République Algébrique Démocratique 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 Génie de la Matière
Filière : génie civil

projet De Fin D'Etude

Pour l'obtention du diplôme de master « LMD » en génie civil

Option: Structure

Thème

étude d'une mosquée (2ENTER SOL+R+1) en béton armé

Proposé et dirigé par : Dr. O. BOUKENDAKDJI.

Réalisé Par : Mr Sadek Sakouchi.
Mr Abdellah Debbah

Juin 2013


بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCIEMENT

Au terme de ce travail, on remercie en premier lieu Allah qui a donné la force pour achever cette étude.

On remercie nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

On exprime notre profonde gratitude à notre promoteur:

M^{r} Otman.Boukendakdji, Pour ses conseils et ses aides précieuses.

Nos sincères remerciements s'adressent également à tous les enseignants du département de génie civil de l'université de Médéa.

Notre gratitude à tous les membres de jury qui font l'honneur de juger notre travail.

Un grand merci à tous ceux qui contribué de prés ou de loin à l'élaboration de ce projet.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Au premier lieu, nous tenons à remercier « Allah » qui nous a donnée le courage et la Volonté pour terminer ce travail.

Mes chers parents que dieu les protège, pour leurs soutien durant la période de ma formation, pour leurs bienveillance.

Mes sœurs et mes frères (hassin, Madjid, hamid ,rabeh ,djamel…) et toute ma famille sans exception.

Tous mes amis surtout : Nabil, Hamid, khaled, oussama, Nasro, Youcef, rabeh boudhiafe,mourade…)

En fin , Je remercie mon binôme Abdellah qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Mes enseignants qui mon contribuer durant ma formation.

Toute la promotion génie civil 2013-2014.

Sadek

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont les plus chers au monde et que je possède sur cette terre « Mes chers parents ».

A ma chère grande mère.

A mes frères : Mohamed, abdellbari.

A mes sœurs : mariem,nafissa

A toute ma famille sans exception.

A mes amies intimes « Hamza ,Hamid , Zakaria,omar,Rabeh, Mohamed ».

A toutes mes camarades de la promotion 2013/2014 :

khaled, Hafidh, Mohamed, Issmail, Abdellkader, Fateh,

Abdellah

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة مسجد يتألف من طابقين تحت أرضي + طابق أرضي + طابق , يتم إنجازها بولاية المدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIb حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA 99 version 2003) .

مقاومة واستقرار المسجد لكل الحمولات العمودية و الأفقية المضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة .

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج آلي SAP 2000v15.

تحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للمسجد صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

. (RPA 99 version 2003, CBA 93)

لتّحقق من نتائج التسليح إستعنا بواسطة برنامج متطور (Socotec, Robot expert2010)

دراسة العناصر التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une Mosquée de (2 Entre sol +R+1) qui sera implanté dans la wilaya de Médéa, classée en zone IIb selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).
La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles.
L'étude et l'analyse de ce projet ont été établées par le logiciel (SAP 2000 v15).
Le calcul des dimensions et du ferraillage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueurs à savoir (CBA 93, RPA99 version 2003).
Pour la vérification du ferraillage nous avons utilisées un logiciel (Socotec. Robot Expert).
En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet

Summary

The aim of this study is the conception of Mosque tune of (1 Sous Sol+Entre sol +R+1) be established in the wilaya of médea , classified in zone IIb according to the Algerian payment parasismic
(RPA 99 version 2003).
The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls.
The study and the analysis of this plan had been established by software (SAP 2000v 15).
The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (CBA 93, RPA99 -Version 2003).
For the checking of reinforcement we used software (Socotec, Robot Expert).
In end, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of it project

SOMMAIRE

SOMMAIRE
REMERCIEMENT
DEDICASE
RESUME
LES VUES
LISTE DES TABLEAUX, FIGURES ET NOTATIONS
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction ……..……..……..…… 1

I.2.présentationdel'ouvrage ……...1

I.3.Description de

l'ouvrage ……..……..……..1

I.4.Caractéristiques de lamosquée……..……1

I.5 .Caractéristique mécaniques des matériaux……..……4

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

II. PREDIMENTIONNEMENT

II.1.Introduction ……..……6

II.2. pré dimensionnement des planchers ……...……6

II.3.Les poutres …..…….…..……11

II.4.Les Poteaux ……..……..……...14

II.5. Les voiles ……..……..……22

Chapitre III : Calcul des élément secondaire.

III CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.l'acrotère ……..……24

III.1.1. Introduction ……..……24

III.1.2. Principe de calcul ……..……24

III.1.3. Évaluation des charges et surcharges ……...……24

III.1.4. Détermination des efforts ……25

III.1.5. Calcul du ferraillage……..25

III.2. Les escaliers ……..……..30

III.2.1 Définition ……...……...30
III.2.2 Terminologie ……...……..30
III.2.3.escalier droit à deux volée ……...……..31
III.2.4.Escalier droit à trois volée ……..……..……..…..…… 46
III.2.5. Calcul de la poutre palière ……..…… .58
III.2.6.Escalier droit à quatre volée ……..…….64
III.3.Calcul des poutrelles……...…..……...……..76
III.3.1. Introduction…….…....…76
III.3.2. Plancher à corps creux (16+4) cm ……..…..76
III.3.3.Après le coulage ……..…..……79
III.3.4.Ferraillage de la table de compression……..…….99
III.4.LES COUPOLES……100
III.4.1.INTRODUCTION…….....……100
III.4.2.METHODE PRATIQUE DE CALCUL DES
COUPOLESSURBAISSEE……...…….103
III.4.3. FERRAILLAGE DE LA CEINTURE ……..…… 104
III.4.4. FERRAILLAGE DE LA COQUE……..……...……106
III.4.5. Calcul des Aciers de Traction……...…..…….107
III.4.6. Préconisation pour le coffrage……..…….107
III.4.7. Dessin de Ferraillage ……..……108

Chapitre IV :Etude dynamique

IV. ETUDE DYNAMIQUE
IV.1. Introduction……...……..109
IV.2. Modélisation……...……..……..109
IV.3.Caractéristiques dynamique de la structure……111
IV.3.1 Centre de masse ……..……111
IV.3.2 Centre de torsion ……..……111
IV.3.3Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄.113
IV.4 Etude dynamique ……...……..……116
IV.4.1 Introduction ……116
IV.4.2 But de l'étude dynamique ……..……116
IV.4.3. choix de la méthode du calcul dynamique ……..……..116

IV.4.4Justification du coefficient de comportement R - RPA version 2003 ►► [Art 3.5] ◄◄……121
IV.4.5.Vérification du comportement modale de la structure……..…..……..123
IV.4.6. Vérification de la participation massique (dissipationénergétique…….126
IV.4.7 vérification réglementaire ……..…….……128
IV.5.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……..……..149
IV.6. Justification de la largeur des joints sismique ……..……...……..152

Chapitre V : Ferraillage des éléments resistant.

V. FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS
V.1 Introduction……..……153
V.2. Ferraillage des poutres……...……153
V.2.1 Introduction ……..153
V.2.2. Recommandation du R.P.A99 ……154
V.2.3 Verefecation des contrentes a E . L . S…….……159
V.2.4. Justification vis-à-vis de l'effort tranchant …….……163
V.2.5 Calcul des armatures transversales …….……165
V.2.6 Vérification de la flèche …….……167

V.3 Ferraillages des poteaux ……...……173
V.3.1 Introduction ……...……..173
V.3.2 Armatures longitudinales …….……...……173
V.3.3.Vérification des contraintes à l'ELS l'ELS ……..…….……..178
V.3.4. Calcul de contrainte de cisaillement……..…….……..181
V.3.5 Détermination des armatures transversales ……..……183
V.4. Ferraillage des voiles
V.4.1 Introduction…….……..……..…185
V.4.2. Recommondations des réglements…….……..185
V.4.3.Armatures verticales…….……186
V.4.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service ……...…193
V.4.5. Espacement ……..……198
V.4.6. Calcul les armatures horizontales……..……198

Chapitre VI : Etude del'infrastructure.

VI.1.INTRODUCTION……203
VI .2.Reconnaissance du sol (CONTRAINTE ADMISSIBLE)……203
VI.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION……204
VI.4. CALCUL DES FONDATIONS……204
VI.4.1. Calcul des semelles isolées ……204
VI.4.2. Dimensionnement des semelles isolées……206
VI.4.3.Calcul des semelles filantes ……209
VI.5. Ferraillage Longitudinalement : «La poutre de libage » ……217
VI.5.1. Dimensionnement……217
VI.5.2. Ferraillage de la poutre de libage à l'ELU……218
VI.6. Les longrines……220
VI.6.1 Prédimensionnement……220
VI.6.2.Sollicitation ……220
VI.6.3. Ferraillage ……220
VI.6.4. Armatures transversales……223
VI.7 Mur de soutènement……223
VI.7.1. Dimensionnement ……223
VI.7.2. Détermination des sollicitations ……224
VI.7.3. Méthode de calcul……224
VI.7.4.Calcul des moments……225
VI.7.5. Calcul du ferraillage……228
VI.7.6. vérification nécessaire……228
Conclusion
Références bibliographiques

Liste des tableaux

Tableau I :

Tableau I.1: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances……5

Tableau II :

Tableau II.1. charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux)……..7

Tableau II.2. charges permanentes du plancher terrasse accessible (corps creux)……8

Tableau II.3. charges permanentes du plancher courant (corps creux)……..8

Tableau II.4. charges permanentes du plancher courant (dalle pleine)……..9

Tableau II.5. charges permanentes du mur intérieurs (simple) ……10

Tableau II.6. charges permanentes du mur extérieurs (cloison)……..……10

Tableau II.7. Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau……..16

Tableau II.8. Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau……..17

Tableau II.9. Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau……..…19

Tableau II.10. Détermination de la section du poteau circulaire de chaque niveau……..……19

Tableau II.11. Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau……..……21

Tableau II.12. Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau……..……21

Tableau III :

Tableau III.1. ferraillage (armatures longitudinales) de poutre palière ……...60

Tableau III.2. Vérification à l'E.L.S de poutre palière……..……63

Tableau III.3 : la détermination de la flèche……78

Tableau III.4. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)(Bloc B et C)……83

Tableau III.5. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)(Bloc B et C)……..83

Tableau III.6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées

(ELU)(Bloc A)……..…...84

Tableau III.7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées

(ELS) (Bloc A)……84

Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées

(ELU) (Bloc A)……..84

Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées

(ELS) (Bloc A)……84

Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées

(ELS) (Bloc A)……91

Tableau III.12: Récapitulation des résultats de la flèche(Bloc B et C)……..93

Tableau III.13: Vérification à l'E.L.S aux appuis (Bloc A)……..96

Tableau III.14: Récapitulation des résultats de la flèche(Bloc A)……98

Tableau VI :

Tableau IV. 1 . Centre de Rigidité & Centre de Masse (blocA)……112

Tableau IV. 2.Centre de Rigidité & Centre de Masse(bloc B)……..112

Tableau IV. 3. Centre de Rigidité & Centre de Masse(bloc C)……..112

Tableau IV. 4. calcul d'excentricité(bloc A)……..113

Tableau IV.5: calcul d'excentricité(blocB)……114

Tableau IV. 6. calcul d'excentricité (bloc C)……..…….…….114

Tableau IV.7.calcul du facteur qualité(bloc A)……...118

Tableau IV. 8 : calcul du facteur qualité (bloc B)……..……119

Tableau IV. 9. calcul du facteur qualité(bloc C)……120

Tableau IV. 10 . Justification du coefficient de comportement R Suivant x(bloc A)……...121

Tableau IV. 11 . Justification du coefficient de comportement R Suivant y(blocA…..……122

Tableau IV. 12. Justification du coefficient de comportement R Suivant x (bloc B)……...122

Tableau IV. 13. Justification du coefficient de comportement R Suivant y(bloc B)……122

Tableau IV. 14. Justification du coefficient de comportement R Suivant x(bloc C)……122

Tableau IV. 15. Justification du coefficient de comportement R Suivant y(bloc C)…..…..123

Tableau IV.16. Vérification de la participation massique (bloc A)……..……..127

Tableau IV.17. Vérification de la de participation massique (bloc B)……...128

Tableau IV.18. Vérification de la de participation massique (bloc C)…….……129

Tableau IV.19 Vérification des périodes (bloc A) ……130

Tableau IV.20. Vérification des périodes (bloc B) ……130

Tableau IV.21. Vérification des périodes (bloc c) ……130

Tableau IV.22 . Vérification des déplacements inter-étage (bloc A)……...……..…….136

Tableau IV.23. Vérification des déplacements inter-étage (bloc B)…….……136

Tableau IV.24 . Vérification des déplacements inter-étage (bloc C)……136

Tableau IV.25 : forces sismiques suivant x et y(bloc A)……137

Tableau IV.26 . moment de reversement suivant x(bloc A)……...140

Tableau IV.27. moment de reversement suivant y(bloc A)……140

Tableau IV.28. Moment de stabilité suivant (x)(bloc A)……...……141

Tableau IV.29 : Moment de stabilité suivant (y)(bloc A)……..…141

Tableau IV.30 . forces sismiques suivant x et y(bloc B)……...…….142

Tableau IV.31 . moment de reversement suivant x(bloc B)……...143

Tableau IV.32 . moment de reversement suivant y(bloc B)……..……..…143

Tableau IV.33 : Moment de stabilité suivant (y)(bloc B)……..144

Tableau IV.34. Moment de stabilité suivant (x)(bloc B)……144

Tableau IV.35. forces sismiques suivant x et y(bloc C)……..…145

Tableau IV.36 : moment de reversement suivant x(bloc C)……..146

Tableau IV. 37. moment de reversement suivant y(bloc C)……...……146

Tableau IV.38. Moment de stabilité suivant (X)(bloc C)……...……146

Tableau IV.39 . Moment de stabilité suivant (Y)(bloc C)…….……147

Tableau IV.40 .Moment Vérification du cisaillement des poteaux (bloc A)……..150

Tableau IV.41. Vérification l'effet -Δ sens P x(bloc A)…….……151

Tableau IV.42. Vérification l'effet P-Δ sens y(bloc A)……..…..……152

Tableau IV.43. Vérification l'effet P-Δ sens x(bloc B)…….…..152

Tableau IV.44. Vérification l'effet P-Δ sens y (bloc B)……..152

Tableau IV.45. Vérification l'effet P-Δ sens x(bloc C)……...……152

Tableau IV.46 Vérification l'effet P-Δ sens y(bloc C)……...……...…153

Tableau V :

Tableau V.1 différentes caractéristiques de béton et d'acier ……..……156

Tableau V.2 ferraillages des Poutre principale (30x45) en travée et aux appuis (Bloc A…….……....158

Tableau V.3 Ferraillages des Poutre principale (50x90) en travée et aux appuis(Bloc A)……..…159

Tableau V.4. Ferraillages des poutres secondaires en travée et aux appuis (Bloc A).....159

Tableau V.5. Ferraillages des poutres principales en travée et aux appuis(Bloc B)…….……160

Tableau V.6. Ferraillages des poutres secondaires en travée et aux appuis (Bloc B)……..……..161

Tableau V.7. Ferraillages des poutres principales en travée et aux appuis (Bloc C)……..……..161

Tableau V.8. Ferraillages des poutres secondaires

en travée et aux appuis (Bloc C)……162

Tableau V.9. ferraillages des poutres principales (30x45)

en travée et aux appuis à L'ELS ……163

Tableau V.10. ferraillages des poutres principales (50x90)en travée et aux appuis à L'ELS(Bloc A) ……..…163

Tableau V.11. ferraillages des poutres secondaire

en travée et aux appuis à L'ELS(Bloc A) ……..……...164

Tableau V.12.ferraillages des poutres principales

en travée et aux appuis à L'ELS(Bloc B) ……..…..164

Tableau V.13. ferraillages des poutres secondaire

en travée et aux appuis à L'ELS(Bloc B) ……..……165

Tableau V.14. ferraillages des poutres principales

en travée et aux appuis à L'ELS (Bloc C) ……..……165

Tableau V.15. ferraillages des poutres secondaire

en travée et aux appuis à L'ELS(Bloc C) ……..…..166

Tableau V.16. : Valeurs des contraintes de cisaillement

des poutres principales (30x45) (Bloc A) ……..……166

Tableau V.17 .Valeurs des contraintes de cisaillement

des poutres principales (50x90) (Bloc A) ……..……167

Tableau V.18. Valeurs des contraintes de cisaillement des chinages (Bloc A) ....……167

Tableau V.19. Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres secondaires

(Bloc A) ……167

Tableau V.20. Valeurs des contraintes de cisaillement

des poutres principales(Bloc B) ……...……168

Tableau V.21 . Valeurs des contraintes de cisaillement

des poutres secondaire (Bloc B) ……168

Tableau V.22. Valeurs des contraintes de cisaillement
des poutres principales(Bloc C) ……168
Tableau V.23. Valeurs des contraintes de cisaillement
des poutres secondaire (Bloc C) ……169
Tableau V.24. Valeurs des armateurs transversales(Bloc A) ……170
Tableau V.25.Valeurs des armateurs transversales(Bloc B) ……170
Tableau V.26. Valeurs des armateurs transversales(Bloc C) ……170
Tableau V.27. Vérification de la flèche des poutres(Bloc A) ……171
Tableau V.28: Vérification de la flèche des poutres(Bloc B) ……172
Tableau V.29. Vérification de la flèche des poutres(Bloc C) ……172
Tableau V.30. Les Armatures longitudinaux des poteaux carrées et circulaires(BlocA)……180
Tableau V.31. Les Armatures longitudinaux des poteaux carrées(Bloc B)……181
Tableau V.32. Les Armatures longitudinaux des poteaux carrées(Bloc C)……182
Tableau V.33. Valeurs des contraintes à l'E.L.S(Bloc A)……183
Tableau V.34. Valeurs des contraintes à l'E.L.S(Bloc B)……184
Tableau V.35. Valeurs des contraintes à l'E.L.S(Bloc C)……184
Tableau V.36. Valeurs des contraintes limites de cisaillement(Bloc A)……186
Tableau V.37.Valeurs des contraintes limites de cisaillement(Bloc B)……186
Tableau V.38. Valeurs des contraintes limites de cisaillement (Bloc C)……186
Tableau V.39. Armatures transversales des poteaux(Bloc) ……188
Tableau V.40.Ferraillage verticale du voile 1(sens x) (Bloc A) ……191
Tableau V.41. Ferraillage verticale du voile 2(sens x) (Bloc A) ……191
Tableau V.42.Ferraillage verticale du voile 1(sens y) (Bloc A) ……192
Tableau V.43: Ferraillage verticale du voile 2(sens y) (Bloc A) ……193
Tableau V.44. Ferraillage verticale du voile 1(sens x) (Bloc B) ……193

Tableau V.45. Ferraillage verticale du voile 2(sens x) (Bloc B) ……194

Tableau V.46.Ferraillage verticale du voile 1(sens y) (Bloc B) ……..……..194

Tableau V.47. Ferraillage verticale du voile 2(sens y)(Bloc B) ……..……195

Tableau V.48.Ferraillage verticale du voile 1(sens x) (Bloc C) ……..195

Tableau V.49. Ferraillage verticale du voile 2(sens x) (Bloc C)……...196

Tableau V.50: Ferraillage verticale du voile 1(sens y) (Bloc C) ……..……...…196

Tableau V.51: Ferraillage verticale du voile 2(sens y) (Bloc C) ……..……197

Tableau V.52. Vérification à l'ELS de voile 1(sens x) (Bloc A)……...…...197

Tableau V.53. Vérification à l'ELS de voile 2(sens x)(Bloc A)……...…197

Tableau V.54. Vérification à l'ELS de voile 1(sens y) (Bloc A)……..……198

Tableau V.55. Vérification à l'ELS de voile 2(sens y) (Bloc A)……...……198

Tableau V.56. Vérification à l'ELS de voile 1(sens x) (Bloc B)……..……199

Tableau V.57. Vérification à l'ELS de voile 2(sens x) (Bloc B)……..……199

Tableau V.58. Vérification à l'ELS de voile 1(sens y) (Bloc B)……...……200

Tableau V.59. Vérification à l'ELS de voile 2(sens y) (Bloc B)……..……..200

Tableau V.60.Vérification à l'ELS de voile 1(sens x) (Bloc C)……200

Tableau V.61. Vérification à l'ELS de voile 2(sens x) (Bloc C)……..……..….200

Tableau V.62 .Vérification à l'ELS de voile 1(sens y) (Bloc C)……..……201

Tableau V.63. Vérification à l'ELS de voile 2(sens y) (Bloc C)……...201

Tableau V.64. Calcul des armatures horizontales sens x(Bloc A)……..203

Tableau V.65. Calcul des armatures horizontales sens y(Bloc A)……..……204

Tableau V.66. Calcul des armatures horizontales sens x(Bloc B)……..……204

Tableau V.67. Calcul des armatures horizontales sens y(Bloc B)……..……205

Tableau V.68.Calcul des armatures horizontales sens x(Bloc C)……..……205

Tableau V.69. Calcul des armatures horizontales sens y(Bloc C)……..206

Tableau V :

Tableau VI.1.récapitulation de la méthode de calcul des semelles……210

Tableau VI.2.Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS(Bloc A)……..…..210

Tableau VI.3.Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS(bloc B et C)……..211

TableauVI.4. Ferraillage des semelles isolée à L'ELS (Bloc B et C)……212

Tableau VI.5. Ferraillage des semelles isolée à L'ELU(Bloc B et C)……..……..212

Tableau VI.6. Ferraillage final des semelles isolée(Bloc B et C)……..……212

Tableau VI.7.Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS (Bloc A) ……..……...214

Tableau VI.8. Ferraillage des semelles filantes sous poteaux à L'ELS (Bloc A) ……215

Tableau VI.9. Ferraillage des semelles filantes sous poteaux à L'ELU (Bloc A) ……...…..215

Tableau VI.10. Ferraillage final des semelles filantes sous poteaux (Bloc A) ……..215

Tableau VI.11.Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes (Bloc A)……...…216

Tableau VI.12. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes (Bloc A) ……..….216

Tableau VI.13.dimensionnement des semelles filantes sous voile(Bloc A) ……..217

Tableau VI.14.dimensionnement des semelles filantes sous voile(Bloc B etC) ….……...217

Tableau VI.15. Ferraillage des semelles filantes sous voile à L'ELS(BlocA) ……..……..217

Tableau VI.16. Ferraillage des semelles filantes sous voile à L'ELU(Bloc A) ……..217

Tableau VI.17. Ferraillage final des semelles filantes sous voile à L'ELU (Bloc A)……...…218

Tableau VI.18. Ferraillage des semelles filantes sous voile à L'ELS (Bloc B etC) ……..……..…218

Tableau VI.19. Ferraillage des semelles filantes sous voile à L'ELU(Bloc B vetC) ……...….218

Tableau VI.20. Ferraillage final des semelles isolée(Bloc B etC) ……218

Tableau VI.21. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes(Bloc A)……...219

Tableau VI.22. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes (Bloc A)…….……219

Tableau VI.23.dimensionnement des semelles filantes sous joint(Bloc A)……219

Tableau VI.24. Ferraillage des semelles filantes sous joint à L'ELS(Bloc A)……..…219

Tableau VI.25. Ferraillage des semelles filantes sous joint à L'ELU(Bloc A)…….220

Tableau VI.26. Ferraillage final des semelles filantes sous joint à L'ELU(Bloc A)……...……220

Tableau VI.27. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes sous joint(Bloc A)……...……220

Tableau VI.28. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes sous joint(Bloc A)…….…….220

TableauVI.29. ferraillage la poutre de libage à l'ELU……..…..222

Tableau VI.30.vérification des contraintes la poutre de libage à l'ELS……...……222

Tableau VI.31.calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement……..222

Tableau VI.32.Vérification de la flèche pour la poutre de libage……...……223

Tableau VI.33. Valeurs de α.……..……..224

Tableau VI.34. Valeurs de F…….…….224

Tableau VI.35 . ferraillage du mur de soutènement……..……232

Tableau VI.36 : vérification de L'ELS……..……234

Liste des figurs

Figure II :

FigII.1. Évaluation des charges permanents et es surcharges d'exploitations……..…….7

Fig. II.2. Composants d'un plancher terrasse……..……..…….8

Fig. II.3. Dimensions du corps creux ……..……..…….. 9

Fig. II.4. Plancher à corps Creux ……..…….……9

Fig. II.5. Composants d'un plancher courant……...…10

Fig.II.6. représentation le poteau carré le plus sollicité……..……16

Fig.II.7: représentation le poteau circulaire le plus sollicité…….……..18

Fig. II.8. représentation le poteau carré le plus sollicité…….…….……20

Fig. II.9. Coupe de voile en élévation……..……23

Figure III :

Fig. III.1. L'acrotère……..……24

Fig. III.2: Section de B.A à l'ELU……..……..……25

Fig. III.3.Section de beton armé à l'ELS……..……..……..27

Fig. III.4. Ferraillage de l'acrotère……..……..29

Fig.III.5 : Représentation d'un escalier……..……..31

Fig .III.6.Schéma statique escalier droit à deux volée ……...……32

Fig III.7. Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.U……..……35

Fig III.8. Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.S……...……36

Fig III.9. Diagramme des moments……...……..……..37

Fig III.10. shéma statique de 2^{eme} type……..……..……46

Fig III.11 Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 2) à l'E.L.U ……..…49

Fig III.12. Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 2) à l'E.L.S ……..……50

Fig III.13. Diagramme des momments ……51

Fig III.14. poutre palière ……..……58

Fig III.15. Diagramme des sollicitations de poutre palière à l'E.L.**U**…….……59

Fig III.18 Diagramme des sollicitations de poutre palière à l'E.L.S ……..……60

Fig III.19. shéma statique de 3eme type……..……..64

Fig III.20 Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 3) à l'E.L.U……..……67

Fig III.11. Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 3) à l'E.L.S ……...…….68

Fig III.12. Diagramme des moments……..……...…….69

Fig. III.13. Dimensionnement de la poutrelle……..……..……..76

Fig.III.15. Différents efforts dans la poutrelle à deux travée (ELU) (Bloc B et C)…….85

Fig.III.16. Diagramme du moment (ELS) (Bloc B et C). ……...…..…..85

Fig.III.17. Différents efforts dans la poutrelle à sept travée (ELU)(Bloc A)……...86

Fig.III.18. Diagramme du moment (ELS) (Bloc A)……86

Fig.III.19. Différents efforts dans la poutrelle à trois travée (ELU) Bloc A)……..….86

Fig.III.20. Diagramme du moment (ELS) (Bloc A)……87

Fig. III.21. Ferraillage des poutrelles……...……89

Fig. III.22. Ferraillage des poutrelles……...……94

Fig.III.23. Schéma de la Table de compression……...……99

Fig.VI :

Figure IV.1. modélisation (bloc A)……109

Figure IV.2. modilisation (bloc B)…….....110

Figure IV.3. modilisation (bloc C)…….……110

Figure IV.4: Disposition des voiles (bloc A).....115

Figure IV.5. Disposition des voiles bloc(BetC)…….……115

Figure IV.6 : spectre de réponse suivent x et y x……..…….118

Figure IV.7. spectre de réponse suivent x et y……..119

Figure IV.8. spectre de réponse suivent x et y……..….120

Figure IV.9. premier mode (blocA)……123

Figure IV.10 . deuxième mode(blocA)…….……...……..123

Figure IV.11. troisième mode bloc(A) ……124

Figure IV.12 . premier mode(blocB) ……124

Figure IV.13 . deuxième mode(blocB)……124

Figure IV.14. troisième mode (blocB)……125

Figure IV.15 . premier mode (bloc C)……125

Figure IV.16. deuxième mode (blocC)……125

Figure IV.17. troisième mode (blocC)……126

Figure IV.18. la distribution des forces sismique selon la hauteur……136

Figure IV.19 . Distribution de la force sismique(blocA)……137

Figure IV.20. moment de reversement……138

Figure IV.21. Distribution de la force sismique……142

Figure IV.22 .Distribution de la force sismique……144

Fig IV.23 . largeur minimum du joint sismique……152

Fig V :

Fig.V.1. disposition des armateurs des poutres (intermédiaire et rive) terrasse et (intermédiaire) étage ……169

Fig.V.2. disposition des armateurs des poutres (intermédiaire)……169

Fig.V.3. disposition des armateurs des poutres (rive) étage……170

Fig.V.4. disposition des armateurs des poutres (rive) étage……170

Fig.V.5. disposition des armateurs des poutres (intermédie.rive) terasse……171.

