa > 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5\ MPa$$

Donc ces armatures sont nécessaires.

$$A_D = \frac{T = T_{calcul}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \sim}$$

$$tg \sim = \frac{h - 2d}{L} = \frac{0.80 - 2 \times 0.03}{1.20} = 0.616 \Rightarrow \sim = 38.07^0$$

$$A_D = \frac{250.96 \times 10^3}{2 \times 400 \times \sin 38.07} = 5.08\,cm^2$$

Soit 4HA14 $\Rightarrow$ $A_D = 6.15\ cm^2$

Avec un cadre de 2HA6

d) Armatures de peau

$$A_c \ge 0{,}002 \cdot e \cdot h = 0.002 \times 15 \times 80 = 2.40 cm^2$$

Soit 4HA10 $\Rightarrow$ $A_c = 3.14\ cm^2$

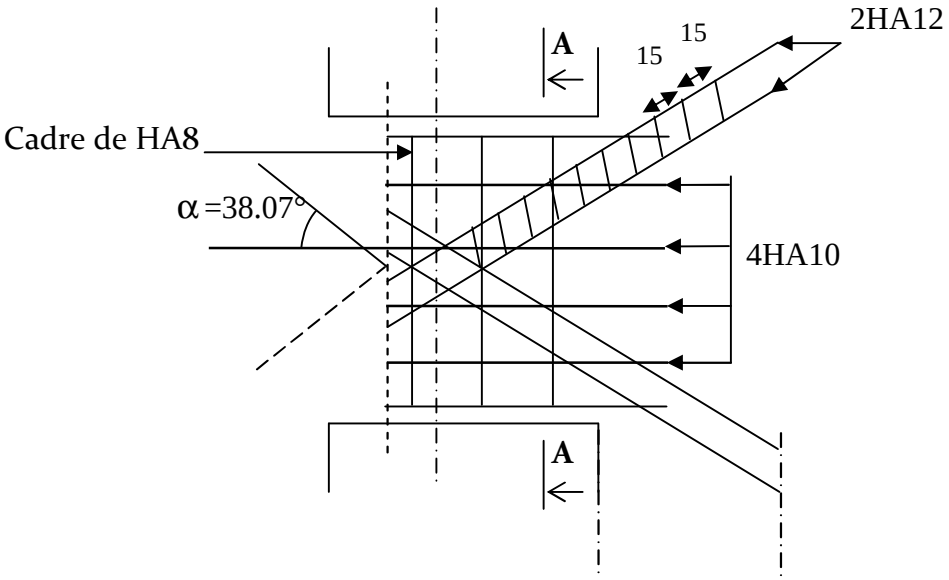


Figure. V.27. Ferraillage de linteaux

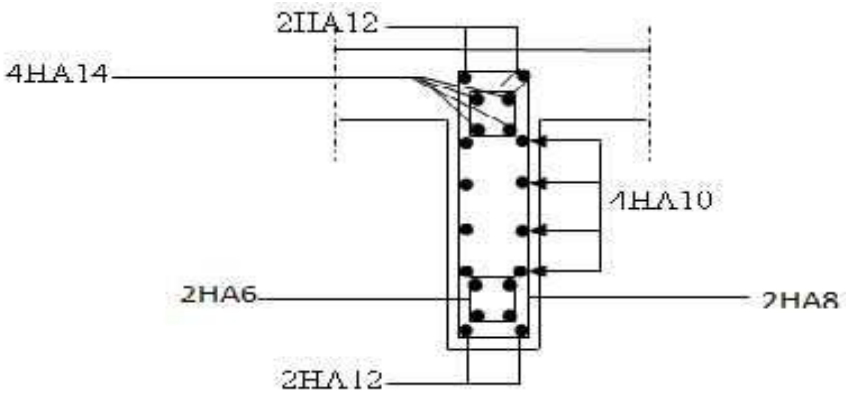


Figure. V.28. Ferraillage de linteaux coupe (AA)

Exemple de disposition des armatures des voil :



Figure V.29. Disposition des armatures dans les voiles (voile 20cm)

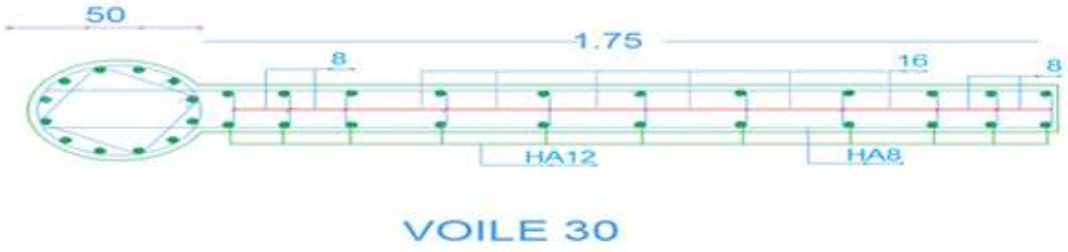


Figure V.30. Disposition des armatures dans les voiles (voile 30cm)



Figure V.31. Disposition des armatures dans les voiles (voile 15,17cm)

VI.1. Introduction

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

- **Classification des fondations**

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

a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

Donc le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères suivants :

Les charges et surcharges transmises par la structure.

La capacité portante du sol.

La distance entre les axes des poteaux.

c. 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 ;

- **Etude préliminaire du choix de type de semelle**

La structure en question sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **2.50bar** pour une profondeur de **2.0m** par rapport au niveau fini du terrain d'assise après les travaux de terrassement effectués, selon le rapport de sol.

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

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui vérifie.

VI.2. Calcul des fondations :

VI. 1. Calcul des semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal Ns_{max} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

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

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation ($A \times B$).