Fig.V.6. disposition des armateurs des poutres (intermédiaire ,rive) étage……171

Fig.V.7. disposition des armateurs des poutres (rive) terrasse……172

Fig.V.8. disposition des armateurs des poutres (rive) étage……172

Fig.V.9. zone nodale……174

Figure VI :

Figure VI.1.représentation des semelles isolées sous poteaux ……205

Figure VI.2. Semelle filante sous poteaux (Bloc A) ……209

Figure VI.3. schémas d'une Semelle filante sous poteaux (Bloc A)……..……210

Figure VI.4. Schéma d'une semelle filante sous voile……....…….2012

Figure VI.5.disposition du ferraillage de la poutre de libage……...……..219

Figure VI.6.disposition de ferraillage des longrines……..……222

Figure VI.7 : mur de soutènement……..……224

Figure VI.8 : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité..……...…..225

Figure VI.9. Les lignes de ruptures dans le panneau……..……226

NOTATIONS:

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

A_{max}, A_{min} :Section d'acier maximale et minimale

A: Section d'un cours d'armatures transversales.

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

❖ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

❖ Majuscules grecques :

Δ : Variation.

$\sum$: sommation.

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

W *:* poids.

❖ Minuscules grecques :

α*:* Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ::Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

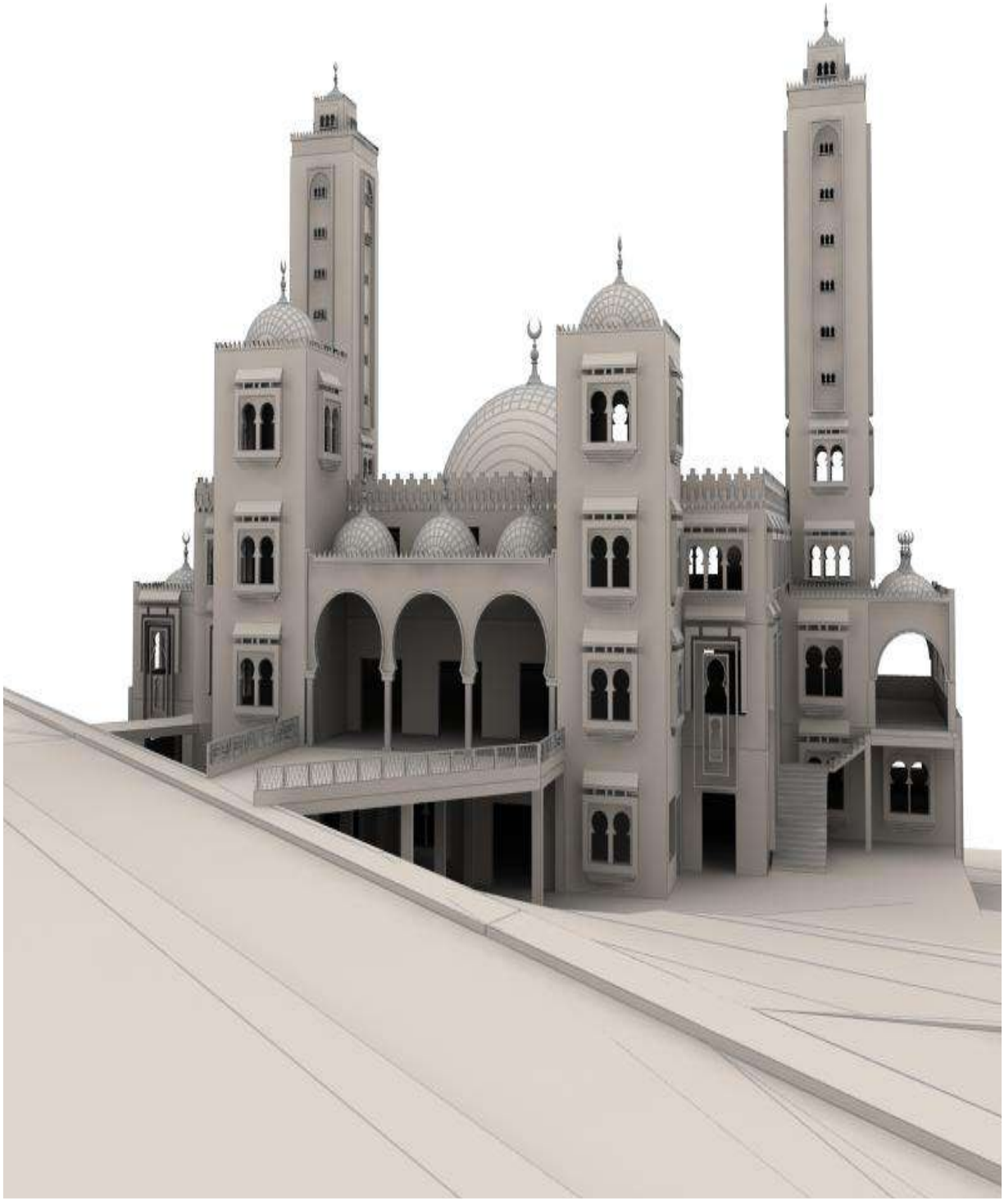
δ: Déplacement d'un niveau.

❖ Autres notations :

A.N : Axe neutre.

C.V : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.



VUE 3D CÔTÉ PRINCIPALE



VUE 3D CÔTÉ LATÉRAL

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Chapitre I Introduction

I.1. Introduction :

A la question « n'est t-il pas possible de réaliser économiquement une construction ou le risque d'accidents soit totalement absent ? »

Le calcul des probabilités ne fournit qu'une réponse négative .la garantie d'une sécurité totale ne pourrait être obtenue que d'une façon absurde :en s'abstenant de bâtir ! un ouvrage doit en effet être conçu et calculé de manière à présenter durant sa durée d'exploitation appropriée une sécurité vis à vis :

-de sa ruine ou de celle de l'une quelconque de ses éléments.

-d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité son aspect, ou encore le confort de ses usagers.

I.2.présentation de l'ouvrage :

Dans ce présent ouvrage, on a procédé à l'étude d'une Mosquée (2Entre sol+R+1).

L'ouvrage sera implanté à oued zitoune « wilaya de Médéa »qui est classé comme zone(IIb) selon les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003.

I.3.Description de l'ouvrage :

La Mosquée est constitué de trois bloques A.B.C chaque bloque a une forme régulière .surmontée par 13 coupoles en béton armé avec quartes minarets contreventés par des voiles en béton armé.

I.4.Caractéristiques de la mosquée:

I.4.1.Dimensions en élévation :

la hauteur totale de la mosquée est de 14.96 m distribuée comme suit :

- Hauteur de deuxième étage sous sol 3.40 m
- Hauteur de premier étage sous sol 4.08 m
- Hauteur de réez de chaussée 4.08 m

- Hauteur de l'étage courant 3.40 m
- Hauteur de minaret : on a deux types de minaret
  - Type I : 35.36 m
  - Type II : 19.04 m
- Hauteur et rayon de la coupole : on a trois types de coupoles
  - Type I : -hauteur 6.30 m
    - rayon 6.30 m
  - Type II :- hauteur 1.86 m
    - rayon 2.00 m
  - Type III : -hauteur 1.00 m
    - rayon 1.00 m

I.4.2.Dimensions en plan :

Bloc A :

- Longueur 38.70 m
- Largeur 35.10 m

Bloc B :

- Longueur 8.60 m
- Largeur 20.10m

Bloc C :

- Longueur 8.60 m
- Largeur 12.90 m

I.4.3.L'ossature:

La fonction de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble qui sollicité est par deux types d'efforts :

1- Les efforts verticaux dus au poids propre de la construction et la surcharge d'exploitation.
2- Les efforts horizontaux dus au séisme.

L'ossature de mosquée sera contreventée par un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'intersection portiques-voiles.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Pour le bloc A et système de contreventement voile porteur pour les bloc B et C.

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

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

I.4.4.Planchers :

- Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.
- Notre bâtiment comporte un seule type de planchers :
- planchers à corps creux.
- Plancher dalle pleine.

I.4.5. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) :

Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm.

- Murs intérieurs (simple cloison) .

I.4.6. Escalier :

Notre structure comporte trois types d'escaliers :

-type I : escalier droit à deux volées.

-type II : escalier droit à trois volées.

Type III : escalier droit à quatre volées.

I.4.7.L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère créé en béton armé, de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.4.8.Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Carrelage de 2 cm pour les autres pièces.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour Crépissages des façades extérieurs.

I.4.9.Infrastructure :

Elle représente l'ensemble des fondations et des éléments au-dessous de base, elle forme un ensemble rigide.

Cette infrastructure forme l'encastrement de la structure dans le terrain et qui transmet au sol tous les efforts apportés par la structure.

I.5 .Caractéristique mécaniques des matériaux :

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

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composée (CPJ425), donnant ainsi une résistance fc28 = 25 MPa à 28 jours.

I.3.1.c-Granulats : le béton est constitué de deux types de granulats.

- Sable de dimension inférieure à 5 mm.
- gravier de dimension inférieur à 25mm (3/8 , 8/15 et 15/25)

I.5.1. Eau de gâchage :

l'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

I.5.2.Dosage du béton :

La variation de la teneur eau modifie l'ouvrabilité du béton et peut altérer son module d'élasticité.

Toute variation par rapport à la formulation théorique des bétons peut avoir des conséquences négatives sur leurs qualités.

On retiendra que, pour 1 m3 de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension < 6 mm) et 1100 à 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherché.

I.5.3.Types d'acier :

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Nature	**Utilisation**	**Nuance**	**Diamètre (mm)**	**F_e (MPa)**
Rond lisse	Armatures transversales	FeE 235	$\phi 6 et \phi 8$	235
Barre à haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE 400	$T \geq 10$	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

Tableau I.1: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé :[$E_s = 2.10^5 MPa$]. Art.2.2.1

Chapitre II

Prédimensionnement

II. prédimensionnement :

- la phase du prédimensionnement est une phase de conception et de dimensionnement de la structure, qui précède la phase d'exécution qu'a pour but de justifier la solution d'avant projet.

II.1. Introduction :

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du Mosquée :

- les planchers ;
- les poutres ;
- les poteaux et les voiles.

Ces dimensionnements sont effectués préliminairement, corrigés éventuellement au moment de l'étude dynamique.

II.2. Prédimensionnement des planchers :

Le plancher est un élément d'ouvrage qui, dans une construction une plate forme horizontale au rez-de-chaussée, ou une séparateur entre deux étages, leurs fonctions principales sont :

- porter les charges et les surcharges du Mosquée.
- assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- participer à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le prédimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

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

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

L = 4,30 m

$$\frac{430}{25} \leq h_t \leq \frac{430}{20} \rightarrow 17{,}20\ cm \leq h_t \leq 21{,}5\ cm \quad on\ choisit\ h_t = 20\ cm\ (16+4)$$

❖ ***Condition d'isolation acoustique :***

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

$h_{min} \geq 16$ cm, d'où on a 20 cm > 16 cm (condition vérifie).



FigII.1. Évaluation des charges permanents et es surcharges d'exploitations

II.2.2-plancher terrasse :

II.2.2.1.charges permanentes :

N⁰	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
1	Gravier roulé (8/15)	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liége (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
9	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**6.32**

Tableau II.1. charges permanentes du plancher terrasse inaccessible (corps creux).

N^0	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	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	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
5	Papier kraft	-	-	0.05
6	Forme de pente	0.10	22	2.20
7	Film polyane	-	-	0.01
8	Liége (isolant)	0.04	4	0.16
9	Pare vapeur	0.01	6	0.06
10	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
11	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				**6.98**

Tableau II.2. charges permanentes du plancher terrasse accessible (corps creux)

II.2.2.2.Surcharges d'exploitation :

Le plancher terrasse est inaccessible : **Q = 1KN/m2**

Pour les escaliers : **Q = 4 KN/m2**

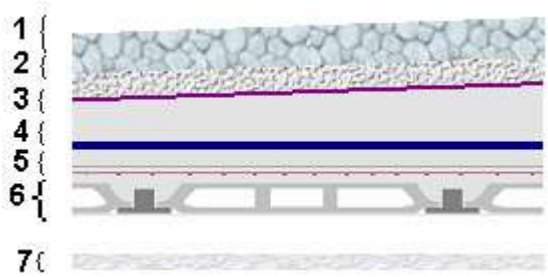


Fig. II.2. Composants d'un plancher terrasse.

II.2.3.Plancher courant :

II.2.3.1.Charges permanentes

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.30	18.00	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Cloison légère	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.00**

Tableau II.3. charges permanentes du plancher courant (corps creux)

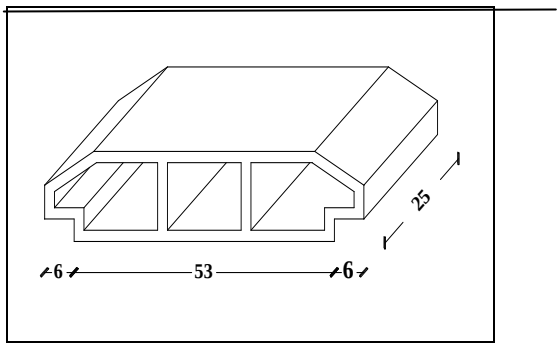


Fig. II.3. Dimensions du corps creux

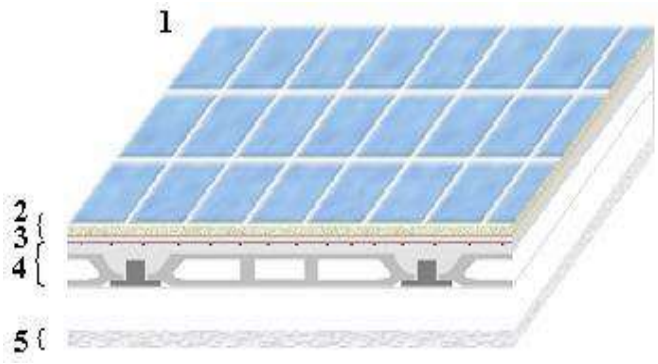


Fig. II.4. Plancher à corps Creux

II.2.3.2.Charge d'exploitation :

Q =5 KN/m^2

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Lit de sable	0.03	18.00	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
4	Dalle pleine	0.15	25.00	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Cloison légère + enduit de ciment	0.10	-	1.62
Charge permanente G				**6.95**

Tableau II.4. charges permanentes du plancher courant (dalle pleine).

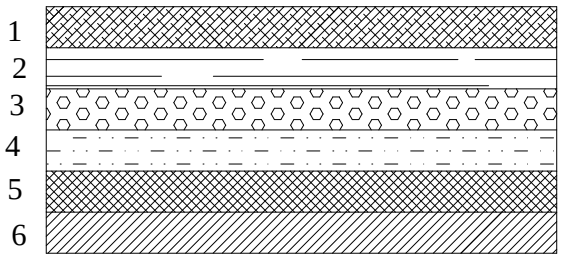


Fig. II.5. Composants d'un plancher courant

II.2.3.3.surcharges d'exploitation :

$$\mathbf{Q = 5\ kN/m^2}$$

II.2.4. Maçonnerie :

II.2.4.1.Murs intérieurs (simple) :

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	0,18	0,36
2	Brique creuse	0,10	0,90	0,90
3	Enduit en plâtre	0,02	0,18	0,36
			Total	**1,62**

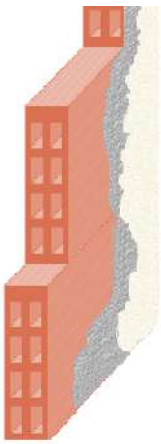
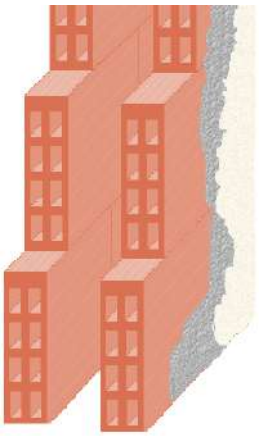


Tableau II.5. charges permanentes du mur intérieurs (simple)

II.2.4.2.Murs extérieurs (cloison) :



N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit n plâtre	0,02	0.18	0.36
2	Enduit en ciment	0,02	0.18	0.36
3	Brique creuse	0,10	0.9	0.9
4	Lame d'aire	0,10	-	-
5	Brique creuse	0,10	0.9	0.9
6	Enduit en ciment	0,02	0.18	0.36
			Total	**2,52**

Tableau II.6. charges permanentes du mur extérieurs (cloison) **.**

II.3.LES POUTRES :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. elles transmettant les charges aux poteaux.

II.3.1. Prédimensionnement :

le prédimensionnement de la section transversale de la poutre est donné comme suit :

$$\frac{L_{max}}{15} \le h \le \frac{L_{max}}{10} \quad \text{et} \quad 0{,}3h \le b \le 0{,}7h$$

Et les conditions imposées par RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.5.1] ◄◄

$$h \ge 30cm$$
$$b \ge 20cm$$
$$\frac{h}{b} \le 4$$
$$b_{max} \le 1{,}5h + b_1$$

II.3.2. Vérification de la flèche :

Si $L \leq 5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{500}$

Si $L>5m \Rightarrow f \leq \frac{L}{1000} + 0.05$

II.3.3.Poutres principales:

❖ **bloc A :**

On a **L_{max}=5.00 m**

Alors : 33.33 cm ≤ h ≤ 50.00 cm On prend h = 45 cm

Et 13.50 cm ≤ b ≤ 31.5 cm On prend b = 30 cm

Et on a **L_{max}=12.90m dans les salles de prière homme :**

Alors : 86.00cm ≤ h ≤ 129cm On prend h = 90 cm

Et 27.00cm≤ b ≤ 63.00cm On prend b = 50 cm

II.3.3.1.Vérification selon le R .P.A 99 version 2003 :

NB: Les vérifications seront faites pour le cas le plus défavorable des dimensions.

b = 50 > 20 *cm* *(C.V)*

h = 90> 30 cm *(C.V)*

h/b = 1.8 ≤4.0 *(C.V)*

b_{max}=50 cm ≤1.5h+b_1= 185cm (C.V)

Conclusion : toutes les vérifications de **R.P.A 99** version **2003** sont satisfaisantes.

II.3.4.Poutres secondaires :

On a **:** **L_{max} = 4.30 m**

Alors : 28.66 cm ≤ h ≤ 43.00 cm On prend h = 35 cm

Et 10.50 ≤ b ≤ 24.50 On prend b = 30 cm

II.3.4.1.Vérification selon le R .P.A 99 version 2003 :

h = 35> 30 cm (CV)

b = 25 > 20 cm (CV)

h/b = 1.75 ≤ 4 (CV)

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

- **Bloc B et C :**

II.3.5.Poutres principales:

On a **:** $L_{max} = 4.30$ **m**

Alors : 28.66 cm ≤ h ≤ 43.00 cm On prend h = 40 cm

Et 12.00 ≤ b ≤ 28.00 On prend b = 30 cm

II.3.5.1.Vérification selon le R .P.A 99 version 2003 :

h = 40> 30 cm (CV)

b = 25> 20 cm (CV)

h/b = 1.33 ≤ 4 (CV)

II.3.6-Poutres secondaires :

On a **:** $L_{max} = 4.30$ **m**

Alors : 28.66 cm ≤ h ≤ 43.00 cm On prend h = 35 cm

Et 10.50 ≤ b ≤ 24.50 On prend b = 30 cm

II.3.6.1.Vérification selon le R .P.A 99 version 2003:

h = 35> 30 cm (CV)

b = 25 > 20 cm (CV)

h/b = 1.75 ≤ 4 (CV)

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

II.4.LES POTEAUX :

Pour le prédimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but, l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitation; donc le poteau sera pré -dimensionné sous l'effet de l'effort normal ultime de compression.

II.4.1.Etapes de prédimensionnement :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Calcul de l'effort normal revenant à ce poteau
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions de

RPA.99 version 2003 : ►► [Art 7.4.1] ◄◄

Pour les poteaux rectangulaires (carré) :

$$Min(b_1,h_1) \geq 30\ cm \qquad : \ zone\ IIb$$

$$Min(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Pour les poteaux circulaires ⟶ D≥35cm : *zone IIb*

Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées .

✓ Vérifier : $$\mathbf{N_{ultime} \leq \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha} \quad \textbf{[1]}$$

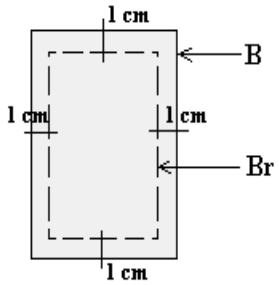
A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul

$$\mathbf{A = \frac{B}{1000}}$$

$\mathbf{B_r}$: la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

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



avec: $\lambda = \dfrac{L_f}{i}$ **:** C'est l'élancement mécanique

L_f**=0.7** L_0 **:** C'est la longueur de flambement.

i=$\sqrt{\dfrac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où:

$i = \dfrac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \dfrac{h.b^3}{12}$ (Poteau carré).

$i = \dfrac{D}{4}$ $I = \dfrac{\pi D^4}{64}$ (Poteau circulaire).

II.4.2.Détermination des charges et surcharges :

- **bloc b et c :**

Poteau carrée : on choix une section (40 x40) cm^2

Surface du plancher : revenant au poteau:

Sp= (4.30-0.30)x(4.30-0.30) $\Rightarrow$ **S_p=16.00 m^2**

- Surface total: S_t=4.30x4.30 $\Rightarrow$ **St=18.49m^2.**

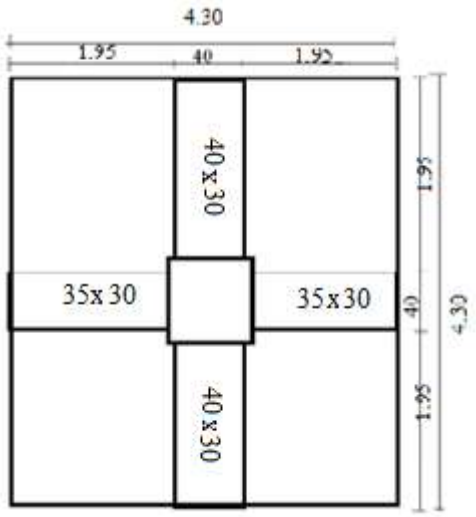


Fig.II.6. représentation le poteau carré le plus sollicité

Niveau 4 (1er étage) : hauteur d'étage=3.4m

$G_{palncher}$ = 6.32 x 16 = 101.12 kN

G_{poteau} = 0.30 x 0.30 x 3.40 x 25 = 7.65 kN

$G_{poutres}$ = 25x[(3.9x0.40x0.30) + (3.9x0.35x0.30)] = 21.93 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$ 101.12+21.93+7.65 = **130.7 kn**

- Niveau (RDC+ 2eme niveau sous sol) :la hauteur d'étage=4.08m

$G_{palncher}$ = 6.00 x 16 = 96 kN

G_{poteau} =0 .30 x 0.30x 4.08 x 25 =9.18 kN

$G_{poutres}$ =21.93 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau}$ = 96+21.93+9.18 =**127.11 kN**

- Niveau 1 :(1er niveau sous sol) :niveau -7.48(hateur d'étage=3.4m)

- $G_{palncher}$ = 6.00 x 16 = 96 kN
- G_{poteau} = 0.35x 0.35x 3.4 x 25 =10.41kN
- $G_{poutres}$ = 21.93 kN
- D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$ = 96+21.93+10.41 =**128.34kN**
- **Loi de dégression:**

Niveau 4 : $Q = Q_0$

Niveau 3 : $Q= Q_0+Q_1$

Niveau 2 : $Q= Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$

Niveau 1 : $Q= Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$

Effort normal de résistance : $\begin{cases} \mathbf{N_u = 1.35G + 1.5Q} \\ \mathbf{\overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u} \end{cases}$

Niv	G (kN)		Q (kN)		N_u (kN)	$1.1N_u$ (kN)
	G (du niv)	$G_{cumulée}$	Q_{etage} xSt (du niv)	$Q_{cumulée}$		
4	130.7	*130.7*	18.49	*18.49*	204.18	**224.59**
3	127.11	*257.81*	92.45	*110.94*	514.45	**565.89**
2	127.11	*384.92*	92.45	*194.145*	810.85	**891.94**
1	128.34	*513.26*	92.45	*268.105*	1095.05	**1204.56**

Tableau II.7. Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau

II.4.3-Prédimensionnement des poteaux:

Niv	Section carrée	$A = \frac{B}{1000}$	L_f	λ	α	B_r	N_u	$\overline{N}_u$	$N_u < \overline{N}_u$
	(cm^2)	(cm^2)	(cm)			(cm^2)	(kN)	(kN)	
4eme	30 x 30	0.900	238	27.450	0.756	0784	224.59	1121.26	**C.V**
3eme	30 x 30	0.900	285	32.870	0.722	0784	565.89	1070.83	**C.V**
2eme	30 x 30	0.900	285	32.870	0.722	0784	891.94	1070.83	**C.V**
1er	35 x 35	1.225	238	23.54	0.779	1089	1204.56	1601.46	**C.V**

Tableau II.8. Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau.

- **Bloc A :**

- **Poteau type I :**

Poteau circulaire : on choix D=40cm la section $\boldsymbol{S = \frac{\pi D2}{4}}$

- Surface du plancher : revenant au poteau: S_p=(4.30-0.3)x(4.30-0.30) $\Rightarrow$ **S_p=16 m^2**
- Surface total: S_t=4.30x4.30 $\Rightarrow$ **St=18.49m^2**



Fig.II.7: représentation le poteau circulaire le plus sollicité.

Niveau 4 (1er étage) :hauteur d'étage=3.4m

$G_{palncher}$ = 6.32 x 16= 101.12 kN

G_{poteau} 0.125 x 3.40 x 25 =10.67 kN **.**

$G_{poutres}$ = 25x[(3.9x0.45x0.30) + (3.9x0.35x0.30)] = 23.40 kN.

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ $G_{poutres}$+ G_{poteau} 101.12+23.4+10.67=**135.19 kn**

- Niveau (RDC+ 1er niveau sous sol) :la hauteur d'étage=4.08m

$G_{palncher}$ = 6.00 x 16= 96 kN

G_{poteau} =0.125 x 4.08 x 25 =12.75 kN

$G_{poutres}$ = 23.40 kN

D'où alors: G = $G_{palncher}$+ G_{poutre} + G_{poteau} = 96+23.4+12.75 =**132.15 kN**

- Niveau 1 :(2eme niveau sous sol) :niveau -7.4 8(hateur d'étage=3.4m)

- $G_{palncher}$ = 6.00 x 16 = 96 kN
- G_{poteau} = 0.125 x 3.4 x 25 =10.67 kN
- $G_{poutres}$ = 23.4 kN
- D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$ = 96+23.4+10.67= **130.07 kN**

- Loi de dégression:

Niveau 4 : $Q = Q_0$

Niveau 3 : $Q = Q_0 + Q_1$

Niveau 2 : $Q = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Niveau 1 : $Q = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} \mathbf{N_u = 1.35G + 1.5Q} \\ \mathbf{\overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u} \end{cases}$$

Niv	G (kN)		Q (kN)		N_u (kN)	$1.1N_u$ (kN)
	G (du niv)	$G_{cumulée}$	Q_{etage} xSt (du niv)	$Q_{cumulée}$		
4	135.19	*135.19*	18.49	*18.49*	210.24	**231.26**
3	132.15	*267.34*	92.45	*110.94*	527.31	**580.05**
2	132.15	*399.49*	92.45	*194.145*	830.52	**913.58**
1	130.07	*529.56*	92.45	*268.105*	1117.06	**1228.76**

Tableau II.9. Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau

II.4.4.Prédimensionnement des poteaux:

Niv	Section carrée	$A = \frac{B}{1000}$	L_f	λ	α	B_r	N_u	$\overline{N}_u$	$N_u < \overline{N}_u$
	(cm²)	**(cm²)**	**(cm)**			**(cm²)**	**(kN)**	**(kN)**	
4eme	π×40²/4	1.256	238	23.8	0.778	1133.54	231.26	1863.10	**C.V**
3eme	π×40²/4	1.256	285	28.5	0.750	1133.54	580.05	1607.12	**C.V**
2eme	π×40²/4	1.256	285	28.5	0.750	1133.54	913.58	1607.12	**C.V**
1er	π×40²/4	1.256	238	23.8	0.778	1133.54	1228.76	1863.10	**C.V**

Tableau II.10. Détermination de la section du poteau circulaire de chaque niveau.

- **Poteau type II :**

Poteau carrée : on choix une section (40 x40) cm^2

- Surface du plancher : revenant au poteau: $S_p=(4.30-0.3)x(2.35-0.30) \Rightarrow$ **S_p=8.20 m^2**
- Surface totale: $S_t=4.30x2.35 \Rightarrow$ **St=10.10m^2**

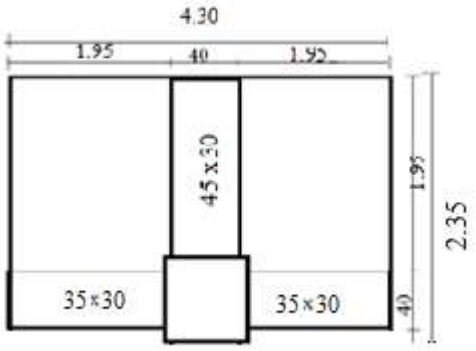


Fig. II.8. représentation le poteau carré le plus sollicité.

Niveau 4 (1^{er} étage) : hauteur d'étage=3.4m

$G_{palncher}$ = 6.32 x 8.20 = 51.82 kN

G_{poteau} = 0.35 x 0.35 x 3.40 x 25 = 10.41 kN

$G_{poutres}$ = 25x[(2.35x0.45x0.30) + (3.9x0.35x0.30)] = 18.16 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$ =51.82+18.16+10.41= **80.39 kn**

- Niveau (RDC+ 2^{eme} niveau sous sol) :la hauteur d'étage=4.08m

$G_{palncher}$ = 6.00 x 8.20 = 49.2 kN

G_{poteau} =0 .35 x 0.35x 4.08 x 25 =12.49 kN

$G_{poutres}$ =18.16 kN

D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutre} + G_{poteau}$ = 49.2+18.16+12.49 =**79.85 kN**

- Niveau 1 :(1^{er} niveau sous sol) :niveau -7.48(hateur d'étage=3.4m)
- $G_{palncher}$ = 6.00 x 8.20 = 49.2 kN
- G_{poteau} = 0.35x 0.35 x 3.4 x 25 =10.41 kN
- $G_{poutres}$ = 18.16 kN
- D'où alors: $G = G_{palncher} + G_{poutres} + G_{poteau}$ = 49.2+18.16+10.41 =**77.77kN**
- **Loi de dégression:**

Niveau 4 : $Q= Q_0$

Niveau 3 : $Q= Q_0+Q_1$

Niveau 2 : $Q= Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$

Niveau 1 : $Q= Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} \mathbf{N_u = 1.35G + 1.5Q} \\ \mathbf{\overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u} \end{cases}$$

Niv	G (kN)		Q (kN)		N_u (kN)	$1.1N_u$ (kN)
	G (du niv)	$G_{cumulée}$	Q_{etage} xSt (du niv)	$Q_{cumulée}$		
4	80.39	*80.39*	10.10	*10.10*	123.67	**136.04**
3	79.85	*160.24*	50.50	*60.60*	307.22	**337.94**
2	79.85	*240.09*	50.50	*106.05*	483.19	**531.51**
1	77.77	*317.86*	50.50	*146.45*	648.78	**713.66**

Tableau II.11. Détermination de l'effort normal ultime Nu de chaque niveau.

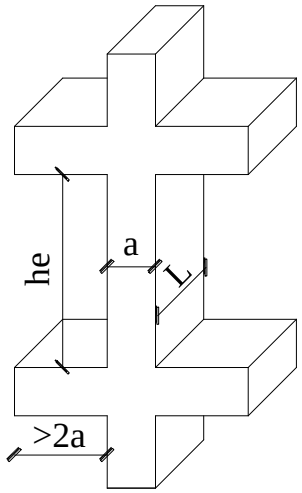
II.4.5.Prédimensionnement des poteaux:

Niv	Section carrée	$A = \frac{B}{1000}$	L_f	λ	α	B_r	N_u	$\overline{N}_u$	$N_u < \overline{N}_u$
	(cm^2)	(cm^2)	(cm)			(cm^2)	(kN)	(kN)	
4eme	35 x 35	1.225	238	23.56	0.779	1089	136.04	1604.17	**C.V**
3eme	35 x 35	1.225	285	28.21	0.752	1089	337.94	1548.57	**C.V**
2eme	35 x 35	1.225	285	28.21	0.752	1089	531.51	1548.57	**C.V**
1er	35 x 35	1.225	238	23.56	0.779	1089	713.66	1604.17	**C.V**

Tableau II.12. Détermination de la section du poteau carré de chaque niveau.

II.5. LES 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.



L ≥ 4a

Fig. II.9. Coupe de voile en élévation.

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

Pour notre structure: **a ≥** MAX **(h_e / 22 , 15 cm).**

Où h_e = 3.40 – 0.45 = 2.95 m. (pour 2eme niveau sous sol et 1er niveau).

On obtient : h_e /22 = 13.40 cm alors **a** ≥ max (13.40; 15cm)= **15 cm**

En revanche h_e=4.08-0.45= 3.63 m (POUR L' RDC ET 1ER NIVEAU SOUS SOL)

On trouve : h_e/22 = 12.32 cm alors ; **a** ≥ max (16.5cm ; 15cm)= **16.5cm.**

Donc, on adopte les épaisseurs suivantes :

niv	h_e (cm)	a (cm)
4	295	15
3	363	16.5
2	363	16.5
1	295	15

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1. l'acrotère :

III.1.1. Introduction :

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

III.1.2. Principe de calcul :

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

Le calcul de ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10cm d'épaisseur, et 60 cm de hauteur.

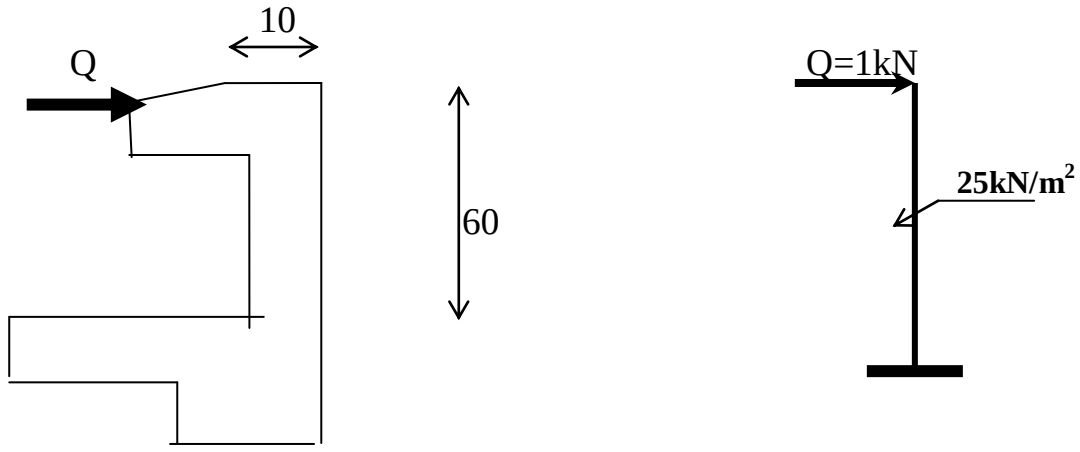
La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

III.1.3. Évaluation des charges et surcharges :

- Poids propre : 0,1 x 0,6 x 25 = 1,50 kN/ml.
- Revêtement : 2(0,015x0,6x18) = 0,324 kN/ml.

G = 1,824 kN/ml

- Charge d'éxploitation **: Q = 1kN/m**



a/ Schéma de l'acrotère **b/** Schéma statique de l'acrotère

Fig. III.1. L'acrotère

III.1.4. Détermination des efforts :

L'E.L.U	
L'effort normal :	N_U =1,35.G = 1,35.1.824 = 2.46 KN
Moment d'encastrement : M_U =1,5.Q.h = 1,5.1.0,8 = 0.9 KN.m	
L'effort tranchant :	T_U =1,5.Q = 1,5.1 = 1, 5 KN
L'E.L.S	
L'effort normal :	N_{ser} = G = 1.824 KN
Moment d'encastrement : M_{ser} = Q.h =1.0, 6 = 0,6 KN.m	

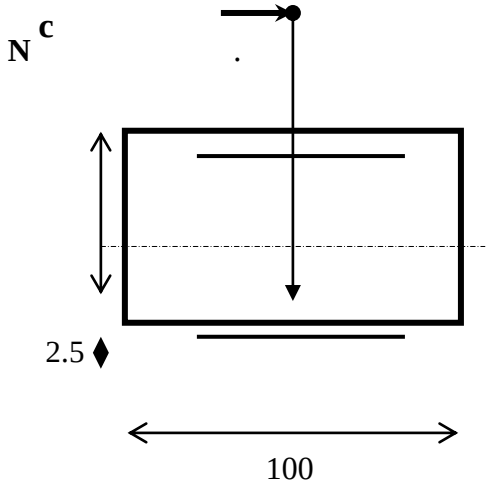


Fig. III.2: Section de B.A à l'ELU

III.1.5. Calcul du ferraillage:

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée.

- ✓ **A l'E.L.U:** Données : f_{c28} = 25 MPa , f_{t28} = 2,1 MPa

fe = 400 MPa , σ_b = 14,2 MPa , σ_s = 348MPa .

b = 100 cm , h = 10cm , d = 7,5cm et c = c' = 25 cm

III.1.5.1.Calcul de l'excentricité:

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,46} \Rightarrow \quad ,e_0 = 36,60cm$$

Où l'enrobage est: c= c_1 = 2,5 cm

On a e_0=36.60 cm > $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5cm$

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

III.1.5.2.Calcul du moment de flexion :

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

e = e_0 + (h/2-c) $\Rightarrow$ **e** = 0,391 m.

M_1 = N x **e** $\Rightarrow$ M_1 = 0,962 kN.m

III.1.5.3.Calcul des armatures verticales:

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{Mf}{b.d^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0{,}012 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A_1 = 0.$

Donc : ß = 0,994

$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_1 = 0{,}371\ cm^2$

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} \Rightarrow A = 0.30\ cm^2$

Et $A' = A_1 \Rightarrow A' = 0$.

Donc: $\begin{cases} A = 0.30\ cm^2 \\ A' = 0 \end{cases}$

Condition de non fragilité:

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

Donc : $A = A_{min} = 1.00\ cm^2$

On adoptera : A_1 = 5 HA 8 = 2.31 cm².

III.1.5.4.Armatures de répartition:

On a : $\frac{A}{4} \le A_r \le \frac{A}{2} \Rightarrow 0.58 \le A_r \le 1.16$

Donc, on prendra : A_r = 4 HA 6 = 1.13 cm²

III.1.5.5.Espacement:

$S_t = 20\,cm \le S_{min} = \min[3h = 36\,cm\,;\,33\,cm] = 33\,cm$

$S_{tr} = 15\,cm \le S_{min\,r} = \min[4h = 48\,cm\,;\,45\,cm] = 45\,cm$.

✓ Vérification à l'E.L.S:

Données: N_{ser} = 1.82 kN ; M_{ser} = 0.6 kN.m.

III.1.5.6.Calcul de l'excentricité:

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.82} = 32.97cm$

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

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : $B_o = b.h + 15\,(A + A')$ $\Rightarrow$ **B_o = 1034,65 cm².**

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + A_s d)\right] \Rightarrow$ **υ_1 = 5,084 cm.**

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow$ **υ_2 = 4,916 cm.**

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^3) + 15\,[A(\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow$ **I = 8542.60 cm².**

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ = **1,680 cm.** Donc :

e_0= **32,89 cm.** $\geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$ **=1,680 cm** $\Rightarrow$Alors, on a une section partiellement comprimée.

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

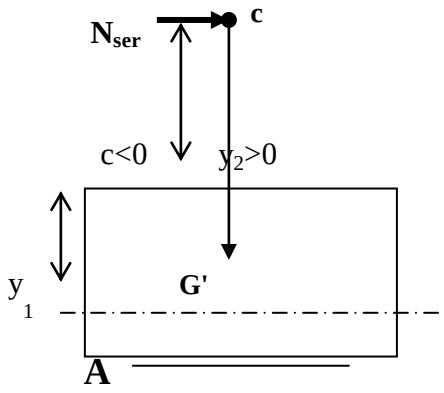


Fig. III.3. Section de beton armé à l'ELS

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

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

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

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*" tels que:

$p = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d - c) \Rightarrow$ **p = -2259.98 cm²**

et $q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow$ **q = 40784.74 cm².**

Où: **c**: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "**c**" et puisque "N" est un effort de compression donc " **c = h/2 – e = - 27.89 cm < 0**".

D'où l'équation "*" devient : **y_2^3 + (-2259.98) y_2 + 40784.74 =0**

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

$0 < y_1 = y_2 + c < h$

$\mathbf{y_1}$: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Finalement, on trouve :

$y_2^{'} = 30.04$ cm

$y_2^{''} = 24.70$ cm rejetée comme valeur ($y_2+c < 0$)

$y_2^{'''} = -54.30$ cm rejetée comme valeur (< 0)

D'où alors : $\mathbf{0} < \mathbf{y_1} = 30.04 + (-27.89) = \mathbf{2.15\ cm} < \mathbf{h} = 10$ cm

Donc on prend : $\mathbf{y_2 = 30{,}04\ cm.}$

En revanche on a : $k = \frac{N}{Sxx}$

Avec ; $S_{xx} = \frac{by_1^2}{2} + 15\,[A'_s\,(y_1 - c') - A_s\,(d - y_1)]$. $\Rightarrow \mathbf{S_{xx}=45.75\ cm^3}$

D'où alors : $k = 1820/45750 \Rightarrow \mathbf{k=39.78 \times 10^{-3}\ N/mm^3}$

Donc : $\sigma_b = ky_1 = (39.78 \times 10^{-3}) \times 21.5 \Rightarrow \mathbf{\sigma_b = 0.85\ MPa}$

Et : $\sigma_s = 15\,k\,(d - y_1) = 15 \times 39.78 \times 10^{-3}(75 - 21.5) \Rightarrow \mathbf{\sigma_s = 31.92\ MPa}$

Donc,on obtient :

$\sigma_b = 0.85\ MPa \leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6\ f_{c28} = 15\ MPa$ **(cv).**

$\sigma_s = 31.92 MPa \leq \overline{\sigma_s} = Min\left[\frac{2}{3}f_e = 333.33\,MPa;\ 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,MPa\right] = 201.633\,MPa$ **(cv)**

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

III.1.5.7.Vérification de l'effort tranchant:

La section d'armature tendue doit être capable d'équilibrer l'effort de traction "F" qui est égale à:

$$T = V_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 1.5 - \frac{0.90}{0.9 \cdot 0.075} \Rightarrow T = -11.83 < 0$$

Alors les armatures tendues ne sont pas soumises à aucun effort de traction, donc pas de vérification à faire.

III.1.5.8.Vérification de la contrainte de cisaillement du béton:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0.02\,MPa$$

Et : $\overline{\tau} = \min [0{,}15 \ \frac{fc28}{\gamma b} ; 4 \text{ Mpa }] = 2{,}5 \text{ Mpa}$ (la fissuration est préjudiciable**)**

D'où alors : $\tau_u = 0.02\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5\,\text{MPa}$

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

III. 1.5.9.Vérification de l'acrotère au séisme :

Les éléments secondaires de la structure doivent être calculés sous l'action des forces, suivant la formule: $\mathbf{F_p = 4.A.C_p.W_p}$. (*Art.6.2.3*)

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

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

$\mathbf{W_p}$: poids propre de l'élément $\mathbf{W_p = 1.824\ kN.}$

D'où alors : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.824 \Rightarrow \mathbf{F_p = 1.46\ kN < Q = 1.5kN}$**……(C.V)**

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

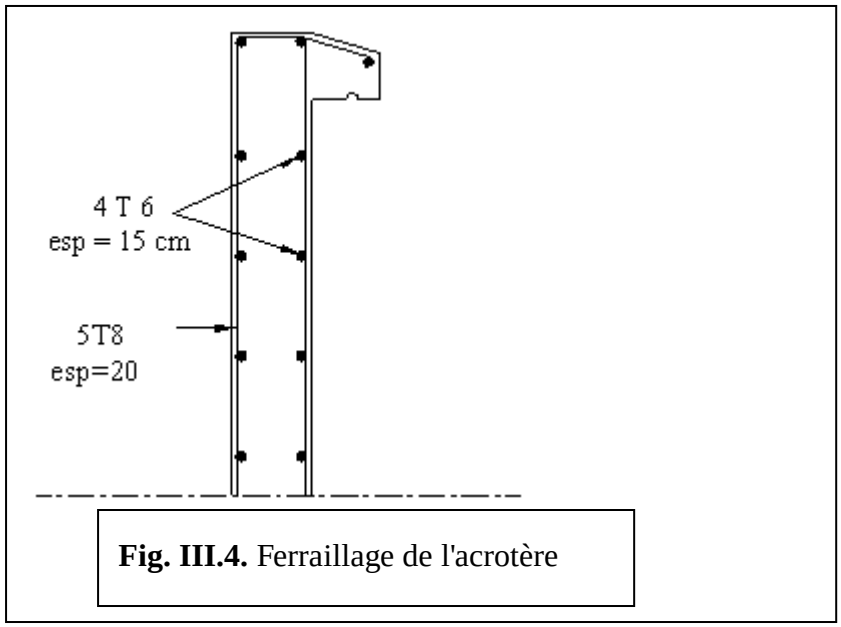


Fig. III.4. Ferraillage de l'acrotère

III.2. Les escaliers :

III.2.1 Définition :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins , afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre , un escalier sert donc à montrer et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger

Dans notre structure il ya trois types d'escalier :

- Escalier droite à deux volées.
- Escalier droite à trois volées.
- Escalier droite à quatre volées.

III.2.2 Terminologie :

Un escalier se compose d'un certain nombre de ***marches***, on appelle ***emmarchement*** la longueur de ces marches, la largeur d'une marche « g » s'appelle ***le giron***, « h » est la hauteur d'une marche.

Le mur qui limite l'escalier s'appelle ***le mur d'échiffre***, la dalle oblique de béton qui porte l'escalier s'appelle ***paillasse***, la partie verticale d'une marche s'appelle ***contre marche***, ***la cage*** est le volume circonscrit courbe en hélicoïdale qu'on appelle ***le limon***, la projection horizontale d'un escalier laissé au milieu un espace appelé ***jour***.