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

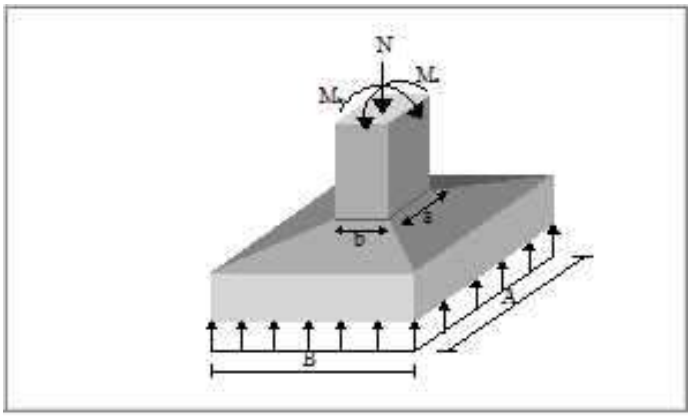


Figure VI.1.représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

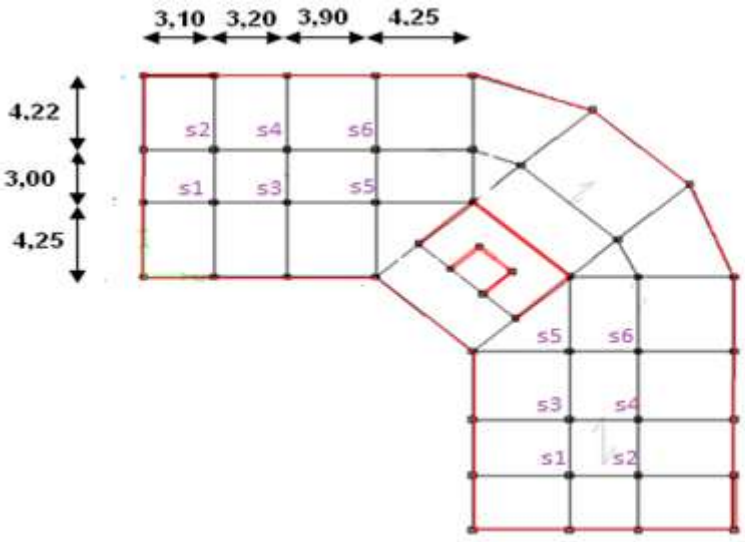


Figure VI.2. Disposition des semelles isolées

Tableau VI.1. Le pré dimensionnement des semelles isolées

Poteaux	N(kN)	S(m^2)	A(m)	$A_{choisie}$(m)
S1	927.78	3.68	1.92	2.40
S2	955.89	3.80	1.95	2.40
S3	1127.37	4.49	2.12	2.40
S4	1137.84	4.53	2.13	2.40
S5	1190.75	4.75	2.18	2.50
S6	1233.33	4.92	2.22	2.60

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles**

Il faut vérifie que : $L \geq B \times 1.5$

Tel que : L est l'entre axe deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle (B=2,5 m).

On a 2.6×1.5 m=3.90 > L =3,00 m……non vérifie

Conclusion:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

Donc :
Le schéma suivant montre la disposition initiale des semelles :

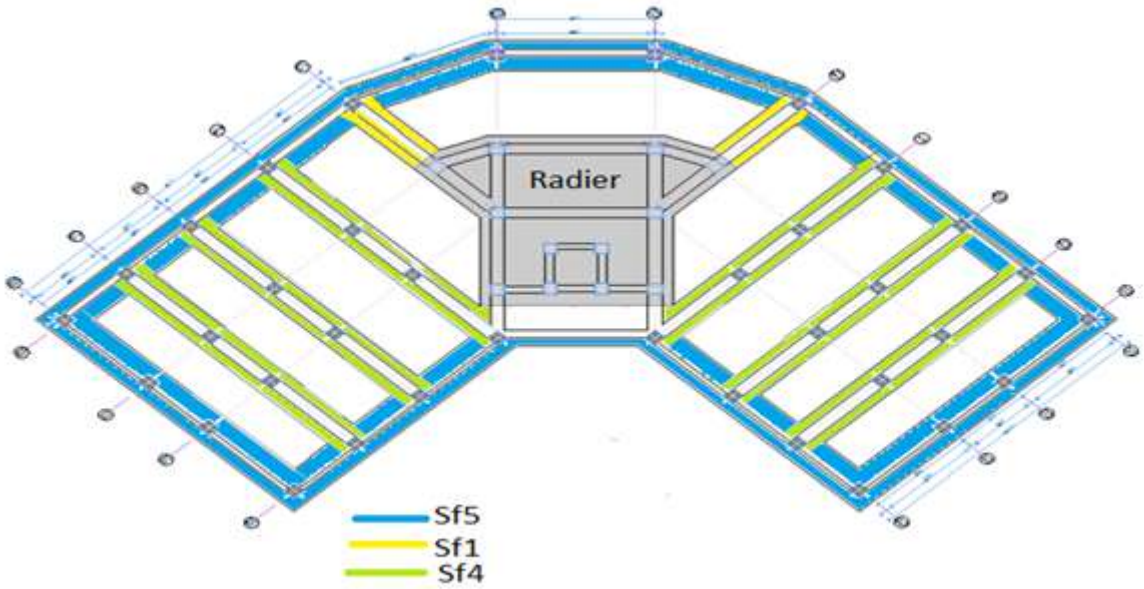


Figure VI.3.Représentation initiale des semelles

VI.3. Calcul des semelles filantes :