Le collet est le bord qui limite l'escalier du coté du jour, ***la ligne de foulée*** est la courbe décrite par une personne gravissant l'escalier, on le suppose tracée à 0.50 en arrière du collet, on appelle ***échappée*** la hauteur libre verticale au dessus de l'arrête ou nez d'un marche, sa valeur minimale est de 2,00m, ***une volée*** peut être droite ou courbe, elle doit comporter au maximum 18à 20 marchés, la partie horizontale d'un escalier entre deux volées s'appelle un ***palier de repos;*** à chaque étage, l'escalier aboutit a un ***palier d'arrivée***, qui est en même temps ***palier de d'épart*** de l'étage au dessus.

Pour notre projet on a trois types d'escalier droit.

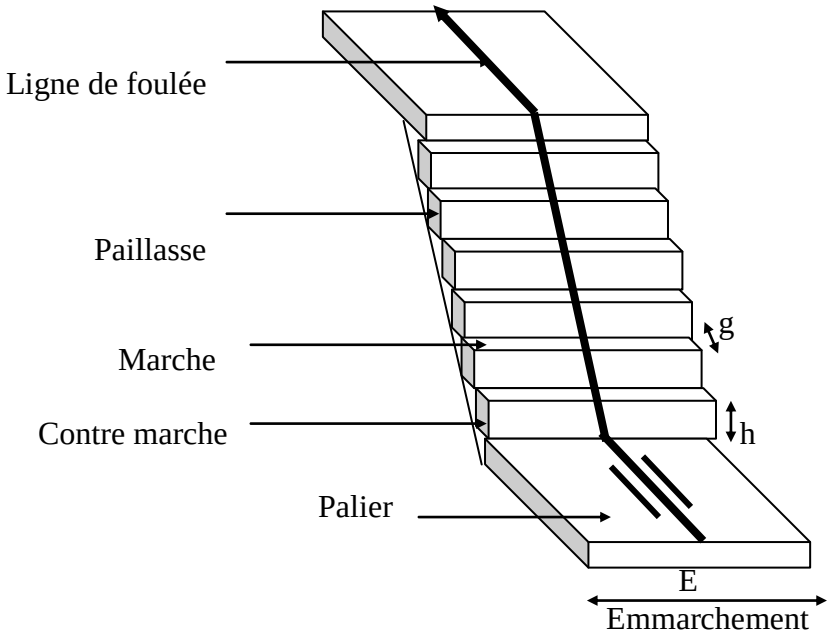


Fig.III.5. Représentation d'un escalier.

III.2.3.escalier droit à deux volées :

- **Dimensionnement:**

Pour le dimensionnement des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL: $59\,cm \leq g + 2h \leq 66\,cm$

Ce type d'escalier porte un palier et une paillasse.

Avec :

H = n. h et L = (n-1).g

g : largeur d'une marche.

h : hauteur d'une contre marche.

n : nombre des contre marches.

n-1 : nombre des marches.

H = 2.89 L = 4.80 m

On prend : g+2.h = 64 cm

$$2.\frac{H}{n}+\frac{L}{n-1}=64$$

$$2.H.(n-1)+L.n=64.n.(n-1)$$

$$64.n^2-(64+2.H+L).n+2.H=0$$

avec : $2.H+L=2.157+252=10.58\,m$ et $2.H=5.78\,m$

$$64.n^2-1122.n+578=0$$

la résolutionde l'équation donne:

$n_1=17$

$n_2=0{,}53$

On adopte : n = **17**, $h=\frac{H}{n}=\frac{157}{9}=17\,cm$, et $g=\frac{L}{n-1}=\frac{252}{8}=30\,cm$

On choisit : **h = 17 cm** et **g = 30 cm**

- ✓ **Vérification de la formule de BLONDEL:**

$$59\,cm\le g+2h=64\,cm\le 66\,cm$$

- ✓ **Angle d'inclinaison "α":**

$$tg\,\alpha=\frac{H}{L}=\frac{289}{480}=0.602\Rightarrow\alpha=31.05°$$

- ✓ **Longueur de la paillasse « L0 » :**

$$L_0=\frac{L}{\cos\alpha}=\frac{480}{\cos 31.05}=560.27\,cm$$

L_{total}= 560.27 cm

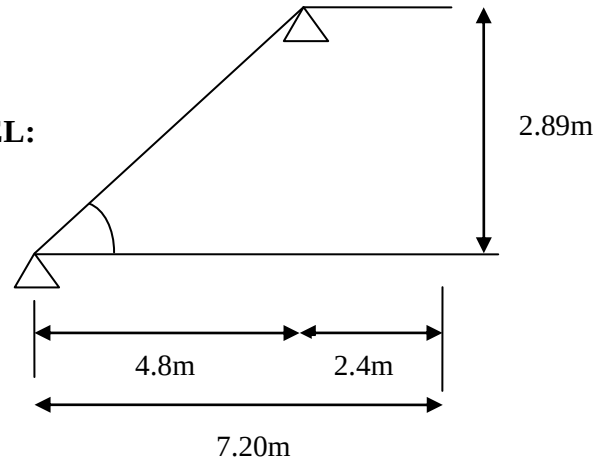


Fig .III.6. Schéma statique escalier droit à deux volée .

-Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier est calculé fonction de la longueur L = 560,27cm

$$\frac{L}{35}\le e\le\frac{L}{30}\Leftrightarrow 16{,}00\,cm\le e\le 18.67\,cm$$ On choisit $e_{palier}=e_{paillasse}=17cm$

III.2.3.1. Evaluation des charges :

Charges permanentes G (Paillasse) :

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de paillasse	$\frac{e}{\cos\alpha} = 0.19$	25	4.75
2	Poids propre de la marche	$\frac{h}{2} = 0{,}085$	25	2,125
3	carrelage	0,02	20	0,40
4	lit de sable	0,03	18	0,54
5	Mortier de pose	0,02	20	0,40
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			∑	08,57

Surcharges d'exploitation Q :
Q = 4 KN/m^2

Charges permanentes G (Palier) :

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de palier	0,17	25	4,25
2	carrelage	0,02	20	0,40
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,02	20	0,40
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			∑	5,95

Surcharges d'exploitation Q :
Q = 4 KN/m^2

III.2.3.2.Combinaison des charges :

	G KN/m^2	Q KN/m^2	E.L.U	E.L.S
			1,35.G+1,5.Q KN/m^2	G+Q KN/m^2
Palier	5.95	4.00	14,03	09,95
Paillasse	08,57	4.00	17,56	12,57

III.2.3.4.Détermination des efforts :

L'E.L.U :

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 33.71 KN

R_B =84.23 KN

Moment fléchissant :

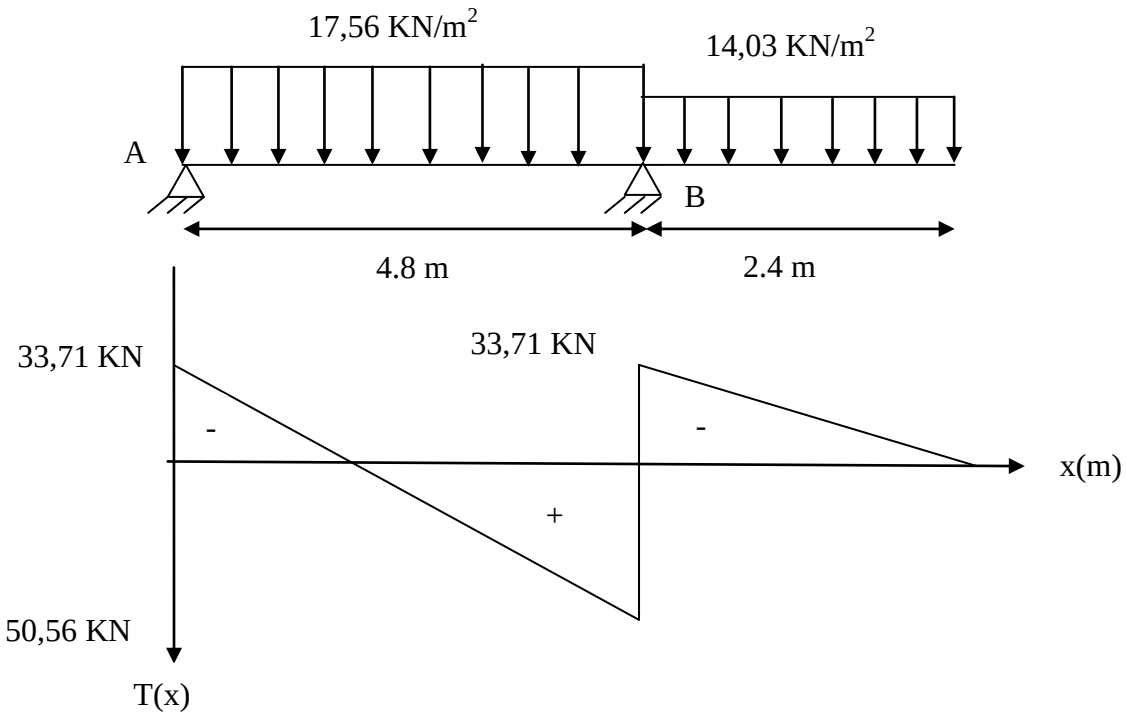
$$M_u(x):\begin{cases} M(x) = 33{,}71x - 8{,}78.x^2 & x \in [0;4.8[\\ M(x) = 33{,}71.(x+4{,}8) - 84{,}28.(x+2.4) + 84{,}23.x - 7{,}01.x^2 & x \in [0;2.4[\end{cases}$$

$$T_{ult}(x):\begin{cases} T(x) = 33{,}71 - 17{,}56.x & x \in [0,4.8[\\ T(x) = 33{,}66 - 14{,}03.x & x \in [0;2.4[\end{cases}$$

M_{max} =32,39 KN.m à x = 1,92 m

T_{max} = 50,56 KN à x = 0 m

On concéder les appuis comme des semi encastrement donc :



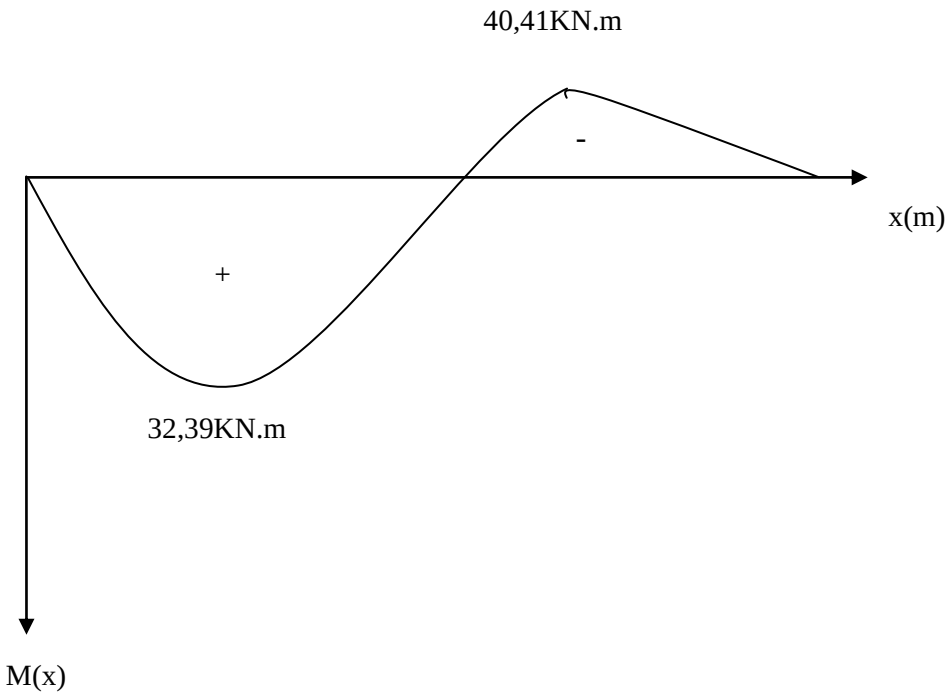


Fig III.7. Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.U.

L'E.L.S :

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 24,19 KN

R_B = 60,01 KN

Moment fléchissant :

$$M_{ser}(x):\begin{cases} M(x) = 24{,}19x - 6{,}28.x^2 & x \in [0;4.8[\\ M(x) = 24{,}19.(x+4.8) - 60{,}33.(x+2.4) + 60{,}21.x - 4{,}97.x^2 & x \in [0;2.4[\end{cases}$$

$$T_{ser}(x):\begin{cases} T(x) = 24{,}19 - 12{,}57.x & x \in [0;4.8[\\ T(x) = 23{,}87 - 9{,}95x & x \in [0;2.4[\end{cases}$$

M_{max} = 23,29 KN.m à x = 1,92 m

T_{max} = 60,01 KN à x = 0 m

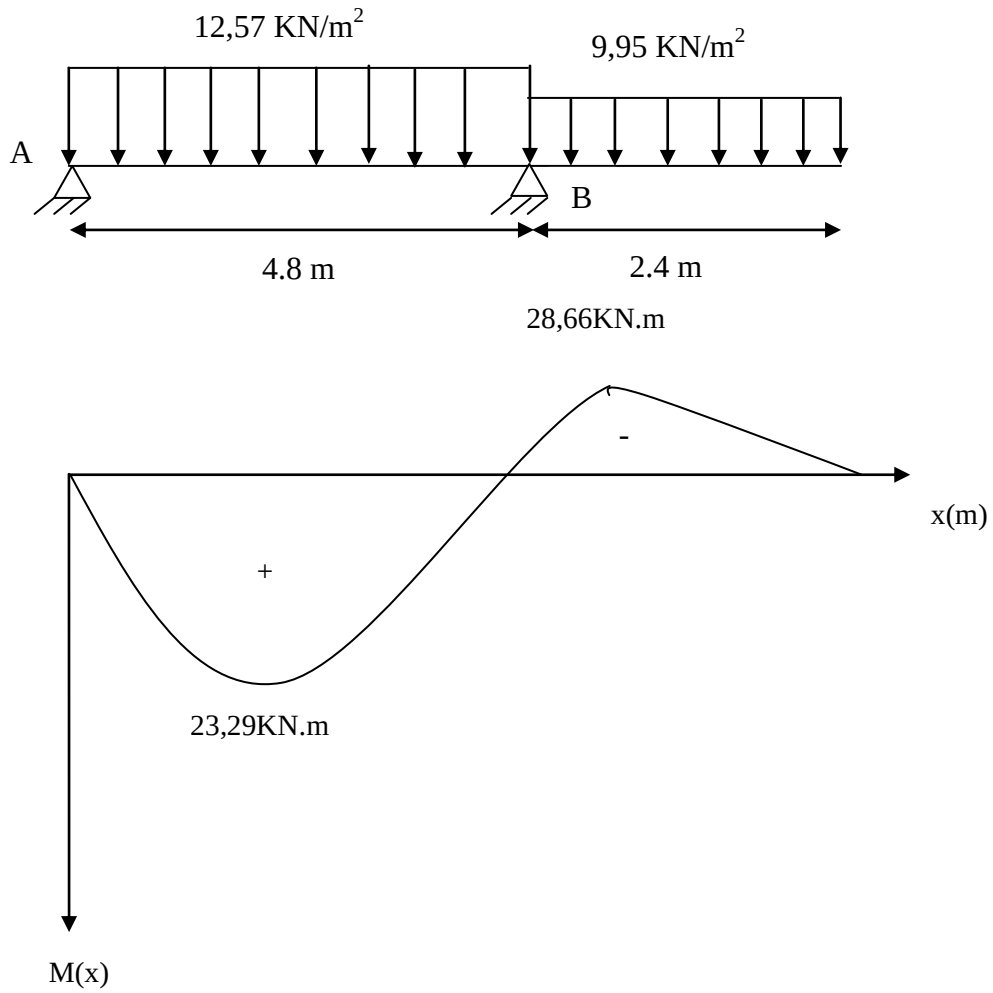


Fig III.8. Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 1) à l'E.L.S

III.2.3.5. Ferraillage des escaliers :

Remarque :

Pour le ferraillage de tous les escaliers, on prend le cas le plus sollicité

les appuis sont considérée semi encastrée.

Moment en travée: $M_t = 0,85\, M_{max} = 0,85 \times 32,39 = 27,53(KN.m)$

Moment sur appuis: $M_a = 0,50\, M_{max} = 0,50 \times 32,39 = 16,19(KN.m)$

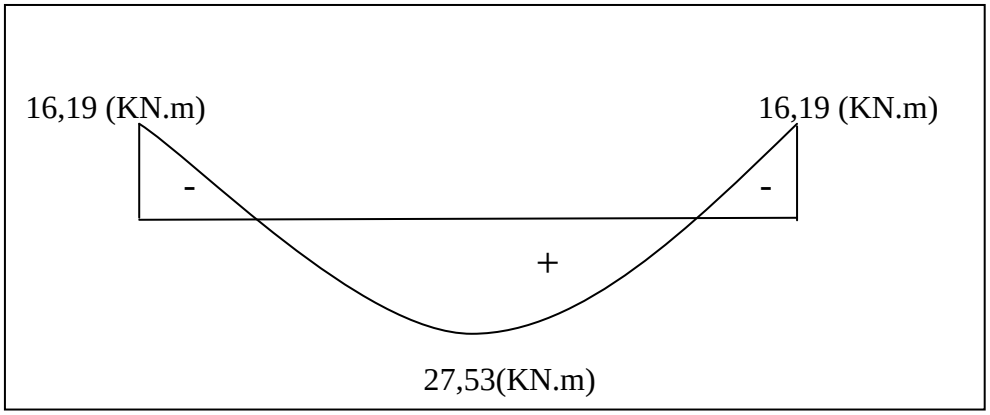


Fig III.9. Diagramme des moments

- **En travée :**

Dimensions			Sollicitations			Résistance caractéristique		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
b	100	cm	M_u	27,53	KN.m	F_{c28}	25	MPa
h	17	cm	M_{ser}	19,79	KN.m	fe	400	MPa
C	2,5	cm	**Situation durable**					
C'	2,5	cm						

$$\overline{\sigma_b} = \frac{0{,}85.F_{c28}}{\theta.\gamma_b} = \frac{0{,}85.25}{1.1{,}5} \approx 14{,}2\ MPa$$

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{27{,}53.10^3}{14{,}2.100.14{,}5^2} = 0{,}092$$

$$\mu < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0 \quad \rightarrow \beta = 0{,}952 \ , \varepsilon_s = 10‰ > \varepsilon_l = 1{,}739‰ \quad \Rightarrow \sigma_s = \overline{\sigma_s} = \frac{Fe}{\gamma_s} = 348\ Mpa$$

$$A = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{27{,}53.10^6}{0{,}952.145.348} = 573{,}08mm^2 = 5{,}73cm^2$$

$choix\ des\ barres : A \equiv\ 6HA12 = 6{,}78cm^2$

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = \frac{100.17}{1000} = 1{,}7\ cm^2$$

Donc : $A > A_{min}$

Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{(-15.A + \sqrt{(225.A^2 + 30.b.A.d)}}{b} = \frac{(-15.6,78 + \sqrt{(225.6,78^2 + 30.100.6,78.14,5)}}{100} = 4,41cm$$

Calcul du moment quadratique de la section homogène :

$$I_G = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2 = \frac{100.4,41^3}{3} + 15.6,78.(14,5 - 4,41)^2 = 13212,75\,cm^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{19,79.10^6}{13212,75.10^4} = 0,149 \ \ N/mm^3$$

$$\sigma_b = k_1.Y_1 = 0,149.44,1 = 6,57\ MPa$$

Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

$\overline{\sigma_b} = 0,6.F_{c28} = 0,6.25 = 15\ MPa$

Acier : fissuration peu nuisible $\rightarrow$ aucun vérification à faire

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ donc l'état limite de service est satisfait

Dimensionnement aux états limites ultimes								
Résultats intermédiaires			Sections			Pivot de calcul		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	**PIVOT A**		
μ	0,092	Sans	A	6,78	cm^2			
			Choix : 6HA12					
Vérification aux états limites de service								
Résultats intermédiaires			Contrainte			Contrainte limite		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
Y_1	4,41	cm	$б_b$	6,57	MPa	$\overline{\sigma_b}$	15	MPa
I_G	13212,75	cm^4						

✓ **L'espacement :**

$S_t = \frac{100}{6} = 16{,}66\ cm\ on\ prend\ S_t = 16cm$

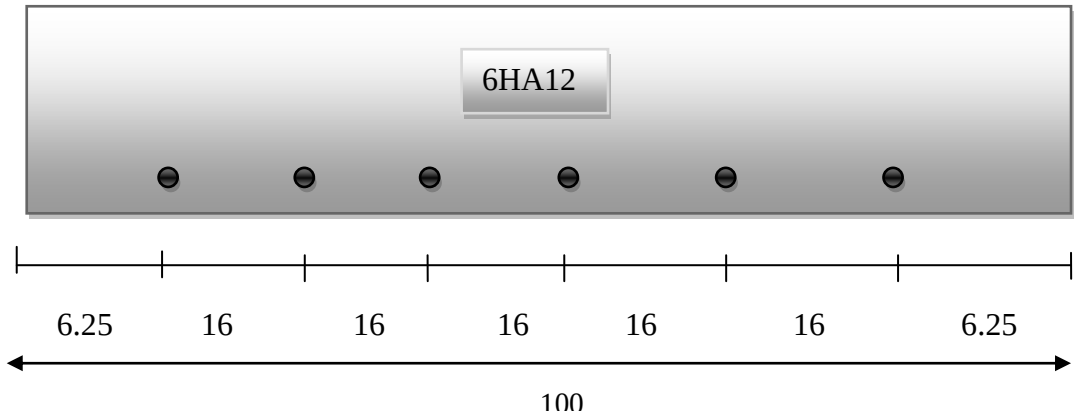
l'espacement maximal *:* $s_{p\ \max} \le Min\left[3.h, 33\ cm\right] = 33\ cm$

l'espacement minimal *:* $s_{p\ \min} = 2{,}5\ cm$

2,5 cm < s_t = 16 cm < 33 cm (c'est vérifie).

Et on vérifie la 1ere barre à une distance

de 6,25 cm de rive 6,25 cm > 2,5 cm



✓ **Armatures de répartitions :**

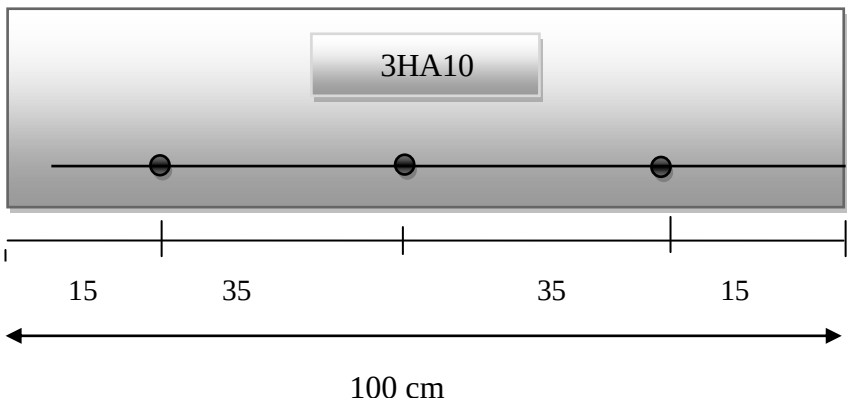
$A_{rep} \ge \frac{A}{4} = \frac{6{,}78}{4} = 1{,}69\ cm^2 \rightarrow (\phi_{rep} \le \phi) \quad A_{rep} \equiv 3HA10$

$S_{t\ rep} = \frac{100}{3} = 33.33\ cm\ on\ prend\ S_t = 35\ cm$

l'espacement maximal *:* $s_{p\ \max} \le Min\left[4.h, 45\ cm\right] = 45\ cm$

l'espacement minimal *:* $s_{p\ \min} = 2{,}5\ cm$

2,5 cm < $s_{t\ rep}$ = 35 cm < 45 cm (c'est vérifie).



- **En appui :**

Dimensions			Sollicitations			Résistance caractéristique		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
b	100	cm	M_u	16,19	KN.m	F_{c28}	25	MPa
h	17	cm	M_{ser}	11,64	KN.m	fe	400	MPa
C	2,5	cm	**Situation durable**					
C'	2,5	cm						

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{16{,}19.10^3}{14{,}2.100.14{,}5^2} = 0{,}054$$

$$\mu < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A' = 0 \quad \rightarrow \beta = 0{,}972 \ , \varepsilon_s = 10\,‰ > \varepsilon_l = 1{,}739\,‰ \quad \Rightarrow \sigma_s = \overline{\sigma_s} = \frac{Fe}{\gamma_s} = 348\ Mpa$$

$$A = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{16{,}19.10^6}{0{,}972.145.348} = 330{,}09mm^2 = 3{,}30cm^2$$

$$choix\ des\ barres : A \equiv\ 3HA12\ = 3{,}39\ cm^2$$

$$A_{\min} = \frac{b.h}{1000} = \frac{100.17}{1000} = 1{,}7\ cm^2$$

Donc : $A > A_{\min}$ **CV**

Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{(-15.A + \sqrt{(225.A^2 + 30.b.A.d)}}{b} = \frac{(-15.3{,}39 + \sqrt{(225.3{,}39^2 + 30.100.3{,}39.14{,}5)}}{100} = 3{,}36\ cm$$

Calcul du moment quadratique de la section homogène :

$$I_G = \frac{b.Y_1^3}{3} + 15.A.(d - Y_1)^2 = \frac{100.3{,}36^3}{3} + 15.3{,}39.(14{,}5 - 3{,}36)^2 = 7574{,}89cm^4$$

$$k_1 = \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{11{,}64.10^6}{7574{,}89.10^4} = 0{,}153\ \ N/mm^3$$

$$\sigma_b = k_1.Y_1 = 0{,}153.33{,}6 = 5{,}14\ MPa$$

$$\sigma_s = 15.k_1.(d - Y_1) = 15.0{,}153.(145 - 33{,}6) = 255{,}66MPa$$

Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

$\overline{\sigma_b} = 0{,}6.F_{c28} = 0{,}6.25 = 15\,MPa$

Acier : *fissuration peu nuisible* $\rightarrow$ *aucun vérification à faire*

$\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ *donc l' état limite de service est satisfait*

Tableau récapitulatif des résultats :

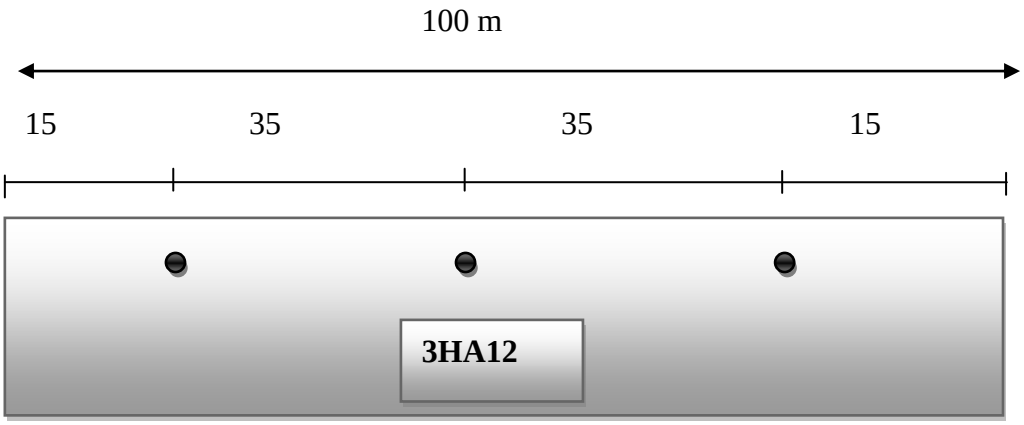
Dimensionnement aux états limites ultimes								
Résultats intermédiaires			Sections			Pivot de calcul		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités			
μ	0,054	Sans	A	3,39	cm^2	**PIVOT A**		
			Choix : 3 HA12					
Vérification aux états limites de service								
Résultats intermédiaires			Contrainte			Contrainte limite		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
Y_1	3,36	cm	σ_b	5,14	MPa	$\overline{\sigma_b}$	15	MPa
I_G	7574,89	cm^4						

✓ **L'espacement :**

$S_t = \frac{100}{3} = 33{,}33\ cm$ *on adopte :* $S_t = 35cm$

l'espacement max *imal :* $S_{p\ \max} \leq Min[3.h, 33\ cm] = 33\ cm$

l'espacement min *imal:* $S_{p\ \min} = 2{,}5\ cm$



✓ **Armatures de répartitions :**

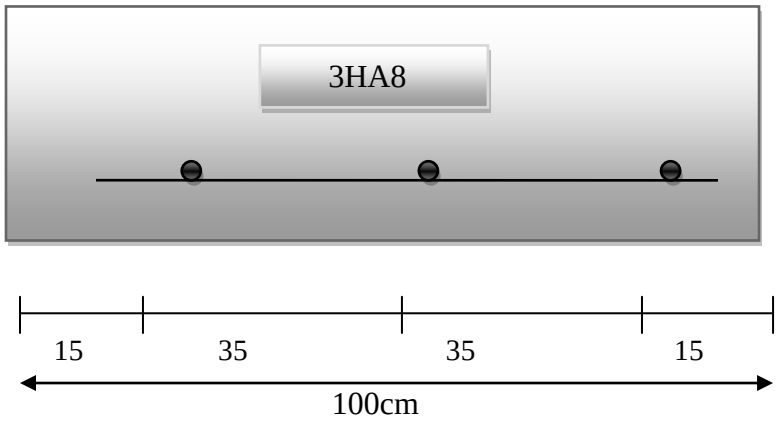
$$A_{rep} \geq \frac{A}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,84\ cm^2 \rightarrow (\phi_{rep} \leq \phi) \quad A_{rep} \equiv 3HA8 = 1,50\ cm^2 / \text{ml}$$

$$S_{t\ rep} = \frac{100}{3} = 33.33\ cm\ on prend S_t = 35$$

$$l'espacement\ \max imal : s_{p\ \max} \leq Min[4.h, 45\ cm] = 45\ cm$$

$$l'espacement\ \min imal : s_{p\ \min} = 2,5\ cm$$

2,5 cm < $s_{t\ rep}$ = 35 cm < 45 cm (c'est vérifie)



III.2.3.6. Vérification d'effort tranchant :

$$\overline{\tau_u} = Min\left\{0,2.\frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 5\ MPa\right\} = 3,33\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{50,56.10^3}{1000.145} = 0,348\ MPa < \overline{\tau_u} \quad c'est\ vérifie$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton seul résiste bien au cisaillement, mais pour le montage des nappes on met des epingles de nombre 4/m^2 et de diamètre ϕ8

III.2.3.7. Vérification des flèches :

Selon l'article 8-7-5 (CBA 93), on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul

des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20.M_0} \rightarrow \frac{17}{480} = 0,035 \leq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{19,79}{20.23,29} = 0,0424 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{6,78}{100.14,5} = 0,0047 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche doit être nécessaire :

III.2.3.7. Évaluation de la flèche :

L'existence éventuelle de fissures dans les zones tendues est prise en compte en substituant au moment

d'inertie I_0 de la section totale rendue homogène (avec n = 15) un moment fictif I_f.

Les règles BAEL donnant les formules empiriques suivantes :

$$I_f = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda\mu}$$

Avec :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05.F_{t28}}{\left(2+3.\frac{b_0}{b}\right)\rho} \text{ : pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i \text{ : pour les déformations de longue durée.}$$

$$\mu = Max\left[1-\frac{1{,}75f_{t28}}{4\rho\sigma_s+f_{t28}};0\right]$$

Avec :

f_{t28} résistance caractéristique du béton à la traction.

$б_s$ contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

b_0 largeur de nervure.

b largeur de la table de compression.

ρ rapport A/b_0d.

Les courbures sont définies par :

$$\frac{1}{r_i}=\frac{M_{ser}}{E_iI_{fi}} \quad \text{et} \quad \frac{1}{r_v}=\frac{M_{ser}}{E_vI_{fv}}$$

I_{fi} et I_{fv} (m^4) moments d'inertie correspondant respectivement à λ_i et λ_v.

E_i et E_v (MPa) module de déformation longitudinale correspondants ($E_v = E_i / 3$).

M_{ser} (MN.m) moment fléchissant dans la section considérée produit par le cas de charge correspondant à la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partir des valeurs des courbures, les flèches f_i et f_v peuvent, de manière approchée, être prises :

a) pour les poutres simplement appuyées ou continues et les bandes de dalles continues ou non, portant dans le sens de la petite potée, égales à :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec L portée mesurée entre nus d'appuis de la travée considérée.

M_{ser} moment fléchissant maximale dans cette travée produit par le cas de charge correspondant à la combinaison d'état limite de service envisagée.

b) pour les consoles, à leur extrémité, égales à :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{4 E_i I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{M_{ser} L^2}{4 E_v I_{fv}}$$

Pour déterminer la part de la flèche totale la quantité :

$\Delta f_t = f_v - f_i$ représente la **flèche nuisible**, à comparer aux limites admissibles.

- ✓ **Valeurs limite des flèches :**

En principe les valeurs limites sont liées aux conditions spécifiques d'exploitation des ouvrages et sont fixées par des textes particulaires.

- pour des **éléments supports reposant sur deux appuis**, les valeurs :

$\frac{L}{500}$ Si $L \leq 5$ m.

$0{,}5\,\text{cm} + \frac{L}{1000}$ Si $l > 5$m.

- et pour les **éléments supports en console**, la valeur :

$\frac{L}{250}$ Si $L \leq 2$ m. avec L portée de la console.

3-3-12 Calcul de flèche :

$M_{ser} = 19{,}79 kN.m, \quad A = 6{,}78 cm^2$

$$\rho = \frac{A}{b_0.d} = 0{,}0046 \rightarrow \beta = 0{,}897$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.A.d} = 224{,}41 MPa$$

$$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75.f_{tj}}{4.\rho.\sigma_s + f_{tj}}; 0\right] = 0{,}410$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{tj}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = 4{,}56 \qquad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1{,}82$$

$$y = \frac{(b.h_0).d + (b_0.(d-c)).d/2}{(b.h_0)+(b_0.(d-c))} = 11{,}5\,cm$$

$$I_0 = \frac{1}{12}b.h^3 + bh(\frac{h}{2}-y)^2 + 15A(d-y)^2 = 57156{,}96\,cm^4$$

$$I_{fi} = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_i\mu} = 21909{,}90\,cm^4 \rightarrow f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_i I_{fi}} = 6{,}47\,mm$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_v\mu} = 36005{,}41cm^4 \rightarrow f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_v I_{fv}} = 11{,}7\,mm$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 11{,}7 - 6{,}47 = 4{,}96mm \le \overline{f}_{adm} = \frac{L}{500} = 9.6\,mm$$

Conclusion : La flèche est vérifiée.

III.2.4.Escalier droit à trois volées :

III.2.4.1.Dimensionnement:

Pour le dimensionnement des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL: $59\,\text{cm} \le g + 2h \le 66\,\text{cm}$

Ce type d'escalier porte un palier et une paillasse.

Avec :

H = n. h et L = (n-1).g

g : largeur d'une marche.

h : hauteur d'une contre marche.

n : nombre des contre marches

n-1 : nombre des marches

H = 1, 02 m

L = 150 m

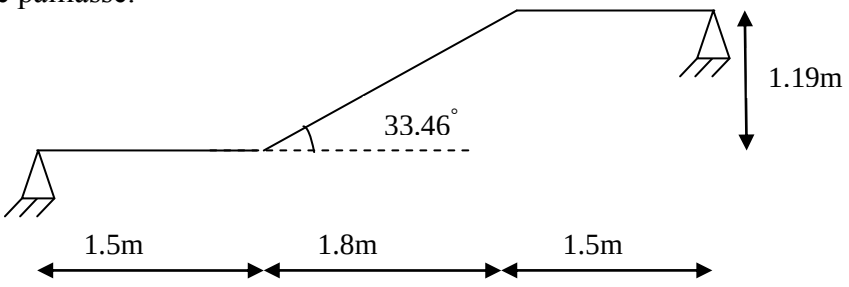


Fig III.10. shéma statique de 2eme type

On prend : g+2.h = 64 cm

$$2.\frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64$$

$$2.H.(n-1) + L.n = 64.n.(n-1)$$

$$64.n^2 - (64 + 2.H + L).n + 2.H = 0$$

$$avec: \; 2.H + L = 2.1{,}19 + 1{,}50 = 4.18\,m \quad \text{et } 2.H = 2.38m$$

$$64.n^2 - 418.n + 238 = 0$$

la résolutionde l'équation donne:

$n_1 = 7$

$n_2 = 0.51$

On adopte : n = **7**, $h = \frac{H}{n} = \frac{119}{6} = 17\,cm$, et $g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{6} = 30\,\text{cm}$

On choisit : **h = 17 cm** et **g = 30 cm**

- ✓ **Vérification de la formule de BLONDEL:**

$$59\,\text{cm} \le g + 2h = 64\,\text{cm} \le 66\,\text{cm}$$

- ✓ **Angle d'inclinaison "α":**

$$\text{tg}\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{119}{180} = 0.66 \Rightarrow \alpha = 33.46°$$

- ✓ **Longueur de la paillasse « L0 » :**

$$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{180}{\cos 33.46} = 215.75\,\text{cm}$$

L_{total}= 215.75 +300 = 515.75 cm

III.2.4.2. Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier est calculé fonction de la longueur L = 511.38cm

$$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30} \Leftrightarrow 14.73\ cm \le e \le 17.19\ cm$$ On choisit e $_{palier}$ = e $_{paillasse}$ = 17cm

III.2.4.3. Evaluation des charges :

Charges permanentes G (Paillasse) :

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de paillasse	$\frac{e}{\cos \alpha} = 0{,}20$	25	5
2	Poids propre de la marche	$\frac{h}{2} = 0{,}085$	25	2,125
3	carrelage	0,02	20	0,40
4	lit de sable	0,03	18	0,54
5	Mortier de pose	0,02	20	0,40
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			$\sum$	8.825

Surcharges d'exploitation Q :
Q = 4 KN/m^2

Charges permanentes G (Palier) :

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de palier	0.17	25	4.25
2	carrelage	0,02	20	0,40
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,02	20	0,40
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			$\sum$	5.95

Surcharges d'exploitation Q :
$Q = 4\ KN/m^2$.

III.2.4.4. Combinaison des charges :

	G KN/m^2	Q KN/m^2	E.L.U	E.L.S
			1,35.G+1,5.Q KN/m^2	G+Q KN/m^2
Palier	5.95	4	14.03	9.95
Paillasse	8.825	4	17.91	12.82

III.2.4.5 Détermination des efforts :

L'E.L.U :

Les équations d'équilibres donnent :

R_A =37.16 KN.

R_B= 37.16 KN.

Moment fléchissant :

$$M_u(x):\begin{cases} M(x) = 37.16.x - 7.01.x^2 & x \in [0;1,5[\\ M(x) = 37.16.(x+1.5) - 21.04.(x+0.75) - 8.95.x^2 & x \in [0;1.8[\\ M(x) = 37.16.(x+3.3) - 21.04(x+2.55) - 32.23(x+0.9) - 7.01x^2 & x \in [0;1.5[\end{cases}$$

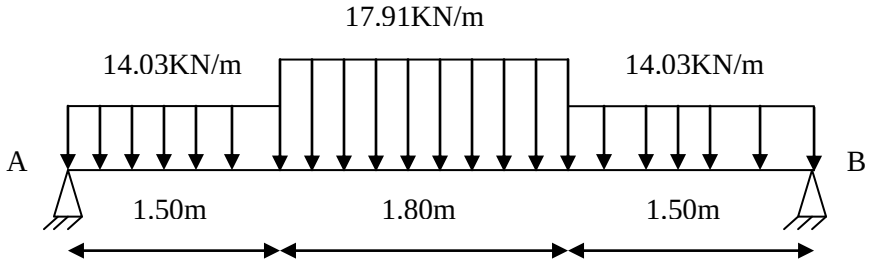
$$T_u(x):\begin{cases} T(x) = 37.16 - 14.03.x & x \in [0;1,5[\\ T(x) = 37.16 - 21.04 - 17.91x & x \in [0;1.8[\\ T(x) = 37.16 - 53.27 - 14.03x & x \in [0;1.5[\end{cases}$$

M_{max} = 47.22 KN.m à x = 2.40 m

T_{max} = 37.16 KN à x = 0 m

On concéder les appuis comme des semi encastrement

Donc :



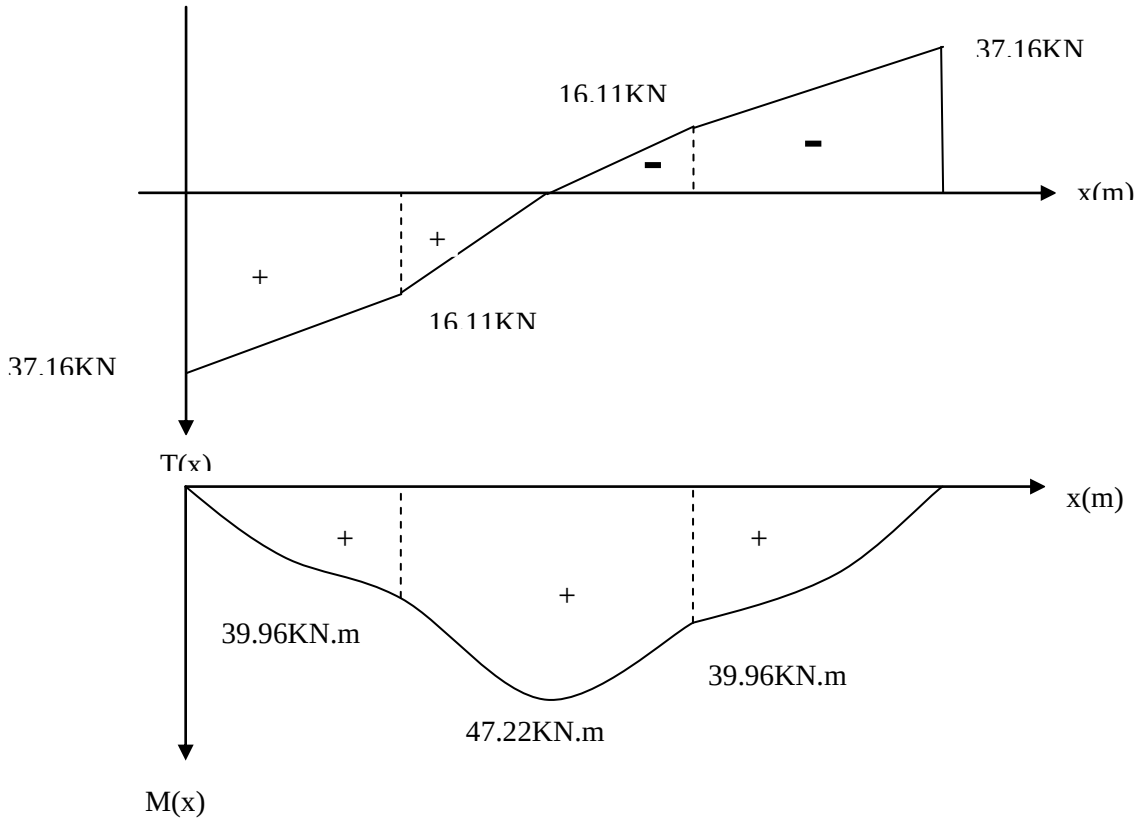


Fig III.11 Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 2) à l'E.L.U

L'E.L.S :

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 26.46 KN

R_B =26.46KN

Moment fléchissant :

$$M_u(x):\begin{cases} M(x) = 26.46.x - 4.97.x^2 & x \in [0;1,5[\\ M(x) = 26.46.(x+1.5) - 14.92.(x+0,75) - 6.41.x^2 & x \in [0;1.5[\\ M(x) = 26.46.(x+3.3) - 14.92(x+2.55). - 23.07(x+0.9) - 4.97x^2 & x \in [0;1.5[\end{cases}$$

$$T_u(x):\begin{cases} T(x) = 26.46 - 9.95.x & x \in [0;1,5[\\ T(x) = 26.46 - 14.92 - 12.82x & x \in [0;1.8[\\ T(x) = 26.46 - 37.99 - 9.95x & x \in [0;1.5[\end{cases}$$

M_{max} = 33.69KN.m à x = 2.4 m

T_{max} = 26.46KN à x = 0 m

On concéder les appuis comme des semi encastrement

Donc :

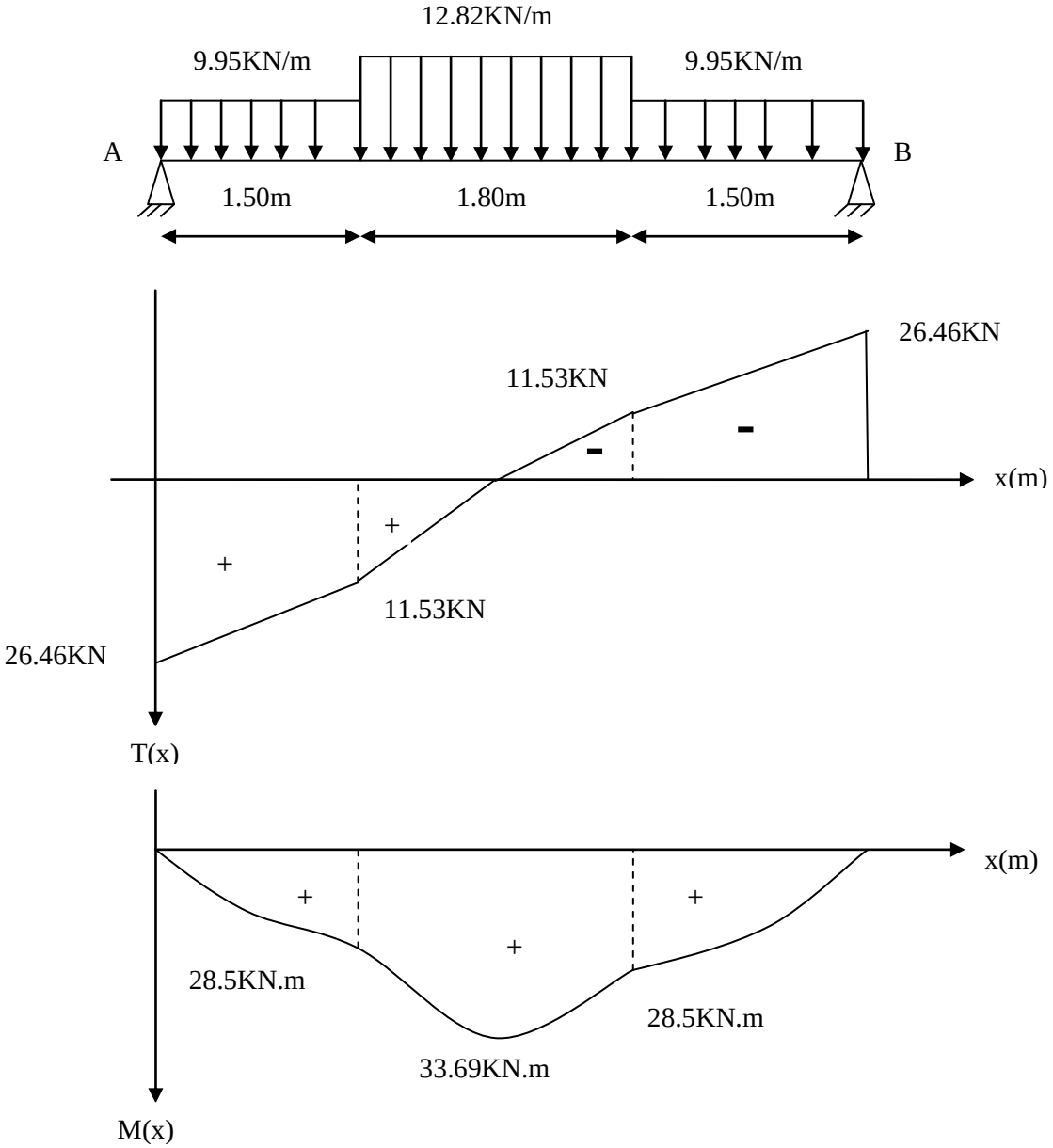


Fig III.12. Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 2) à l'E.L.S

III.2.4.6. Ferraillage des escaliers :

Remarque :

Pour le ferraillage de tous les escaliers, on prend le cas le plus sollicité

les appuis sont considérée semi encastrée.