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

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

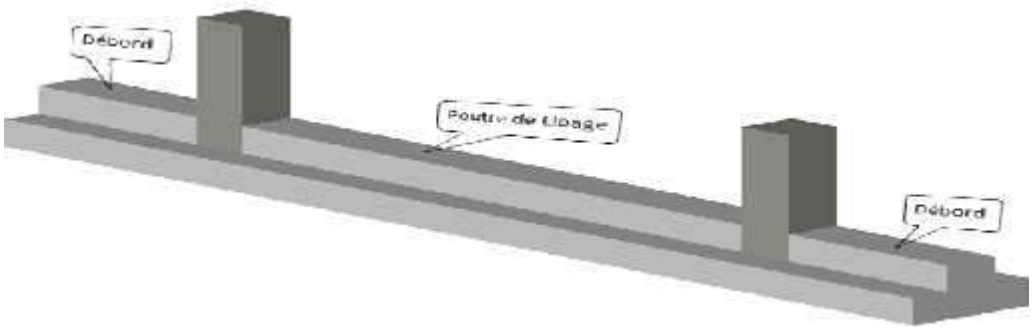


Figure VI.4.Schéma d'une semelle filante sous poteaux

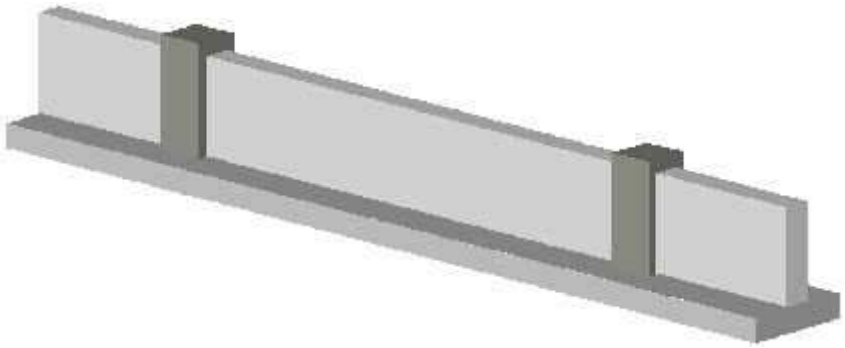


Figure VI.5.Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.3.1. Semelles filantes sous voile :

a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \; ; \; M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- $\sum N$: est la somme des efforts normaux.
- $\sum M$: est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000 \cdot \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.2.dimensionnement des semelles filantes SF1 sous voiles à l'ELS

	N_{ELS}/ml (kN)	B(m)	b(cm)	L(m)	d(cm)	h (cm)
Sf1	1050.35	1	50	1.80	30	35

b. Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de longueur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suit le maximum des deux résultats.

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

Armatures principales :

$$A = \frac{N\,(B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma s} \quad \& \quad Esp = \frac{100}{n}$$

Avec :

n: étant le nombre de barres

Armatures de répartition :

$$Arép = \frac{A(cm^2) \cdot B(m)}{4} \quad ; \quad Esp = \frac{B - 2e - \phi}{(n-1)}$$

Avec :

[σs]= 400MPa à l'ELA : en situation durable.

[σs] = 202MPa à l'ELS.

Tableau VI.3. Armatures principales des semelles filantes

	Na(kN/ml)	Nser (kN/ml)	d (cm)	Aa (cm²)	Aser (cm²)	A_{finale} (cm²)	Esp (cm)
Sf1	1702.0	1050.35	30	7.72	7.80	8HA12=9.05	12.5

Tableau VI.4.armatures de répartition des semelles filantes

	$A_{répartition}$ (cm²)	Esp (cm)
Sf1	6T10=4.71	16

Tableau VI.5.le ferraillage finale des filantes Sf1 sous voiles

	$A_{a\ finale}$ (cm²)	$A_{rep\ finale}$ (cm²)	S_a(cm)	S_{rep} (cm)
Sf1	8HA12=9.05	6T10=4.71	12.5	16

✓ Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.2 \,.\, 400}{4 \,.\, 2.8} = 42.85 \text{ cm}$$

Tableau VI.6. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes Sf1

	B(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ A/4
SF1	1	25	42.85	C. V

Conclusion :

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

✓ Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Tableau VI.7. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante SF1

	N_{ELA} (kN)	M_{ELA} (kN.m)	e(m)	A(m)	A/4 (m)	e ≤A/4
SF1	4255.14	97.52	0,022	1.0	0.25	C.V

VI.3.2. Semelles filantes sous voiles périphériques :

Pour faciliter la réalisation des semelles filantes sous voile périphérique on adopte le même dimensionnement et le même ferraillage pour toutes les autres semelles par l'effort le plus défavorable.

a. Dimensionnement

Tableau VI.8.dimensionnement des semelles filantes SF5 sous voiles à l'ELS

	N_{ELS}(kN)/ml	B(m)	b(cm)	L(m)	d(cm)	h (cm)
Sf5	369.20	1.60	50	14.45	40	45

b. Ferraillage :

Tableau VI.9. Armatures principales des semelles filantes

	Na (kN/ml)	Nser (kN/ml)	d (cm)	Aa (cm²)	Aser (cm²)	A_{finale} (cm²)	Esp (cm)
Sf5	829.38	369.20	40	6.33	5.58	10HA10=7.85	10

Tableau VI.10.armatures de répartition des semelles filantes

	$A_{répartition}$ (cm²)	Esp (cm)
Sf5	6HA10=4.71	31.40

Tableau VI.11.le ferraillage finale des filantes Sf5 sous voiles

	$A_{a\ finale}$ (cm²)	$A_{rep\ finale}$ (cm²)	S_a(cm)	S_{rep} (cm)
Sf5	10HA10=7.85	6HA10=4.71	10	31.40

✓ Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.0 \,.\, 400}{4 \,.\, 2.8} = 42.85 \text{ cm}$$

Tableau VI.12. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes Sf5

	B(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ A/4
SF5	1.6	40	45	C. V

✓ **Vérification de la stabilité au renversement :** [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Tableau VI.13. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante SF5

	N_{ELA}(KN)	M_{ELA}(KN.m)	e(m)	A(m)	A/4 (m)	e ≤A/4
SF5	12001.15	159.30	0,013	1.0	0.25	C.V

VI.3.3. Semelles filantes sous poteaux :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, on distingue : la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.

- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

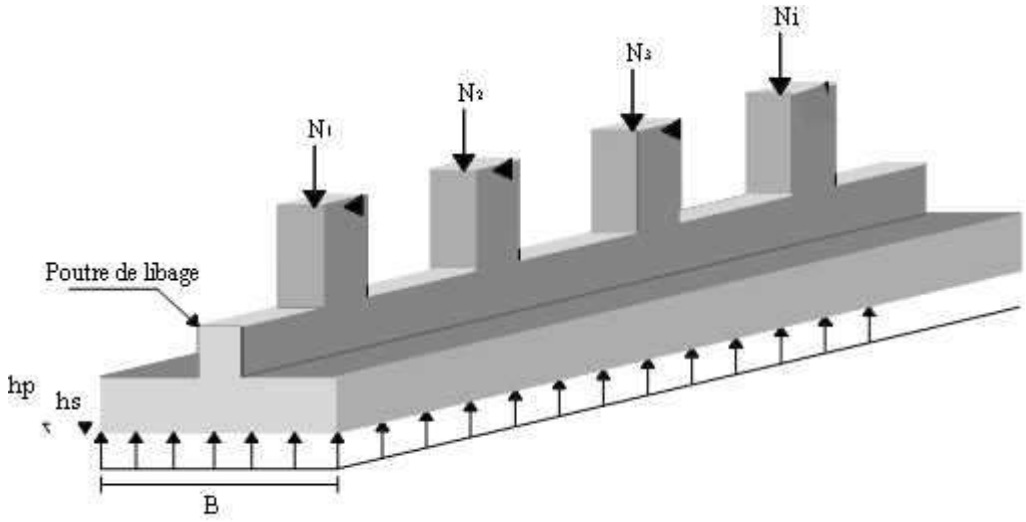


Figure VI.6.schémas d'une Semelle filante sous poteaux

a. Dimensionnement :

Tableau VI.14.dimensionnement des semelles filantes Sf2 Sf3 Sf4 sous poteaux à l'ELS

	N_{ELS} (kN)	B(m)	b(cm)	L(m)	d(cm)	h (cm)
Sf2	3766.01	1.30	50	12.87	30	35
Sf3	4041.70	1.30	50	12.87	30	35
Sf4	4187.97	1.50	50	12.87	30	35

b. Ferraillage :

Tableau VI.15.armatures principales des semelles filantes

	Na (kN)	Nser (kN)	d (cm)	Aa (cm^2)	Aser (cm^2)	A_{finale} (cm^2)	Esp (cm)
Sf4	5515.67	325.40	30	7.42	6.36	10HA14=15.39	10.00

Tableau VI.16.armatures de répartition des semelles filantes

	$A_{répartition}$ (cm²)	Esp (cm)
SF4	6T14=6.78	16

Tableau VI.17.le ferraillage finale des filantes Sf4 sous voiles

	$A_{a\ finale}$ (cm^2)	$A_{rep\ finale}$ (cm^2)	S_a(cm)	S_{rep} (cm)
Sf4	10HA14=15.39	6HAT14=6.78	10	16

✓ Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4 \,.\, \tau s} = \frac{1.4 \,.\, 400}{4 \,.\, 2.8} = 42.85 \text{ cm}$$

Tableau VI.18. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes Sf4

	B(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ A/4
SF4	1.5	37.5	42.85	C. V

✓ Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Tableau VI.19. Vérification de la stabilité au renversement de la semelle filante SF4

	N_{ELA}(kN)	M_{ELA}(kN.m)	e(m)	A(m)	A/4 (m)	e ≤A/4
SF4	6877.11	183	0,026	1.0	0.25	C.V

VI.3.3.2. Ferraillage Longitudinalement : «La poutre de libage »

VI.3.3.2.a. Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre tout les charges verticales et les moments de flexions. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assurai une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l \qquad l = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton (E = 32164.19 MPa) ;

L : La plus grande travée dans la fille (L = 4.42 m) ;

K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3) ;

I : Moment d'inertie de la semelle, $I = \frac{b.h_p^3}{12} = 0.009 \ m^4$;

hp : la hauteur de la poutre de libage) ;

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}} = 0{,}385 \text{ m} \quad \text{on adpote} \quad h_p = 60\text{cm}$$

Donc: $l = 3.03$ m

$L = 4.42 \text{ m} < \frac{\pi}{2} l_e = 4.75 \text{ m}$ (condition vérifi)

Alors on a des poutres de libage de 50x60, noyée dans la semelle.

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

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

$\sum$ Ni : la somme des efforts normaux.

L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m^2).

Les valeurs de q sont représente dans le tableau suivant :

- **Armatures de peau [2] :**

Pour les poutres dépassants une hauteur h_p (avec $h_p \geq 2(80 - f_e/10)$) il y'a un risque d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées, dans notre cas on a $h_a \geq 80$ cm(f_e =400 MPa), donc il y'a lieu de prévoir des armatures de peau d'au moins $3cm^2/m$ (fissuration préjudiciable),posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

Tableau VI.20. Détermination des valeurs de q de la poutre de libage

	ΣNi (ELA) (kN)	ΣNi (ELS) (kN)	L (m)	q_u (KN /m^2)	q_{ser} (KN /m^2)
SF4	5515.67	4187.97	12.87	428.56	325.40

VI.3.3.2.b. Calcul des moments :

- Détermination des armatures longitudinales à l'ELA :

Calcul à l'ELU de résistance :

La poutre de libage travail en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\phi}{2} \cong 0.9.h \qquad \text{et} \qquad c = c' = h - d$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} ; \quad \text{on a } \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance par la section dans le tableau suivant :

Tableau VI.21.ferraillage la poutre de libage à l'ELA

	M_u (kN.m)	d(m)	A(cm^2)	A'(cm^2)	$A_{choisis}$(cm^2)
travée	328.07	0.55	15.37	0	**8HA16+2HA12**=18.35
appui	485.15	0.55	23.03	0	**6HA16+4HA20**=24.62

- Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.22.vérification des contraintes la poutre de libage à l'ELS

	A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	Σb ≤ [σb]	Σs ≤ [σs]
Travée	18.35	250.44	272.31	6.73	Oui	Oui
Appui	24.62	380.36	312.37	9.16	Oui	Oui

- ✓ On remarque que les vérifications des contraintes sont satisfaisantes. Alors on adopte une poutre de libage de (50x60) (cm^2), noyée dans la semelle.
- ✓ h_p=60 cm< 80 cm , donc il n'ya pas des armatures de peau .

- Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence τ_s= 2.835 MPa.

La longueur de scellement égale à :

$$ls = \frac{\emptyset \,.\, fe}{4\,.\,\tau s} = \frac{1.6\,.\,400}{4\,.\,2.835} = 56.43\ cm$$

$$ls = 56.43\ cm \geq \frac{B}{4} = \frac{100}{4} = 25cm$$

Conclusion : Toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes de 135^0.

- **Armatures transversales :**

Calcul de l'effort tranchant T_u :

T_u=428.56. x =428,56. 1=428,56kN

Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b_0 * d} = \frac{428.56\,.\,10^3}{500\,.\,550} = 1.55\ MP \quad < [\tau] = 2.5\ MP \qquad C.V$$

Tableau VI.23.calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement

	CBA 93		RPA 99			At $_{choisi}$ et St $_{choisi}$	
τ_u (MPa)	At (cm^2)	S (nodale) (cm)	S' (courante) (cm)	At (cm2)	S (nodale) (cm)	At $_{choisi}$ (cm^2)	St $_{choisi}$ (cm)
1.55	6.28	10	30	3.60	15	**8HA10**=6.28	15

- Vérification de la flèche : **(CBA93)**

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Tableau VI.24. Vérification de la flèche pour la poutre de libage

	L(m)	h (cm)	h/L	1/16	Mt/10Mo	A/bo.d	4.2/fe
Poutre de libage	4.42	60	0.135	0.0625	0.059	0.0089	0.0105
Vérif	Vérif.1	Vérif.2	Vérif.3				
	C.V	C.V	C.V				



Figure VI.7.disposition du ferraillage de la poutre de libage

VI.4.calcul Le Radier :

Le radier (radier nervuré) sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme un panneau de dalle pleine sur quatre appuis –nervures- chargés par une contrainte uniforme qui représente la contrainte maximale du sol résultante des efforts normaux dans les poteaux.

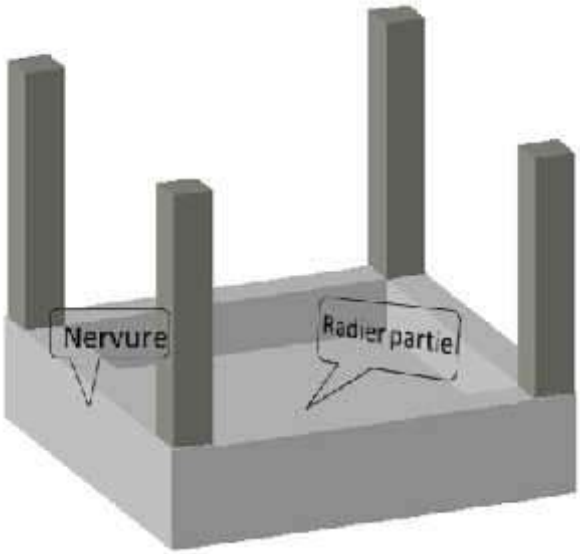


Figure VI.8.Schémas d'un radier nervuré

VI.4.1. Dimensionnement du radier :

La hauteur h du radier sera déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$h \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{550}{20} = 27.5cm$$

On adopte : h=40cm.

VI.4.2. Ferraillage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur le voile et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage du panneau, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que l'état d'agressivité dû au pourcentage en sulfates est nul.

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, pour cela on utilise la méthode forfaitaire pour déterminer les moments unitaires µx ,µ y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

On a:

$$\rho = \frac{3.07}{5.50} = 0.59 > 0.4 \Rightarrow panneau\ travaillant\ suivant\ les\ deux\ direction$$

VI.4.2.a. Calcul des Charges du radier :

q_{rad}=PP+$P_{remblai}$=25*0.40 + 18.5*(2-0.40)=39.60kN/m².

à l'ELU: qu=1.35 . qrad =53.46kN/m².

à l'ELS: qs= qrad =39.60kN/m².

VI.3.2.b. Vérification de la surface du radier :

$$\sigma_{radier} = qradier = \frac{39.60kN}{m^2} = 0.039\ MPa$$

Cette contrainte est inferieur à la contrainte admissible du sol :

$$\sigma_{rad} = 0.39\ bars < \sigma_{adm} = 2.5bars$$

Donc le surface du radier est suffisante.

VI.4.2.c. Calcul des moments :

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

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

  Mx = µx.qu.lx² = 0.0894x53.46x (3.07)² = 45.04kN.m.

  My = µy. Mx = 0.2500x45.04 = 11.26 kN.m.

En travée:

Mtx = 0.85Mx= 0.85x45.04 = 38.28 kN.m.

Mty = 0.85My= 0.85x11.26 = 5.63 kN.m.

Aux appuis:

Max = 0.5 Mx = 0.5 x45.04 = 22.52 kN.m.

May = 0.5 Mx = 0.5 x45.04 = 22.52 kN.m.

❖ **Détermination des moments à l'ELS:**

Mx = μx.qser.lx² = 0.0936x39.60x (3.07)² = 34.93kN.m.

My = μy. Mx = 0.4150x43.99 = 14.50 kN.m.

En travée:

Mtx = 0.85Mx=0.85x34.9 = 29.66 kN.m.

Mty = 0.85My=0.85x14.50 = 12.32 kN.m.

Aux appuis:

Max = 0.5 Mx = 0.5x34.93 = 17.46 kN.m.

May = 0.5 Mx = 0.5x34.93 = 17.46 kN.m.