Moment en travée: $M_t = 0{,}85\,M_{max} = 0{,}85 \times 47.22 = 40.13(KN.m)$

Moment sur appuis: $M_a = 0{,}50\,M_{max} = 0{,}50 \times 47.22 = 23.61(KN.m)$

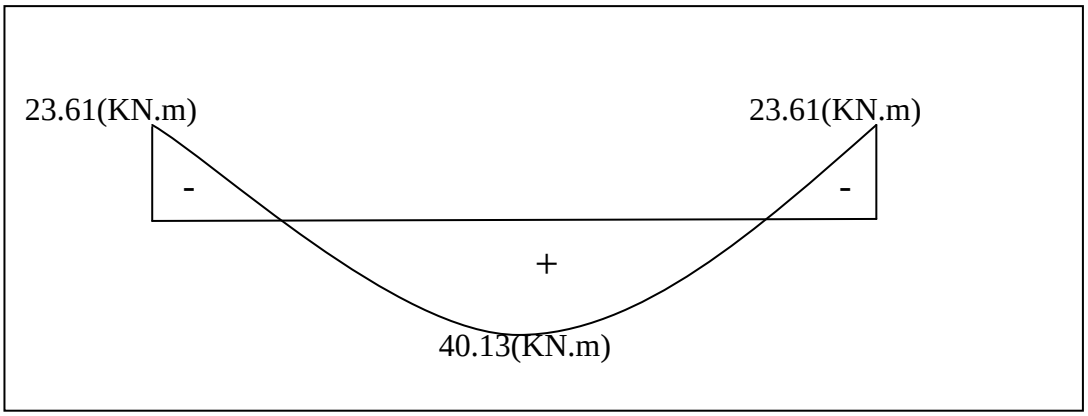


Fig III.13. Diagramme des moments

- **En travée :**

Dimensions			Sollicitations			Résistance caractéristique		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
b	100	cm	M_u	40.13	KN.m	F_{c28}	25	MPa
h	17	cm	M_{ser}	28.63	KN.m	fe	400	MPa
C	2,5	cm	**Situation durable**					
C'	2,5	cm						

Tableau récapitulatif des résultats :

Dimensionnement aux états limites ultimes						
Résultats intermédiaires			Sections			Pivot de calcul
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	
μ	0.134	Sans	A	9.05	cm^2	**PIVOT A**
			Choix : 8 HA 12			

Vérification aux états limites de service								
Résultats intermédiaires			Contrainte			Contrainte limite		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
Y_1	5.06	cm	$б_b$	8.60	MPa	$\overline{\sigma_b}$	15	MPa
I_G	16415.64	cm^4						

✓ **Condition de non fragilité:**

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

$$A = 9.05\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.70\,cm^2 \quad \text{……..} \quad \textbf{(c.v)}$$

✓ **L'espacement :**

$S_t = \frac{100}{8} = 12.5\ cm\ on\ prend\ S_t = 12.5cm$

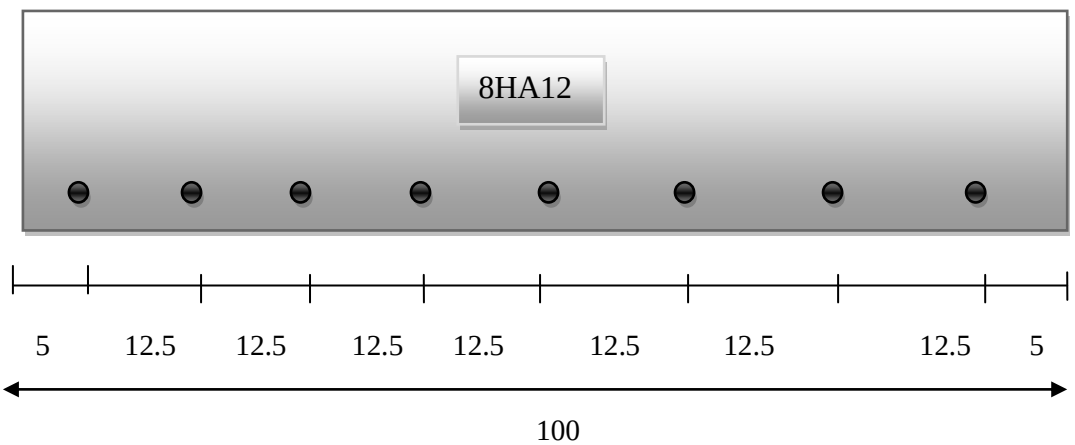
l'espacement maximal *:* $s_{p\ max} \leq Min\left[3.h,33\ cm\right] = 33\ cm$

l'espacement minimal *:* $s_{p\ min} = 2{,}5\ cm$

2,5 cm < s_t = 12.5 cm < 33 cm (c'est vérifie).

Et on vérifie la 1ere barre à une distance

de 5 cm de rive 5 cm > 2,5 cm



✓ **Armatures de répartitions :**

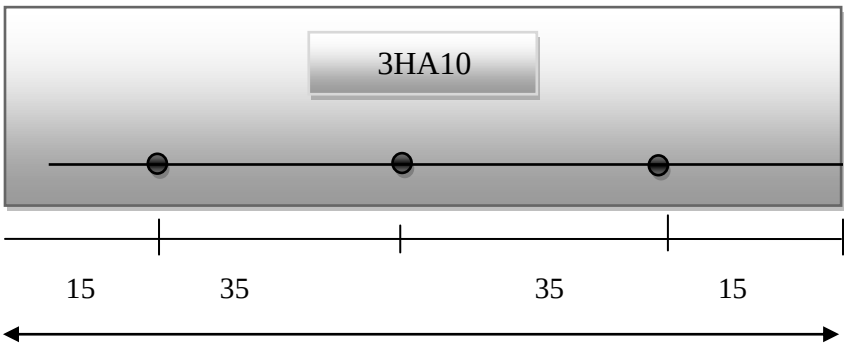
$$A_{rep} \geq \frac{A}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26\ cm^2 \rightarrow (\phi_{rep} \leq \phi) \quad A_{rep} \equiv 3HA10 = 2.35\ cm^2 / \text{ml}$$

$$S_{t\ rep} = \frac{100}{3} = 33.33\ cm\ on\ prend\ S_t = 35\ cm$$

l'espacement maximal : $s_{p\ \max} \leq Min[4.h, 45\ cm] = 45\ cm$

l'espacement minimal : $s_{p\ \min} = 2{,}5\ cm$

2,5 cm < $s_{t\ rep}$ = 35 cm < 45 cm (c'est vérifie)



➢ **En appui :** 100 cm

Dimensions			Sollicitations			Résistance caractéristique		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
b	100	cm	M_u	23.61	KN.m	F_{c28}	25	MPa
h	17	cm	M_{ser}	16.84	KN.m	fe	400	MPa
C	2,5	cm	**Situation durable**					
C'	2,5	cm						

Tableau récapitulatif des résultats :

Dimensionnement aux états limites ultimes						
Résultats intermédiaires			Sections			Pivot de calcul
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	
μ	0.079	Sans	A	5.65	cm^2	**PIVOT A**
			Choix : 5 HA12			

Vérification aux états limites de service								
Résultats intermédiaires			Contrainte			Contrainte limite		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
Y_1	4.18	cm	$б_b$	6.01	MPa	$\overline{\sigma_b}$	15	MPa
I_G	11460.56	cm^4						

✓ **Condition de non fragilité:**

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

$A = 05{,}65 cm^2 \geq A_{min} = 1.70\ cm^2$ ..... **(c.v)**

✓ **L'espacement :**

$S_t = \frac{100}{5} = 20\ cm$ *on adopte :* $S_t = 20\ cm$

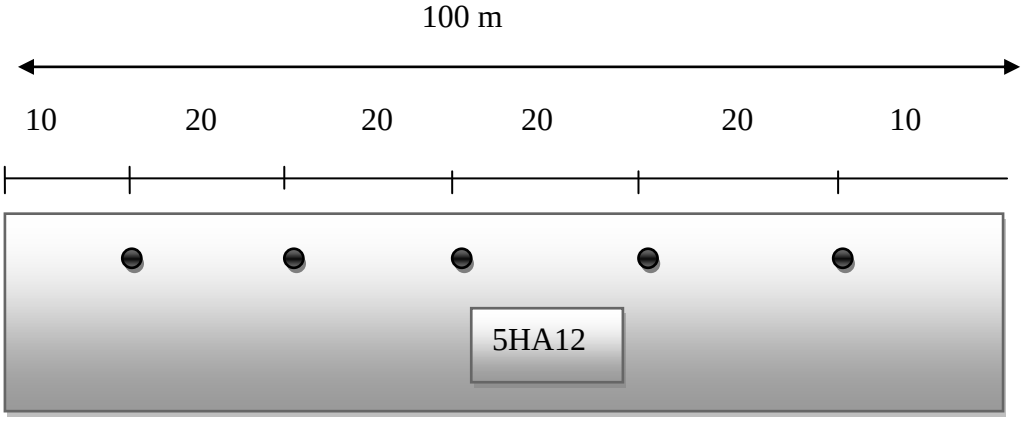
l'espacement max *imal :* $S_{p\ max} \leq Min[3.h, 33\ cm] = 33\ cm$

l'espacement min *imal:* $S_{p\ min} = 2{,}5\ cm$

2,5 cm < s_t = 20 cm < 33 cm (c'est vérifie).

Et on vérifie la 1ere barre à une distance de 5 cm de rive

5 cm > 2,5 cm



✓ **Armatures de répartitions :**

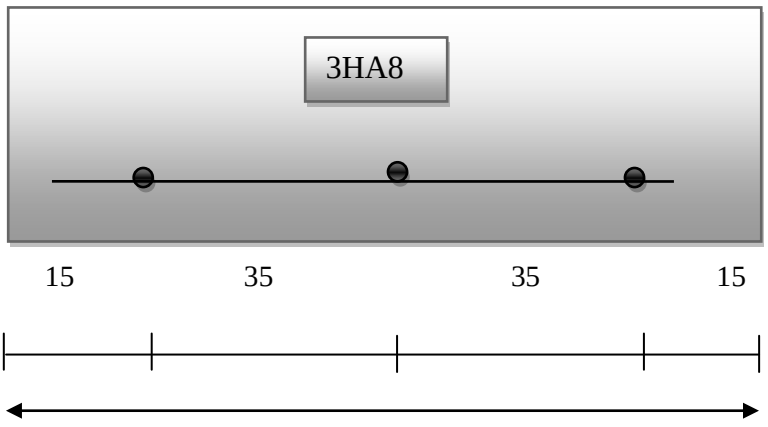
$$A_{rep} \geq \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\ cm^2 \rightarrow (\phi_{rep} \leq \phi) \quad A_{rep} \equiv 3\phi 8 = 1.50\ cm^2 / \text{ml}$$

$$S_{t\ rep} = \frac{100}{3} = 33.33\ cm \text{on prend } S_t = 35\ cm$$

$$l'espacement\ \max imal : s_{p\ \max} \leq Min[4.h, 45\ cm] = 45cm$$

$$l'espacement\ \min imal: s_{p\ \min} = 2{,}5\ cm$$

2,5 cm < $s_{t\ rep}$ = 35 cm < 42 cm (c'est vérifie).



III.2.4.7. Vérification d'effort tranchant :

$$\overline{\tau_u} = Min\left\{0{,}2.\frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 5\ MPa\right\} = 3{,}33\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{37.16.10^3}{1000.145} = 0{,}256\ MPa < \overline{\tau_u} \quad c'est\ vérifie$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton seul résiste bien au cisaillement, mais pour le montage des nappes on met des epingles de nombre 4/m^2 et de diamètre ϕ8

III.2.4.8. Vérification des flèches :

Selon l'article 8-7-5 (CBA 93), on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul

des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20.M_0} \rightarrow \frac{17}{480} = 0{,}035 \leq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{28.63}{673.8} = 0{,}042 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{9.05}{100.14.5} = 0{,}0062 \leq \frac{2}{400} = 0{,}005 \quad \text{condition non vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche doit être nécessaire :

III.2.4.9. Évaluation de la flèche :

L'existence éventuelle de fissures dans les zones tendues est prise en compte en substituant au moment

d'inertie I_0 de la section totale rendue homogène (avec n = 15) un moment fictif I_f.

Les règles BAEL donnant les formules empiriques suivantes :

$$I_f = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda\mu}$$

Avec :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0{,}05.F_{t28}}{\left(2+3.\frac{b_0}{b}\right)\rho} \text{ : pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i \text{ : pour les déformations de longue durée.}$$

$$\mu = Max\left[1-\frac{1{,}75f_{t28}}{4\rho\sigma_s+f_{t28}};0\right]$$

Avec :

f_{t28} résistance caractéristique du béton à la traction.

σ_s contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

b_0 largeur de nervure.

b largeur de la table de compression.

ρ rapport A/b_0d.

Les courbures sont définies par :

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M_{ser}}{E_i I_{fi}} \quad \text{et} \quad \frac{1}{r_v} = \frac{M_{ser}}{E_v I_{fv}}$$

I_{fi} et I_{fv} (m^4) moments d'inertie correspondant respectivement à λ_i et λ_v.

E_i et E_v (MPa module) de déformation longitudinale correspondants ($E_v = E_i / 3$).

M_{ser} (MN.m) moment fléchissant dans la section considérée produit par le cas de charge correspondant à la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partir des valeurs des courbures, les flèches f_i et f_v peuvent, de manière approchée, être prises :

a) pour les poutres simplement appuyées ou continues et les bandes de dalles continues ou non, portant dans le sens de la petite potée, égales à :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec L portée mesurée entre nus d'appuis de la travée considérée.

M_{ser} moment fléchissant maximale dans cette travée produit par le cas de charge correspondant à la combinaison d'état limite de service envisagée.

b) pour les consoles, à leur extrémité, égales à :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{4 E_i I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{M_{ser} L^2}{4 E_v I_{fv}}$$

Pour déterminer la part de la flèche totale la quantité :

$\Delta f_t = f_v - f_i$ représente la **flèche nuisible**, à comparer aux limites admissibles.

III.2.4.10. Valeurs limite des flèches :

En principe les valeurs limites sont liées aux conditions spécifiques d'exploitation des ouvrages et sont fixées par des textes particulaires.

- pour des **éléments supports reposant sur deux appuis**, les valeurs :

  $\frac{L}{500}$ Si $L \leq 5$ m.

  $0{,}5\,\text{cm} + \frac{L}{1000}$ Si $l > 5$m.

- et pour les **éléments supports en console**, la valeur :

  $\frac{L}{250}$ Si $L \leq 2$ m. avec L portée de la consol e.

III.2.4.11. Calcul de flèche :

$$M_{ser} = 28.63 kN.m, \quad A = 9.05 cm^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 . d} = 0{,}0062 \rightarrow \beta = 0{,}884$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta . A . d} = 246{,}8 MPa$$

$$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75 . f_{tj}}{4 . \rho . \sigma_s + f_{tj}}; 0\right] = 0.552$$

$$\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{tj}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = 3{,}38 \qquad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1{,}35$$

$$y = \frac{(b.h_0).d + (b_0.(d-c)).d/2}{(b.h_0)+(b_0.(d-c))} = 11.5\,cm$$

$$I_0 = \frac{1}{12}b.h^3 + bh(\frac{h}{2}-y)^2 + 15A(d-y)^2 = 57463.416\,cm^4$$

$$I_{fi} = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_i\mu} = 22056{,}88cm^4 \rightarrow f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_i I_{fi}} = 9{,}29\,mm$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1.I_0}{1+\lambda_v\mu} = 36219{,}20cm^4 \rightarrow f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_v I_{fv}} = 16{,}83\,mm$$

$$\Delta f = f_v - f_i = 16{,}83 - 9{,}29 = 7{,}54mm \le \overline{f}_{adm} = \frac{L}{500} = 9.6\,mm$$

Conclusion : La flèche est vérifiée.

III.2.5. Calcul de la poutre palière :

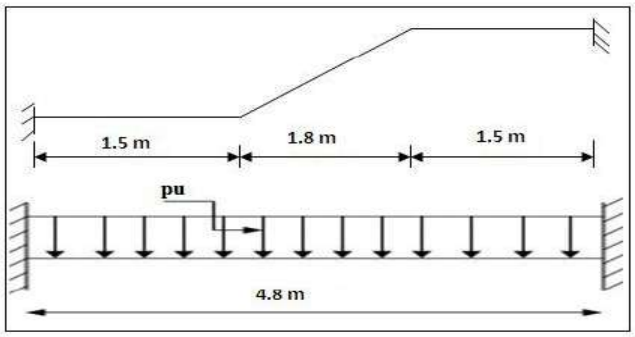


Fig III.14. poutre palière

La longueur de la poutre: L = 4.8m

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \quad [5] \Rightarrow 32\ cm \le h \le 48cm$$

$$0.3h \le b \le 0.7h$$

On adopte **(b x h) = (30 x 30) cm²**

✓ **Vérification des prescriptions du RPA 99:**

b = 30cm ≥ 20cm…… (c.v)

h = 30 cm ≥ 30 cm ..... ……... (c.v)

h / b = 1 cm < 4 cm…… (c.v)

III.2.5.1.Charges et surcharges:

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

E.L.U: R_A=37.16/4.8=7.74 KN/m

E.L.S: R_A=26.46/4.8=5.51KN/m

Poids propre de la poutre: 25 x 0.3 x 0.3 = 2.25 KN/ml.

P_u = 1.35 .2.25 + 7.74 = 10.77 KN/ml.

P_{ser} = 2.25 +5.51= 7.76 KN/ml.

✓ **Calcul des efforts :**

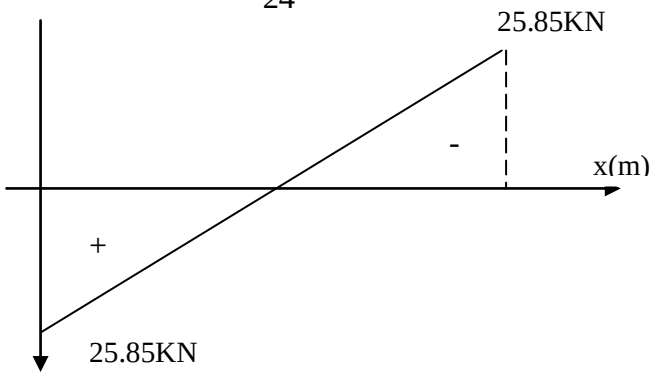
➢ **A l'E.L.U:**

$$R_A = R_B = \frac{p.l}{2} = 10.77x4.8/2 = 25.85 \text{ KN.}$$

Donc: $T^{max} = 25.85\,KN$

$$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12} = 10.77x(4.8)^2/12 = 20.68 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = \frac{pl^2}{24} = 10.33(KN.m)$$



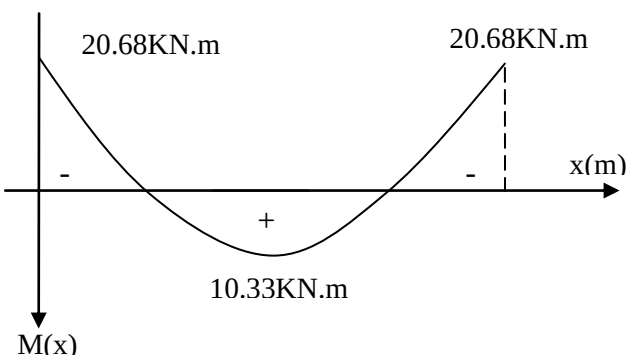


Fig III.15. Diagramme des sollicitations de poutre palière à l'E.L.U

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

$$R_A = R_B = 18.62KN$$

Donc: $T^{max} = 18.62KN$

$$M_{appui}^{max} = M_A = M_B = 14.89KN.m$$

$$M_t^{max} = 7.45KN.m$$

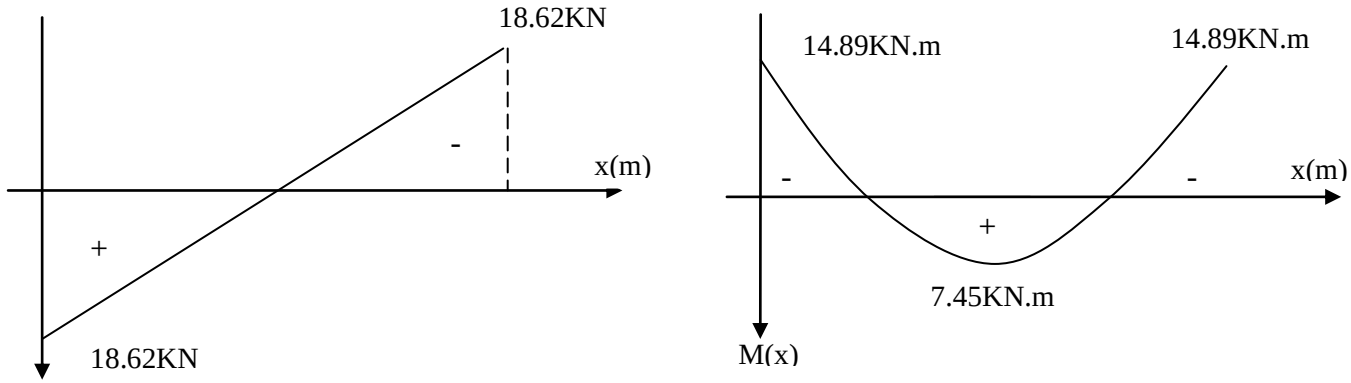


Fig III.18 Diagramme des sollicitations de poutre palière à l'E.L.S

III.2.5.1. Calcul du ferraillage:

- **Armatures longitudinales:**

b = 30 cm ; h = 30 cm ; d = 27 cm ; c =3 cm.

	M_u KN.m	μ	α	β	A (cm^2)	A' (cm^2)	A_{min} (cm^2)
En travée	10.33	0.033	0.041	0,983	1.11	0	0,9
sur appuis	20.68	0.066	0.085	0,966	1.13	0	0,9

Tableau III.1. ferraillage (armatures longitudinales) de poutre palière

- **Condition de non fragilité:**

On vérifie que: $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000} = 0,9cm^2$

- en travée : $A = 0.52cm^2 \geq 0,9cm^2$…… (c.v)

-Sur appuis: $A = 1.07cm^2 \geq 0,9cm^2$…….(c .v)

Donc on adopte :

-en travée : **A = 3 T 10 = 2.35 cm².**

-Sur appuis : **A = 3 T 10 = 2.35 cm².**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{25.85\times10^3}{300\times270} = 0{,}319\,MPa$$

$$\overline{\tau}_u = Min\left[0{,}15\frac{F_{c28}}{\gamma_b} = 2{,}5MPa;\ 4MPa\right] = 2{,}50\,MPa$$

$$\tau_u = 0.319\,MPa < \overline{\tau}_u = 2{,}50\,MPa$$

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

$$V_u \le 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right)b_0.a$$

$$a = Min[b-e-2;\ 0.9d] = Min\ [22cm;\ 24.3cm] = 22\,cm$$

$$V_u = 25.85\,KN \le 0{,}4\left(\frac{25x1000}{1.5}\right)\times0.3\times0.22 = 440KN \quad ……..(c.v)$$

✓ **Vérification au voisinage de l'appui:**

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2\times25.85\times10^3}{300\times220} = 0.78 < 0{,}8\times\frac{25}{1{,}15} = 17{,}39\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ .\ (c.v).$$

$$A = 2{,}35\,cm^2 \ge \frac{\gamma_s\cdot V_u}{f_e} = \frac{1{,}15\times25.85\times10^3}{400} = 0.74\,cm^2.....(c.v).$$

✓ **Armatures transversales:**

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 0.85\,cm;\ \varphi_l = 10\,mm;\frac{b_0}{10} = 3\,cm\right]$$

On choisit :

$$\varphi_t = 8\,mm < 0{,}85\,cm$$

$$a_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0{,}5\,cm^2$$

Donc on adoptera: At $=n_t.a_t=2$ T 8 = 1 cm².

- ✓ **Vérification du R.P.A 99 V 2003:**

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

Zone nodale : $S_t \le \overline{S_t} = Min\left[\frac{h}{4} = 7.5\,cm\,;12\varphi_t = 9.6\,cm\right]$

Zone courant: $S_t \le \overline{S_t} = \frac{h}{2} = 15cm.$

$$\begin{cases}\overline{S_t} = 7.5\,cm & (zone\,nodale)\\ \overline{S_t} = 15\,cm & (zone\,courante)\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases}S_t = 7\,cm & (zone\,nodale)\\ S_t = 15\,cm & (zone\,courante)\end{cases}$

On a $A_t = 1$ cm².

$$S_t = 7\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0{,}525\,cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003\times(15)\times(25) = 1{,}12cm^2$$

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

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

Et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

1- $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k\right)}{0.9.\,f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ [1] , avec k = 1 (flexion simple) et : $\alpha = 90°$

Zone nodale: $\frac{1{,}5\times10^2}{300\times70} = 0{,}007 \ge \frac{1.15(0.47 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = -5.11.10^{-4}$

Zone courante: $\frac{1.5\times10^2}{300\times150} = 0{,}003 \ge \frac{1.15(0.53 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = -5.11.10^{-4}$

2- $A_t \ge A_{min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$ [1]

Zone nodale: $A_t = 1.5\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0,4 \times 300 \times 70}{400} = 0,21\,cm^2$

Zone courante: $A_t = 1.5\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{400} = 0.45\,cm^2$

III.2.5.2. Vérification à l'E.L.S:

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

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \; et$$

on vérifie que :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 * fc28$$

Avec: $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y$ et $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$

	A (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	M_{ser} (KN.m)	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$
En travée	2.35	21	101169	7.45	1.54	15	c.v
sur appuis	2.35	21	101169	14.89	3.09	15	c.v

Tableau III.2. Vérification à l'E.L.S de poutre palière

✓ Vérification de la flèche:

Les conditions suivantes:

1- $\frac{h}{L} = \frac{0,3}{4.8} = 0,0625 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$ …… (c.v)

2- $\frac{h}{L} = 0.0625 \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} = 0,05$ …….. (c.v)

3- $\frac{A}{b_0.d} = \frac{2,35}{30 \times 27} = 0,0029 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$ …….. (c.v)

III.2.6.Escalier droit à quatre volée :

III.2.6.1. Dimensionnement:

Pour le dimensionnement des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL: $59\,\text{cm} \le g + 2h \le 66\,\text{cm}$

Ce type d'escalier porte un palier et une paillasse.

Avec :

H = n. h et L = (n-1).g

g : largeur d'une marche.

h : hauteur d'une contre marche.

n : nombre des contre marches

n-1 : nombre des marches

H = 1, 02 m

L = 150 m

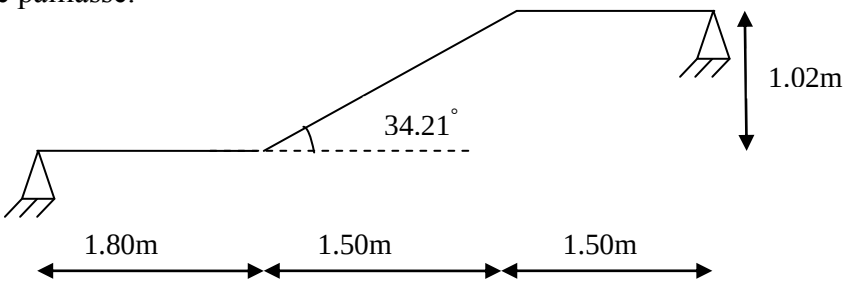


Fig III.19. shéma statique de 3eme type

On prend : g+2.h = 64 cm

$$2.\frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64$$

$$2.H.(n-1) + L.n = 64.n.(n-1)$$

$$64.n^2 - (64 + 2.H + L).n + 2.H = 0$$

$$avec: 2.H + L = 2.1.02 + 1.50 = 3.54\,m \quad \text{et } 2.H = 2.04\,m$$

$$64.n^2 - 418.n + 204 = 0$$

la résolution de l'équation donne:

$n_1 = 6$

$n_2 = 0.53$

On adopte : n = **6**, $h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17\,cm$, et $g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30\,\text{cm}$

On choisit : **h = 17 cm** et **g = 30 cm**

- ✓ **Vérification de la formule de BLONDEL:**

$$59\,\text{cm} \le g + 2h = 64\,\text{cm} \le 66\,\text{cm}$$

- ✓ **Angle d'inclinaison "α":**

$$\text{tg}\,\alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{150} = 0.68 \Rightarrow \alpha = 34.21°$$

✓ **Longueur de la paillasse « L0 » :**

$$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{150}{\cos 34.21} = 181.38\,\text{cm}$$

L_{total}= 181.38 +330 = 511.38 cm

III.2.6.2. Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier est calculé fonction de la longueur L = 511.38cm

$$\frac{L}{35} \le e \le \frac{L}{30} \Leftrightarrow 14.61\,cm \le e \le 17.04\,cm$$ On choisit e $_{palier}$ = e $_{paillasse}$ = 17cm

III.2.6.3. Evaluation des charges :

Charges permanentes G (Paillasse) :

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de paillasse	$\frac{e}{\cos \alpha} = 0{,}20$	25	5
2	Poids propre de la marche	$\frac{h}{2} = 0{,}085$	25	2,125
3	carrelage	0,02	20	0,40
4	lit de sable	0,03	18	0,54
5	Mortier de pose	0,02	20	0,40
6	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			∑	8.825

Surcharges d'exploitation Q :

Q = 4 KN/m^2

Charges permanentes G (Palier) :

	composantes	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Poids propre de palier	0.17	25	4.25
2	carrelage	0,02	20	0,40
3	lit de sable	0,03	18	0,54
4	Mortier de pose	0,02	20	0,40
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			∑	5.95

Surcharges d'exploitation Q :

$Q = 4\ KN/m^2$.

III.2.6.4. Combinaison des charges :

	G KN/m^2	Q KN/m^2	E.L.U	E.L.S
			1,35.G+1,5.Q KN/m^2	G+Q KN/m^2
Palier	5.95	4	14.03	9.95
Paillasse	8.825	4	17.91	12.82

III.2.6.5. Détermination des efforts :

L'E.L.U :

Les équations d'équilibres donnent :

R_A =36.40 KN.

R_B = 36.76 KN.

Moment fléchissant :

$$M_u(x):\begin{cases} M(x) = 36.40.x - 7.01.x^2 & x \in [0;1,8[\\ M(x) = 36.40.(x+1.8) - 25.25.(x+0.9) - 8.95.x^2 & x \in [0;1.5[\\ M(x) = 36.4.(x+3.3) - 25.25(x+2.40) - 26.86(x+0.75) - 7.01x^2 & x \in [0;1.5[\end{cases}$$

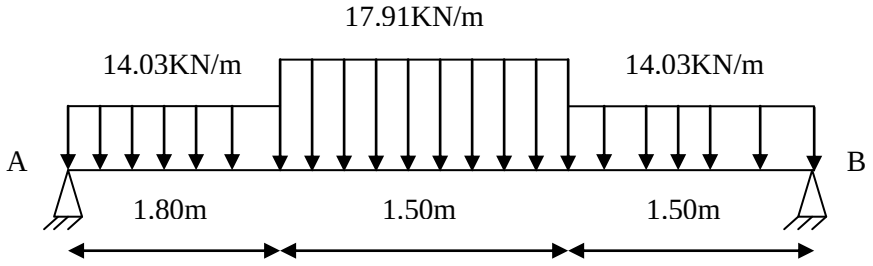
$$T_u(x):\begin{cases} T(x) = 36.40 - 14.03.x & x \in [0;1,8[\\ T(x) = 36.40 - 25.25 - 17.91x & x \in [0;1.5[\\ T(x) = 36.40 - 52.11 - 14.03x & x \in [0;1.5[\end{cases}$$

M_{max} = 46.26 KN.m à x = 2.42 m

T_{max} = 36.76 KN à x = 0 m

On concéder les appuis comme des semi encastrement

Donc :



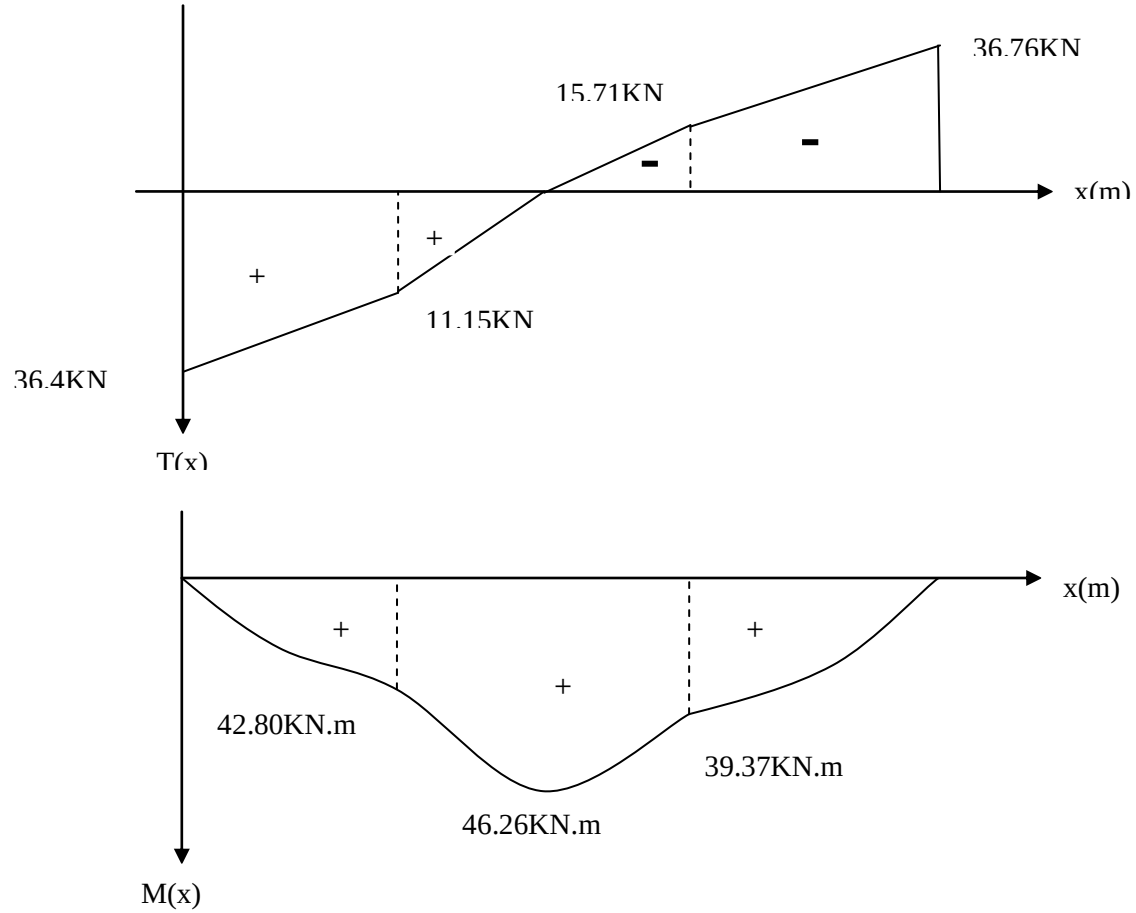


Fig III.20 Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 3) à l'E.L.U

L'E.L.S :

Les équations d'équilibres donnent :

R_A = 25.90 KN

R_B =26.17 KN

Moment fléchissant :

$$M_u(x):\begin{cases} M(x) = 25.90.x - 4.97.x^2 & x \in [0;1,8[\\ M(x) = 25.90.(x+1.8) - 17.91.(x+0,9) - 6.41.x^2 & x \in [0;1.5[\\ M(x) = 25.90.(x+3.3) - 17.91(x+2.4). - 19.23(x+0.75) - 4.97x^2 & x \in [0;1.5[\end{cases}$$

$$T_u(x):\begin{cases} T(x) = 25.90 - 9.95.x & x \in [0;1,8[\\ T(x) = 25.90 - 17.91 - 12.82x & x \in [0;1.5[\\ T(x) = 25.90 - 37.14 - 9.95x & x \in [0;1.5[\end{cases}$$

M_{max} = 32.99 KN.m à x = 2.42 m

T_{max} = 26.17KN à x = 0 m

On concéder les appuis comme des semi encastrement

Donc :

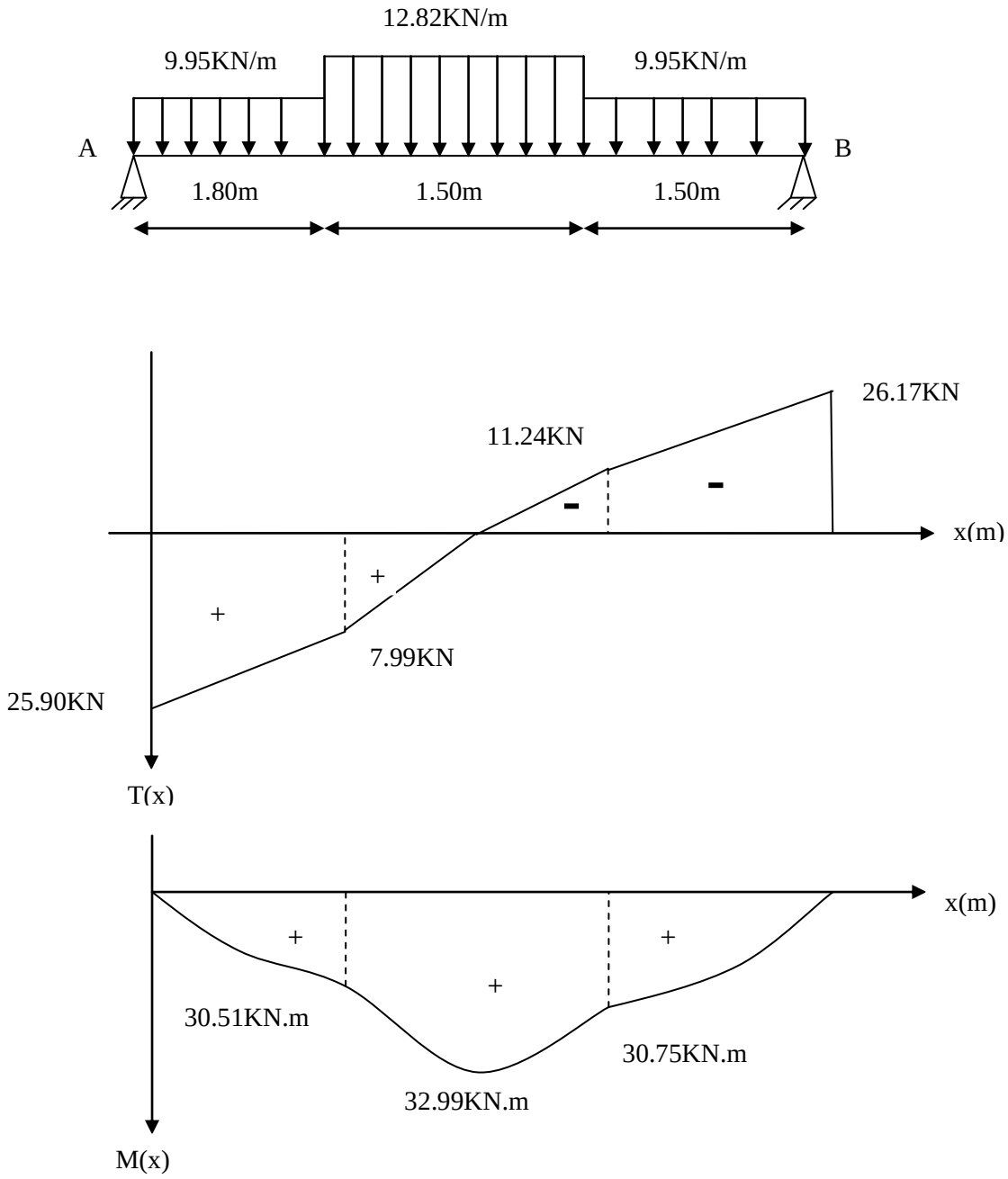


Fig III.11. Diagramme des sollicitations de l'escalier (type 3) à l'E.L.S

III.2.6.6. Ferraillage des escaliers :

Remarque :

Pour le ferraillage de tous les escaliers, on prend le cas le plus sollicité

les appuis sont considérée semi encastrée.

Moment en travée: $M_t = 0{,}85\,M_{max} = 0{,}85 \times 46.26 = 39.32(KN.m)$

Moment sur appuis: $M_a = 0{,}50\,M_{max} = 0{,}50 \times 46.26 = 23.13(KN.m)$

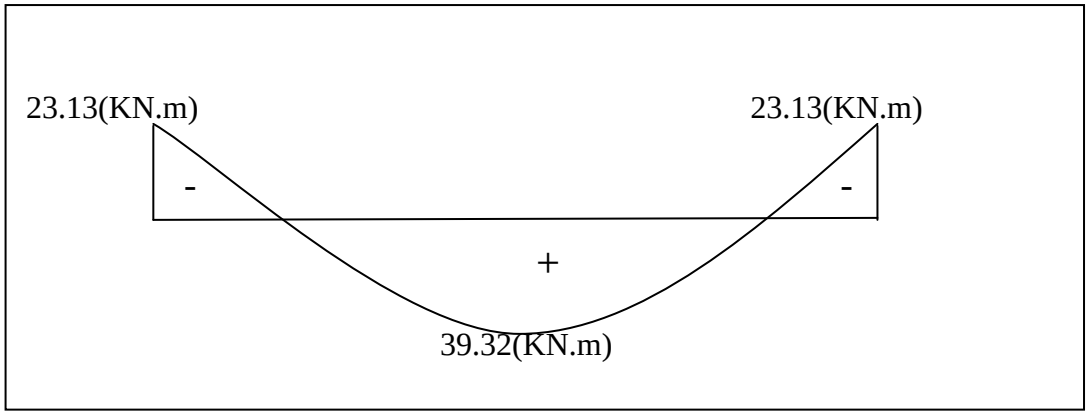


Fig III.12. Diagramme des moments

- **En travée :**

Dimensions			Sollicitations			Résistance caractéristique		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
b	100	cm	M_u	39.32	KN.m	F_{c28}	25	MPa
h	17	cm	M_{ser}	28.04	KN.m	fe	400	MPa
C	2,5	cm	**Situation durable**					
C'	2,5	cm						

Tableau récapitulatif des résultats :

Dimensionnement aux états limites ultimes						
Résultats intermédiaires			Sections			Pivot de calcul
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	**PIVOT A**
μ	0.132	Sans	A	9.05	cm^2	
			Choix : 8 HA 12			

Vérification aux états limites de service								
Résultats intermédiaires			Contrainte			Contrainte limite		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
Y_1	5.06	cm	$б_b$	8.60	MPa	$\overline{\sigma_b}$	15	MPa
I_G	16415.64	cm^4						

✓ **Condition de non fragilité:**

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

$$A = 9.05\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 17}{1000} = 1.70\,cm^2 \quad \text{……..} \qquad \textbf{(c.v)}$$

✓ **L'espacement :**

$S_t = \frac{100}{8} = 12.5\ cm\ on\ prend\ S_t = 12.5cm$

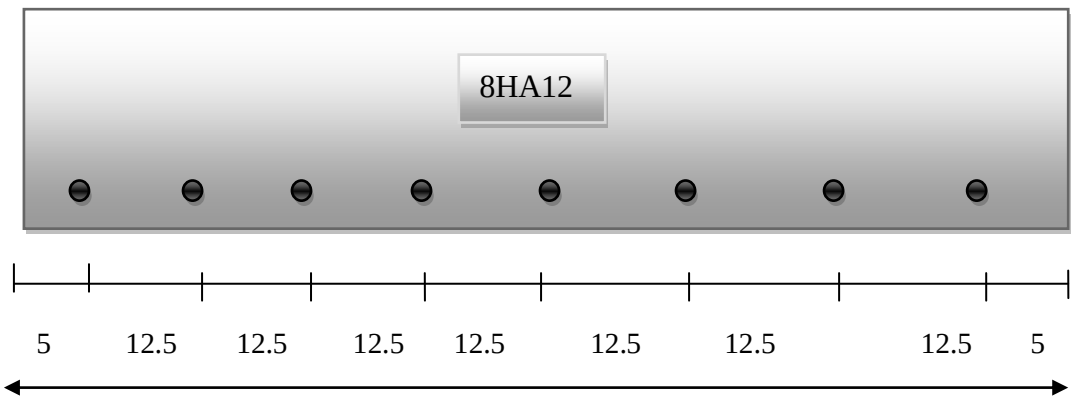
l'espacement maximal *:* $s_{p\ max} \leq Min\left[3.h,33\ cm\right] = 33\ cm$

l'espacement minimal *:* $s_{p\ min} = 2{,}5\ cm$

2,5 cm < s_t = 12.5 cm < 33 cm (c'est vérifie).

Et on vérifie la 1ere barre à une distance

de 5 cm de rive 5 cm > 2,5 cm



✓ **Armatures de répartitions :**

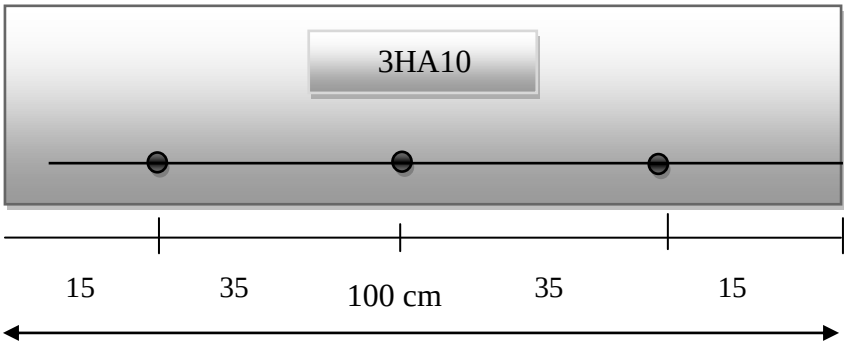
$A_{rep} \geq \frac{A}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26\ cm^2 \rightarrow (\phi_{rep} \leq \phi) \quad A_{rep} \equiv 3HA10 = 2.35\,cm^2/\text{ml}$

$S_{t\ rep} = \frac{100}{3} = 33.33\ cm\ on\ prend\ S_t = 35\,cm$

l'espacement maximal *:* $s_{p\ max} \leq Min\left[4.h,45\ cm\right] = 45\ cm$

l'espacement minimal *:* $s_{p\ min} = 2{,}5\ cm$

2,5 cm < $s_{t\,rep}$ = 35 cm < 45 cm (c'est vérifie)



- **En appui :**

Dimensions			Sollicitations			Résistance caractéristique		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
b	100	cm	M_u	23.13	KN.m	F_{c28}	25	MPa
h	17	cm	M_{ser}	16.49	KN.m	fe	400	MPa
C	2,5	cm	**Situation durable**					
C'	2,5	cm						

Tableau récapitulatif des résultats :

Dimensionnement aux états limites ultimes								
Résultats intermédiaires			Sections			Pivot de calcul		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	**PIVOT A**		
μ	0.078	Sans	A	5.65	cm^2			
			Choix : 5 HA12					
Vérification aux états limites de service								
Résultats intermédiaires			Contrainte			Contrainte limite		
Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités	Notations	Valeur	Unités
Y_1	4.18	cm	$б_b$	6.01	MPa	$\overline{\sigma_b}$	15	MPa
I_G	11460.56	cm^4						

- ✓ **Condition de non fragilité:**

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

$A = 05{,}65 cm^2 \geq A_{min} = 1.70\,cm^2$ …… **(c.v)**

- ✓ **L'espacement :**

$S_t = \frac{100}{5} = 20\ cm$ *on adopte :* $S_t = 20\ cm$

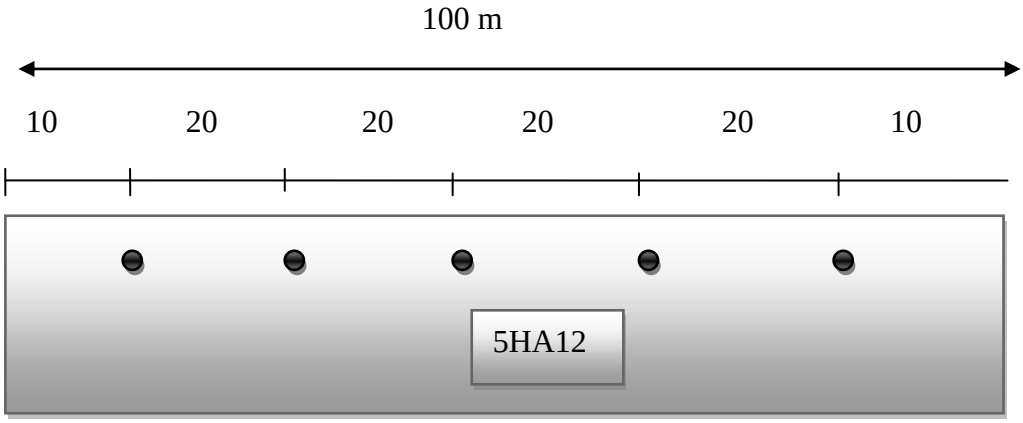
l'espacement max *imal :* $S_{p\ \max} \le Min[3.h, 33\ cm] = 33\ cm$

l'espacement min *imal:* $S_{p\ \min} = 2{,}5\ cm$

2,5 cm < s_t = 20 cm < 33 cm (c'est vérifie).

Et on vérifie la 1ere barre à une distance de 5 cm de rive

5 cm > 2,5 cm



- ✓ **Armatures de répartitions :**

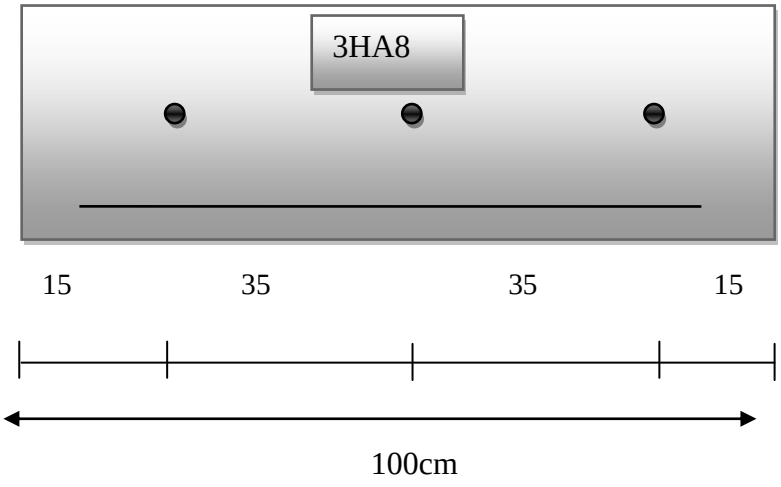
$A_{rep} \ge \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\ cm^2 \rightarrow (\phi_{rep} \le \phi)$ $A_{rep} \equiv 3\phi 8 = 1.50\ cm^2$ / ml

$S_{t\ rep} = \frac{100}{3} = 33.33\ cm$ *on prend* $S_t = 35\ cm$

l'espacement max *imal :* $s_{p\ \max} \le Min[4.h, 45\ cm] = 45cm$

l'espacement min *imal:* $s_{p\ \min} = 2{,}5\ cm$

2,5 cm < $s_{t\ rep}$ = 35 cm < 42 cm (c'est vérifie).



III.2.6.7. Vérification d'effort tranchant :

$$\overline{\tau_u} = Min\left\{0,2.\frac{F_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right\} = 3,33\,MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{36.76.10^3}{1000.145} = 0,253\,MPa < \overline{\tau_u} \quad c'est\ vérifie$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, le béton seul résiste bien au cisaillement, mais pour le montage des nappes on met des epingles de nombre 4/m^2 et de diamètre ϕ8

III.2.6.7. Vérification des flèches :

Selon l'article 8-7-5 (CBA 93), on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul

des flèches si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20.M_0} \rightarrow \frac{17}{480} = 0,035 \leq \frac{M_t}{20.M_0} = \frac{28.04}{659.8} = 0,042 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{9.05}{100.14.5} = 0,0062 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \quad \text{condition non vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche doit être nécessaire :

III.2.6.7. Évaluation de la flèche :

L'existence éventuelle de fissures dans les zones tendues est prise en compte en substituant au moment

d'inertie I_0 de la section totale rendue homogène (avec n = 15) un moment fictif I_f.