❖ **Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance:**

Tableau VI.25. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU du radier

	sens	M (kN.m)	D (cm)	A (cm²)	A choisi (cm²)
Travée	X	38.28	35	2.80	5HA12 =5.65
	Y	5.63	35	0.41	4HA12 =4.52
Appui	X	22.52	35	1.65	4HA12 =4.52
	Y	22.52	35	1.65	4HA12 =4.52

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

Tableau VI.26. Vérification des armatures du radier à l'ELS

	sens	A_{ELU} (cm²)	Mser (kN.m)	σs (MPa)	σb (MPa)	σs≤[σs]	σb≤[σb]
Travée	X	5.65	34.93	2.26	0.30	Oui	Oui
	Y	4.52	14.50	1.70	0.24	Oui	Oui
Appui	X	4.52	17.46	1.68	0.24	Oui	Oui
	Y	4.52	17.46	1.68	0.24	Oui	Oui

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$Tx = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{2ly + lx} = 64.15 \text{ kN}$$

$$Ty = \frac{qu \,.\, lx \,.\, ly}{3ly} = 54.70 \text{ kN}$$

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 . d} = \frac{64.15.10^3}{1000 * 350} = 0.183 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 .fc28}{\gamma b} = 1.167 \text{MPa}$$

Donc, on n'a pas besoin d'armatures transversales

VI.4.3. Nervure :

VI.4.3.1. Dimensionnement :

On cherche la hauteur de la nervure à l'aide de la formule :

$$h \geq 3\sqrt{\frac{48 . l^4 . K}{\pi^4 . E}} = 44.02 \text{ cm}$$

Avec :

- ✓ L=3.07 m : la longueur de la nervure.
- ✓ K=0.04MPa : coefficient de raideur du sol.
- ✓ E=32164.19 MPa : le module d'élasticité du béton.

Donc : on choisit h=60 cm.

Alors : on a des nervures de 60x50 cm².

VI.3.3.2. Evaluation des charges :

- ❖ À l'ELU :

$$q_u = \frac{N1u + N2u}{l} + 1.35 \text{ PP} + qu \text{ SOL} . b = 657.26 \text{ kN/m.l}$$

- ❖ À l'ELS :

$$q_{ser} = \frac{N1ser + N2ser}{l} + \text{PP} + qser \text{ SOL} .b = 572.96 \text{ kN/m.l}$$

VI.3.3.3. Calcul des moments :

VI.3.3.3.a. Aux appuis :

- ❖ À l'ELU :

$$M_a = -\frac{q_u x \ell^2}{12} = \frac{657.26x3.07^2}{12} = \text{-516.21 kN. m}$$

- ❖ À l'ELS :

$$M_a = -\frac{q_{ser} x \ell^2}{12} = \frac{572.96x3.07^2}{12} = \text{-450.00 kN. m}$$

VI.3.3.3.b. En travées :

- ❖ À l'ELU :

$$M_t = -\frac{q_u x \ell^2}{24} = \frac{657.26x3.07^2}{24} = 258.10 kN.m$$

❖ À l'ELS :

$$M_t = -\frac{q_{ser} x \ell^2}{24} = \frac{572.96x3.07^2}{24} = 225.00\ kN.m$$

VI.4.3.4. Calcul du ferraillage :

VI.4.3.4.a. armatures longitudinales :

❖ **Calcul à l'ELU de résistance :**

Les nervures travaillent en flexion simple.

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2} ; \quad Si\ \mu \leq \mu l = 0.392 \quad \Rightarrow A' = 0 \ \text{ et } \ A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Tableau VI.27. Calcul des armatures longitudinales de la nervure

	Mu (kN.m)	μ	d (cm)	A (cm²)	Choix
Travée	258.10	0.092	55	12.33	4HA16+4HA14=14.09
Appui	-516.21	0.184	55	26.15	6HA20+6HA14=28.07

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable, la vérification a été faite :

Tableau VI.28. Vérification des armatures du radier à l'ELS

	A_{ELU} (cm²)	Mser (kN.m)	σb (MPa)	σs (MPa)	σb ≤ [σb]	σs ≤ [σs]
Travée	14.09	225.00	9.33	325.33	Oui	Oui
Appui	28.07	-450.00	13.43	339.06	Oui	Oui

VI.4.3.4.b. Armatures transversales :

❖ **Calcul de l'effort tranchant Tu :**

Tu=qu.x=657.26x1=657.26 kN.

❖ **Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o * d} = \frac{657.26 * 10^3}{500 . 550} = 2.39\ MPa < [\tau] = 2.50\ MPa$$

En appliquant même formules qu'on a vu dans le chapitre précédant-§armatures transversales- pour une fissuration préjudiciable les armatures transversales sont :

- **Zone nodale :**
  - Sa longueur ℓ_{nodal} =100 cm.
  - A_t = 4T10.
  - S_t = 10cm.
- **Zone courante :**
  - A_t = 4T10.
  - S_t = 20cm.

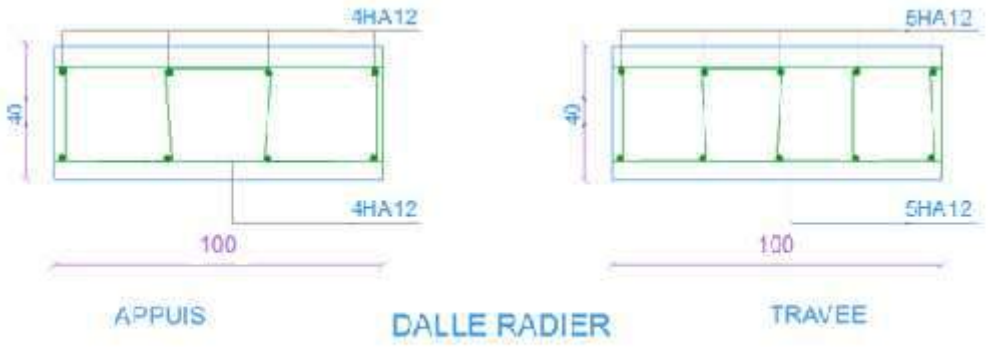


Figure VI.9.Ferraillage de radier



Figure VI.10.Ferraillage de Nervure

VI.5. Etude du voile périphérique [1] ►► [Art 10.1.2] ◄◄:

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondations (les semelles) et le niveau de base.

Notre voile périphérique joue double rôle :

- encastrement de la base de la structure.
- mur de soutènement.

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens horizontal et vertical.
- Un recouvrement de 50 ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur e = 17 cm.

La hauteur de voile périphérique = 1.15 m.

VI.5.1. Evaluation des charges :

En Plus de la poussée des terres, le voile périphérique subit aussi la charge d'exploitation q=2.5kN/m² qui vient du parking.

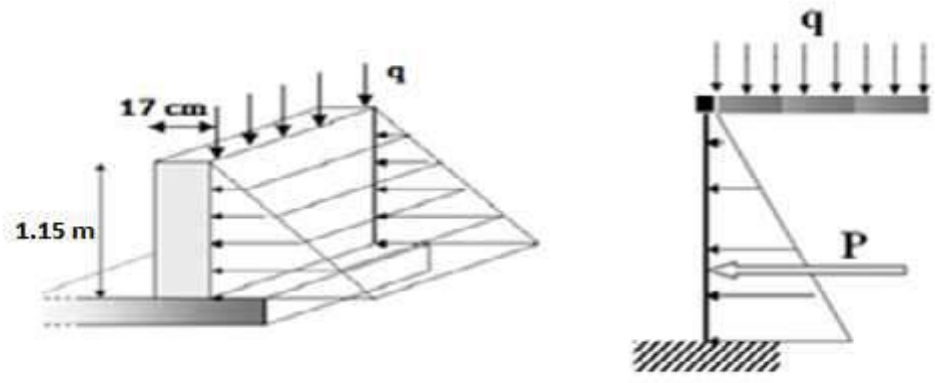


Figure VI.11.schéma du chargement qui vient au voile périphérique

❖ **charge permanente :**

- un terrain plat $\Rightarrow \beta=0$
- mur droit $\Rightarrow \lambda=0$
- le poids volumique du terrain: $\gamma=18.5$ (kN/m^3)
- l'angle de frottement interne : $\varphi=22^o$

D'après Rankine La poussée des terres P est égale à:

$$\begin{cases} P=1/2\ (k_{\gamma a}.\gamma.h^2) \\ G= k_{\gamma a}\gamma.h \end{cases}$$

Le coefficient de contrainte : $k_{\gamma a}=tg^2\ [(\pi/4)-(\varphi/2)]$

D'où : $k_{\gamma a}=0.455$

Alors :

$$G= 0.455 * 18.5* 1.15=9.68\ kN/m^2$$

❖ **charge d'exploitation :**

- $Q=k_q .q$
- $k_q= k_\gamma /\cos (\beta- \lambda)=0.455$

Alors : $Q= 0.455 \times 2.5=1.14\ kN/m^2$

❖ **combinaisons d'actions :**

- $q_u=1.35G+1.5Q=14.77\ kN/m^2$
- $q_{ser}=G+Q=10.82\ kN/m^2$

Pour une bande de 1m:

- $q_u=14.77$ kN/ml
- $q_{ser}=10.82$ kN/ml

VI.4.2. Ferraillage des voiles périphériques :

Les panneaux constituant le voile périphérique sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la poussée des terres et la surcharge d'exploitation, pour cela on utilise les tables de BARRES pour déterminer les coefficients μx , μy de répartition des moment selon X ,Y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :

$$\rho = \frac{\ell_x}{\ell_y}$$

Dans notre cas : $\rho = \frac{1.15}{5.00} = 0.23 < 0.4 \Rightarrow$ dalle travaillant suivant une seule direction

Ce qui indique d'un panneau travaillant suivant les deux directions. Ce qui implique l'utilisation de la méthode forfaitaire.

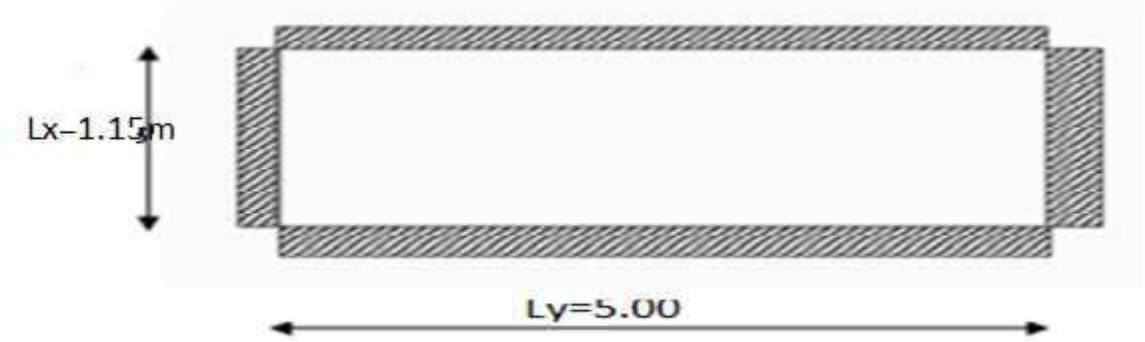


Figure VI.12.schéma des dimensions du voile périphérique

En utilisant la méthode forfaitaire, on aura alors :

$M_o = q.l_x^2/8$

$M_t = 0.8\ M_o$

$M_a = M_{b=} - 0.5M_o$

- Détermination des moments a l'ELU :

  M_o=2.44 (kN.m)

  M_t=1.95 (kN.m)

  $M_a = M_{b=}$ - 1.275(kN.m)

- Détermination des moments a l'ELS :

  M_o=1.78 (kN.m)

  M_t=1.43 (kN.m)

  $M_a = M_{b=}$ - 0.89 (kN.m)

  - Détermination des armatures longitudinales à l'ELU de résistance en flexion simple :

Tableaux VI.29. Calcul des armatures du voile périphérique à l'ELU

	Sens	M (kN.m)	d (cm)	A_{calcul} (cm²)	$A_{min\ RPA}$ (cm²)	$A_{min}/2$ (cm²)
Travée	X	1.950	14	0.349	1.36	0.68
Appui	X	1.287	14	0.230	1.36	0.68

	$A_{final}/2(cm^2)$	$A_{final}(cm^2)$	$A_{rep\ final}(cm^2)$
Travée	**4HA10**=3.14	**8HA10**=6.28	**4HA8**=2.01
Appui	**4HA10**=3.14	**8HA10**=4.28	**4HA8**=2.01

➢ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.30. Vérifications des armatures du voile périphérique à l'ELS

	Sens	A_{ELU} (cm^2)	M_{ser} (kN.m)	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$
Travée	X	6.28	1.43	18.11	0.53	C.V	C.V
Appui	X	6.28	0.89	11.27	0.33	C.V	C.V

➢ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Suivant X on a :

$Vx=q.l_x/2 = 14.77*1.15/2 =8.492$ kN

Et on vérifie :

$$\tau_u=\frac{Vx}{b_0.d}=\frac{8.492*10^3}{1000*140}=0.060\ MPa \leq \frac{0.07\ .fc28}{\gamma b}=1.16\ MPa \qquad (C.V)$$

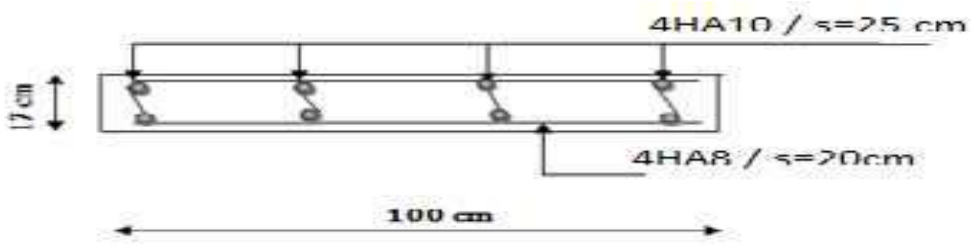


Figure VI.13.disposition de ferraillage du voile périphérique

VI.6. Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et reliée les poteaux entre eux.

VI.5.1. Pré dimensionnement : [1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Pour un sol de fondation de catégorie S_3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25 x 30cm^2

On adopte une section de 30 x 40.

VI.6.2. Sollicitations : [1] ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄:

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à : $Fu = \frac{Nu}{\alpha}$

Avec :

- N: effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELA.
- α: coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau VI.31. Valeurs de α

site	zone I	zone IIa	**zone IIb et III**
S_3	15	12	**10**

$$Fu = \frac{Nu}{\alpha} = \frac{1750.95}{10} = 175.09 \text{ kN}$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{1275}{10} = 127.5 \text{ kN}$$

VI.6.3. 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. <u>à l'état limite ultime :</u>

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{Fu}{\sigma_s}$$

Où : $F_u = 175.09$ kN

Alors: $A_u = \frac{175.09*10^3}{400} = 4.37 cm^2$

- condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le **CBA 93** :

$$A \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Alors on a : $A \geq \frac{(30*40)*2.1}{400} \Rightarrow A \geq 6.3cm^2$

Donc on adopte **A=6HA12=6.78cm²**

- vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$F_{ser} = 127.50 \text{ kN}$$

Alors:

$$\sigma s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{127.50 * 10^3}{678} = 188.50 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa (C.V)}$$

- 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 **[1]: ►► [Art 10.1.1.b] ◄◄**qui doit être inférieur au Min (20 cm ; 15Φ_ℓ).

1. section :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66mm$$

On adopte: $\varphi_t = 8\,mm$

A_t = 4ϕ8 = 2.01 cm²

2. Espacement:

$$S_t \leq \min\left[20cm; 15\varphi_l\right] = \min\left[20cm; 21cm\right]$$

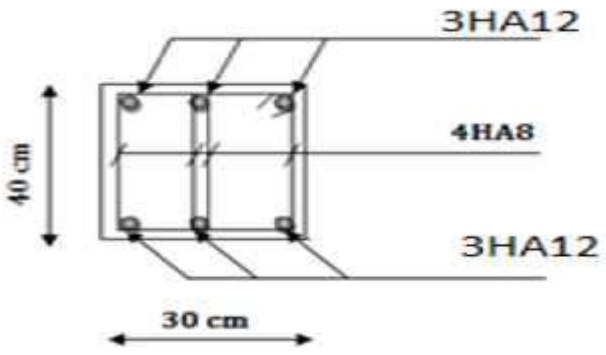


Figure VI.14.Ferraillage des longrines

Conclusion Générale

La réalisation de ce projet de fin d'étude nous a permis de faire les constats suivants pour l'analyse d'une structure en béton armé :

- Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse, néanmoins certaines vérifications telles que la flèche des poutres ne sont pas nécessaires à ce stade de l'étude ;
- L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires RPA 99 Version 2003, CBA93, …etc) ;
- La reconnaissance du sol, où va être implanté l'ouvrage, est essentielle pour connaître la nature du sol d'assise de l'ouvrage pour, ensuite, trancher sur le type de fondation (superficielle ou profonde) ;
- Le choix de la fondation de la structure dépend de la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure ;
- L'utilisation des méthodes numériques telles que le logiciel " ROBOT " permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude. Néanmoins, pour le "ROBOT", la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats ;
- Enfin, ce projet nous a donné la possibilité de récapituler nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, de les améliorer, et de les enrichir par des nouvelles tel que le logiciel "ROBOT" ;

Références bibliographiques

Documents réglementaires :

- [1] : Règles parasismiques Algérienne R.P.A99.
  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [2] : Règle de conception et de calcul de structures CBA93.
  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).
- [3] : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Manuels techniques :

- [5] : Formulaire de béton armé. DAVIDOVICI VICTOR.
- Cours de formation

Logiciels :

- ROBOT version 25.0
- AUTO CAD 2012