Les règles BAEL donnant les formules empiriques suivantes :

$$I_f = \frac{1,1.I_0}{1+\lambda\mu}$$

Avec :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0,05.F_{t28}}{\left(2+3.\frac{b_0}{b}\right)\rho} \text{ : pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i \text{ : pour les déformations de longue durée.}$$

$$\mu = Max\left[1-\frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}};0\right]$$

Avec :

f_{t28} résistance caractéristique du béton à la traction.

σ_s contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

b_0 largeur de nervure.

b largeur de la table de compression.

ρ rapport A/b_0d.

Les courbures sont définies par :

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M_{ser}}{E_i I_{fi}} \quad \text{et} \quad \frac{1}{r_v} = \frac{M_{ser}}{E_v I_{fv}}$$

I_{fi} et I_{fv} (m^4) moments d'inertie correspondant respectivement à λ_i et λ_v.

E_i et E_v (MPa module) de déformation longitudinale correspondants ($E_v = E_i / 3$).

M_{ser} (MN.m) moment fléchissant dans la section considérée produit par le cas de charge correspondant à la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partir des valeurs des courbures, les flèches f_i et f_v peuvent, de manière approchée, être prises :

a) pour les poutres simplement appuyées ou continues et les bandes de dalles continues ou non, portant dans le sens de la petite potée, égales à :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec L portée mesurée entre nus d'appuis de la travée considérée.

M_{ser} moment fléchissant maximale dans cette travée produit par le cas de charge correspondant à la combinaison d'état limite de service envisagée.

b) pour les consoles, à leur extrémité, égales à :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{4 E_i I_{fi}} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{M_{ser} L^2}{4 E_v I_{fv}}$$

Pour déterminer la part de la flèche totale la quantité :

$\Delta f_t = f_v - f_i$ représente la **flèche nuisible**, à comparer aux limites admissibles.

III.2.6.8. Valeurs limite des flèches :

En principe les valeurs limites sont liées aux conditions spécifiques d'exploitation des ouvrages et sont fixées par des textes particulaires.

- pour des **éléments supports reposant sur deux appuis**, les valeurs :

$\frac{L}{500}$ Si L ≤ 5 m.

$0{,}5\,cm + \frac{L}{1000}$ Si l > 5m.

- et pour les **éléments supports en console**, la valeur :

$\frac{L}{250}$ Si L ≤ 2 m. avec L portée de la console.

III.2.6.9. Calcul de flèche :

$M_{ser} = 28.04kN.m, \quad A = 9.05cm^2$

$\rho = \frac{A}{b_0.d} = 0{,}007 \rightarrow \beta = 0{,}884$

$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta.A.d} = 241{,}71MPa$

$\mu = Max\left[1 - \frac{1{,}75.f_{tj}}{4.\rho.\sigma_s + f_{tj}};0\right] = 0.545$

$\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{tj}}{\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\rho} = 3{,}38 \qquad \lambda_v = \frac{2}{5}\lambda_i = 1{,}35$

$y = \frac{(b.h_0).d + (b_0.(d-c)).d/2}{(b.h_0) + (b_0.(d-c))} = 11.5\,cm$

$I_0 = \frac{1}{12}b.h^3 + bh(\frac{h}{2} - y)^2 + 15A(d-y)^2 = 57463.416\,cm^4$

$I_{fi} = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda_i \mu} = 22240{,}51\,cm^4 \rightarrow f_i = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_i I_{fi}} = 9{,}03\,mm$

$I_{fv} = \frac{1{,}1.I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 36416{,}39cm^4 \rightarrow f_v = \frac{M_{ser}.L^2}{10.E_v I_{fv}} = 16{,}39\,mm$

$\Delta f = f_v - f_i = 16{,}39 - 9{,}03 = 7{,}36mm \leq \overline{f}_{adm} = \frac{L}{500} = 9.6\,mm$

Conclusion : La flèche est vérifiée.

III.3.CALCUL DES POUTRELLES :

III.3.1. Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes horizontales séparant deux niveaux, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Ils transmettent les charges du bâtiments aux éléments porteurs, et assurent l'isolation thermique et phoniques entres les niveaux de la construction. Ils assurent également la compatibilité de déplacement.

Notre structure comporte deux types de planchers :

- planchers à corps creux.
- plancher à dalle pleine.

III.3.2. Plancher à corps creux (16+4) cm:

III.3.2.1. Dimensionnement des poutrelles :

$B_0 = L_0 - B = 65-53 = 12$ cm : largeur de la poutrelle.

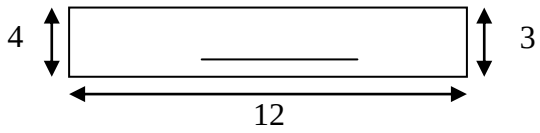


Fig. III.13. Dimensionnement de la poutrelle

Le calcul se fait en deux étapes :

III.3.2.2. Calcul avant coulage :

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

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

Calcul des charges et surcharges :

charges permanant	G
poids de poutrelle : 0,12.0,04.25 = 0,12 kN/ml	0,77 kN/ml
poids du corps creux : 0,65.1 = 0.65 kN/ml	
surcharge	
poids de l'ouvrier et les matériaux $Q = \{1kN; 0,5.kN/m\ de\ porté\} = 2,15kN$	

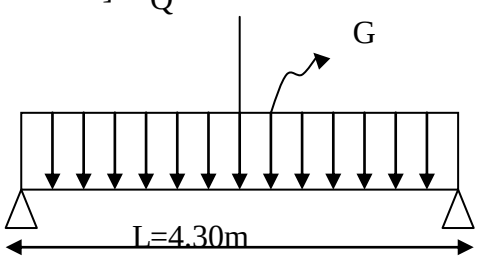


Fig. III.14. Poutrelle avant coulage

Moments :
$M_G = \frac{G.L^2}{8} = 1{,}77\ kN.m$
$M_Q = \frac{Q.L}{4} = 2.31\ kN.m$
$M_u = 1{,}35M_G + 1{,}5M_Q = 5.85$ kN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\overline{\sigma_b}.b.d^2} = \frac{5{,}85.10^3}{14{,}2.12.2^2} = 8.58 > \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow A' \neq 0$$

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



III.3.2.2.1.Calcul des étaiements :

G = 0.77 kN/ml

Q =2.15 kN/ml

E =35000 MPa

$$I = \frac{0{,}12 \times 0{,}04^3}{12} = 6{,}4 \times 10^{-7}\ m^4$$

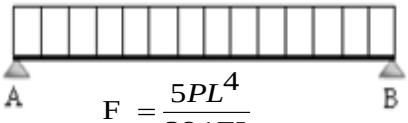
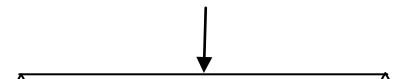
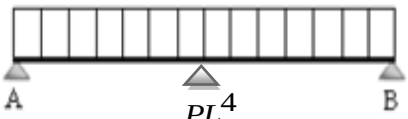
	Charge uniformément répartie	Charge concentrée
Sur 2 appuis	 $F = \frac{5PL^4}{384EI}$	 $F = \frac{PL^3}{48EI}$
Sur 3 appuis	 $F = \frac{PL^4}{185EI}$	 $F = \frac{PL^3}{48EI}$

Tableau III.3 : la détermination de la flèche

- ✓ **Sans étai :**

$$F_G = \frac{5 \times 0{,}77 \times 4300^4}{384 \times 6{,}4 \times 10^5 \times 35000} = 16{,}88\text{cm} \quad ; FQ = \frac{2{,}15 \times 4300^3 \times 10^3}{48 \times 6{,}4 \times 10^5 \times 35000} = 15{,}89\text{cm}$$

$$F_G + F_Q = 16{,}88 + 15.89 = 32{,}77cm < \overline{F} = \frac{L}{500} = 0{,}88\text{cm} \longrightarrow \textbf{CNV}$$

- ✓ **Pour un seul étai :**

$$F_G = \frac{0{,}77 \times 4300^4}{185 \times 6{,}4 \times 10^5 \times 35000} = 6{,}35\text{cm} \quad ; F_Q = \frac{2{,}15 \times 10^3 \times 4300^3}{108 \times 6{,}4 \times 10^5 \times 35000} = 7{,}06\text{cm}$$

$$F_G + F_Q = 6{,}96 + 7{,}75 = 13{,}41cm < \overline{F} = \frac{L}{500} = 0{,}88\text{cm} \longrightarrow \textbf{CNV}$$

- ✓ **Pour deux étais:**

$$F_G = \frac{P \times L^4}{2960EI} = \frac{0{,}77 \times 4300^4}{2960 \times 6{,}4 \times 10^5 \times 35000} = 0{,}39\text{cm}$$

$$F_Q = \frac{PL^3}{864EI} = \frac{2{,}15 \times 10^3 \times 4300^3}{864 \times 6{,}4 \times 10^5 \times 35000} = 0{,}88\text{cm}$$

$$F_G + F_Q = 0,39 + 0,88 = 1,27cm < \overline{F} = \frac{L}{500} = 0,88\text{cm} \longrightarrow \textbf{CNV}$$

✓ **Pour trois étais:**

$$F_G = \frac{P \times L^4}{47360EI} = \frac{0,77 \times 4300^4}{47360 \times 6,4 \times 10^5 \times 35000} = 0,024\text{cm}$$

$$F_Q = \frac{PL^3}{6912EI} = \frac{2,15 \times 10^3 \times 4300^3}{6912 \times 6,4 \times 10^5 \times 35000} = 0,11\text{cm}$$

$$F_G + F_Q = 0,024 + 0,11 = 0,13cm < \overline{F} = \frac{L}{500} = 0,88\text{cm} \longrightarrow \textbf{CV}$$

Donc on adopte 3 étais.

III.3.3.Après le coulage :

Charges et surcharges :

	G kN/m^2	Q kN/m^2	P_u kN/m	P_{ser} kN/m
Plancher terrasse	6,32.0, 65 = 4,10	1.0, 65 = 0,65	6,51	4,75
Plancher courant	6.0, 65 = 3,90	5.0, 65 = 3.25	10.14	7.15

- La poutrelle est considérée comme une poutre continue.

III.3.3.1.Méthodes de calcul :

III.3.3.1.1.La méthode forfaitaire :

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5000 N/mm².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5000\text{N/mm}^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25

- La fissuration est peu nuisible.

- ✓ **Exposé de la méthode :**

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

:

$$1) M_t + \frac{M\omega + M_e}{2} \geq M_{Max} \begin{cases} 1.05 M_0 \\ (1+0.3\alpha) M_0 \end{cases}$$

$$2) M_t \geq M_{Max} \begin{cases} \frac{(1{,}2+0.3\alpha)}{2} M_0 \ \textit{Si la travée est de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \ \textit{Si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

3) Pour les appuis:

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédiaires.} \\ M_a \geq 0.2 M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droite.

M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique= $\frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega - M_e}{L} = -\frac{PL}{2} + \frac{M_\omega - M_e}{L}$$

Avec :

T_ω : effort tranchant à gauche de la travée.

T_e : effort tranchant à droite de la travée.

III.3.3.1.2. Méthode de Caquot : (pour les poutres):

- ❖ Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.
- ✓ **Exposé de la méthode :**

Cette méthode est applicable pour les charges élevées et quand la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Elle consiste à calculer les moments aux appuis sous l'effet des charges (uniformes et concentrées) appliquées aux travées voisines de l'appui, puis de déterminer les moments en travée.

- ➢ **portée fictive:**

Pour toutes les travées on déterminera la longueur fictive

$$L' = \begin{cases} L \text{ pour une travée de rive avec appui simple de rive.} \\ 0.8 \cdot L \text{ pour une travée intermediaire} \end{cases}$$

- ➢ **Coefficient de rigidité :**

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

$$k_e = \frac{I_e}{l'_e} \quad k_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad \text{et où} \quad \frac{k_w}{k_e} = \gamma$$

$$\text{Donc : } \gamma = \frac{I_w \, l'_e}{I_e \, l'_w}$$

- ✓ ***Cas particulier:***

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

- ✓ **Le coefficient de rigidité:**

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

✓ **Le moment aux appuis:**

$$M_{app} = \frac{q_w \, l'^{3}_{w} + q_e \, l'^{3}_{e}}{8.5 \, (l'_w + l'_e)}$$

✓ **Le moment en travée:**

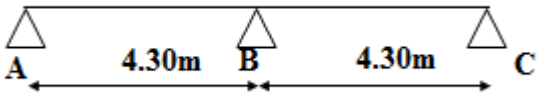
La méthode de Caquot nous permet de prendre le moment à mi-travée (**x =L/2**) comme moment maximum en travée:

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

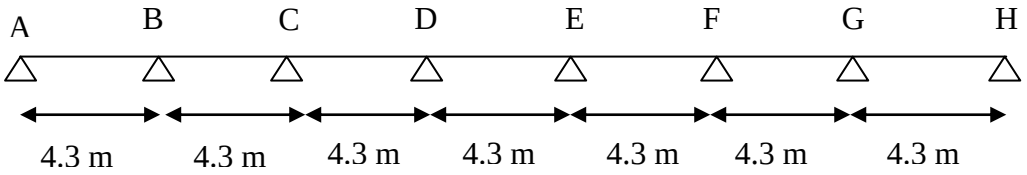
III.3.3.2.Calcul des poutrelles après le coulage :

Il y a trois types de poutrelles à sept travées et à deux travées et à trois trvées.

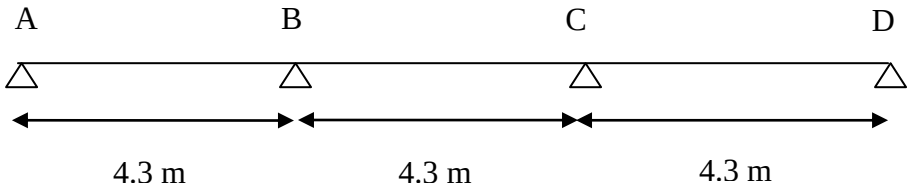
- **Poutrelles à deux travées :**



- **Poutrelles à huit travées :**



- **Poutrelles à trois travées :**



❖ **Bloc A :**

Poutrelles à huit travées :

G = 6.00 kN/m^2 , Q = 5 kN/m^2

P_u = (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 10.14 kN/ml

P_s = (G+Q) x 0.65 = 7.15 kN/ml

✓ **Poutrelles à trois travées :**

G = 6.00 kN/m^2 , Q = 5 kN/m^2

P_u = (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 10.14 kN/ml

P_s = (G+Q) x 0.65 = 7.15 kN/ml

III.3.3.3.Calcul des sollicitations :

- ❖ **bloc B et C :**
- ♦ **Poutrelles à deux travées :**

  G = 6.00 kN/m^2 , Q = 5 kN/m^2

  P_u = (1.35G+1.5Q) x 0.65 = 10.14 kN/ml

  P_s = (G+Q) x 0.65 = 7.15 kN/ml

Vérification si la méthode forfaitaire est applicable.

- $Q = 5kN/m^2 \leq \begin{cases} 2G = 12.00 \ \ kN/m^2 \\ 5000 \ \ kN/m^2 \end{cases}$ **(C.V)**

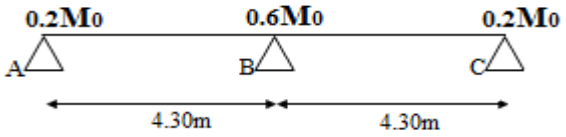
- l'inertie est constante pour toutes les travées .

- $0.8 < L_{AB} / L_{BC} = 1.00 < 1.25$ **(C.V)**

- La fissuration est peu nuisible

Donc la méthode forfaitaire est applicable; les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

α = Q / (G+Q) = 0.45



Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	23.43	15.63	4.68	14.05	19.62	23.98
B-C	23.43	15.63	14.05	4.68	23.98	19.62

Tableau III.4. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)(Bloc B et C).

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	16.52	11.02	3.30	9.91	13.83	16.90
B-C	16.52	11.02	9.91	3.30	16.90	13.83

Tableau III.5. Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)(Bloc B et C).

❖ **Bloc A :**

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	23.43	15.63	4.68	11.71	20.16	23.43
B-C	23.43	13.29	11.71	9.37	22.34	21.25
C-D	23.43	13.29	9.37	9.37	21.80	21.80
D-E	23.43	13.29	9.37	9.37	21.80	21.80
E-F	23.43	13.29	9.37	9.37	21.80	21.80
F-G	23.43	13.29	9.37	11.71	21.25	22.34
G-H	23.43	13.29	11.71	4.68	23.43	20.16

Tableau III.6. Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELU)(Bloc A).

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	16.52	11.02	3.30	8.26	14.21	16.52
B-C	16.52	9.37	8.26	6.60	15.75	14.98
C-D	16.52	9.37	6.60	6.60	15.37	15.37
D-E	16.52	9.37	6.60	6.60	15.37	15.37
E-F	16.52	9.37	6.60	6.60	15.37	15.37
F-G	16.52	9.37	6.60	8.26	14.98	15.75
G-H	16.52	9.37	8.26	3.30	16.52	14.21

❖ **Tableau III.7.** Différentes sollicitations dans la poutrelle à sept travées (ELS) (BlocA).

Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	23.43	15.63	4.68	11.71	20.16	23.43
B-C	23.43	13.29	11.71	11.71	21.80	21.80
C-D	23.43	15.63	11.71	4.68	23.43	20.16

Tableau III.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU) (Bloc A).

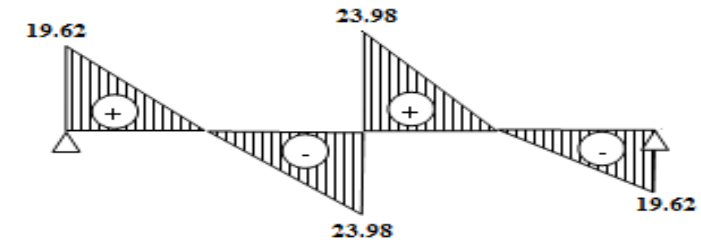
Travée	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	16.52	11.02	3.30	8.26	14.21	16.52
B-C	16.52	9.37	8.26	8.26	15.37	15.37
C-D	16.52	11.02	8.26	3.30	16.52	14.21

Tableau III.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS) (Bloc A).

III.2.3.4.Représentation des sollicitations :

- **bloc B et C :**

T(kN) :



M(kN.m) :

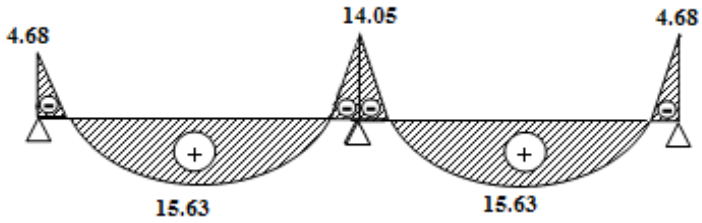


Fig.III.15. Différents efforts dans la poutrelle à deux travée (ELU) (Bloc B et C).

M(KN.m) :

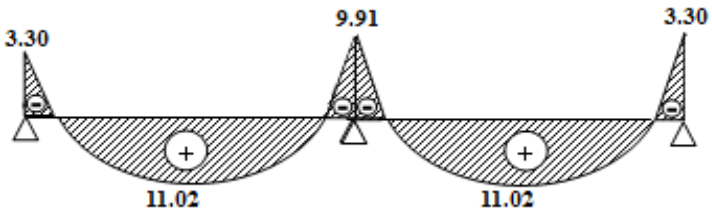


Fig.III.16. Diagramme du moment (ELS) (Bloc B et C).

❖ **Bloc A**

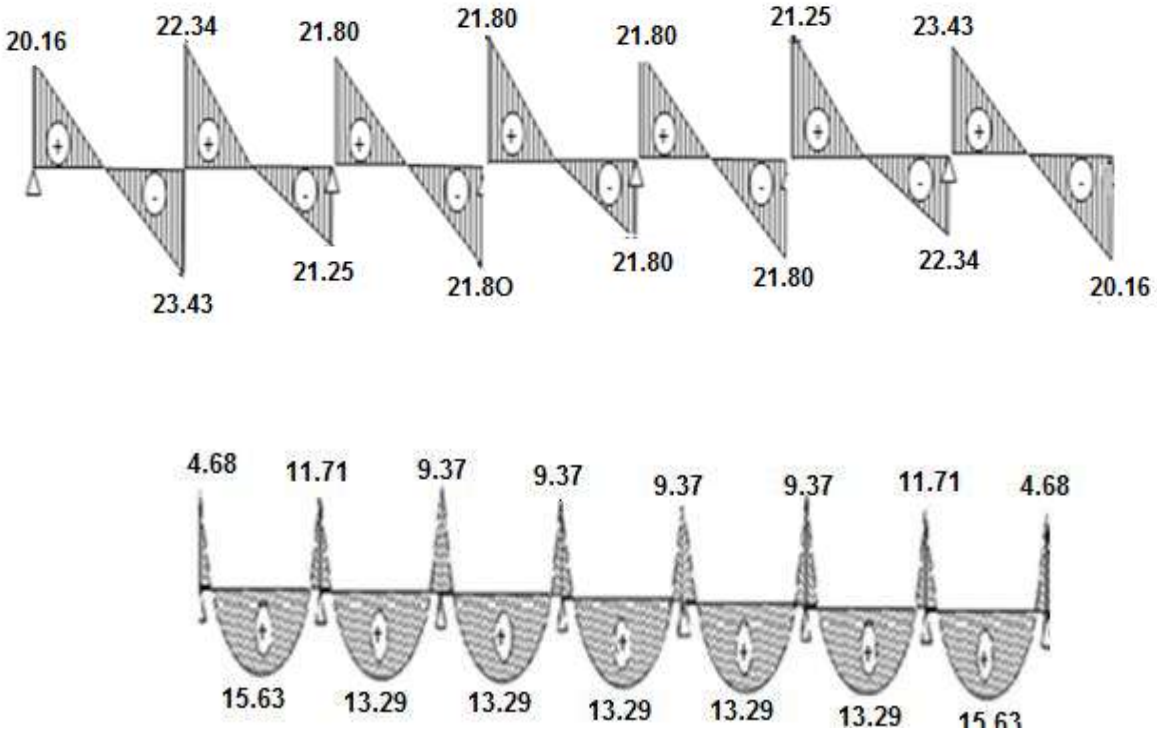


Fig.III.17. Différents efforts dans la poutrelle à sept travée (ELU)(Bloc A).

M(KN.m) :

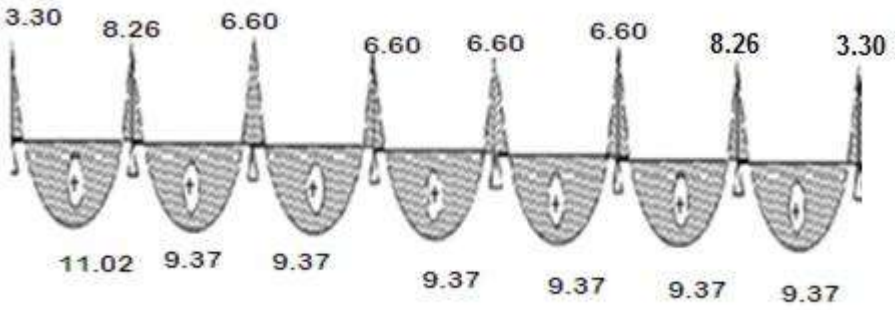
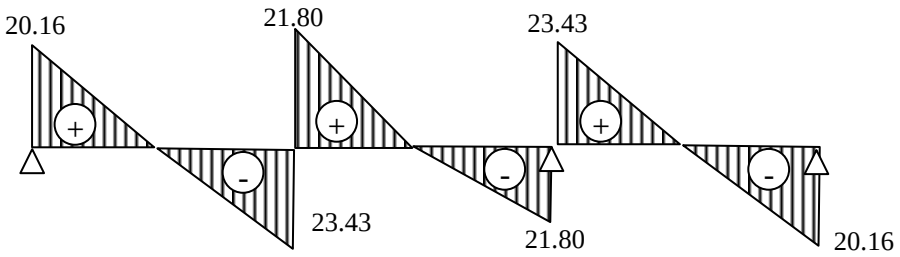


Fig.III.18. Diagramme du moment (ELS) (Bloc A).

T(kN)



M(kN.m)

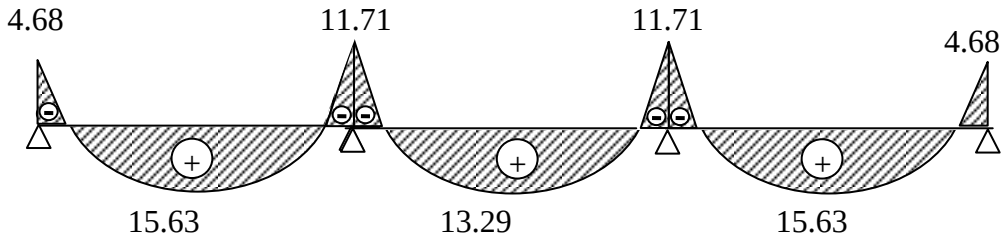


Fig.III.19. Différents efforts dans la poutrelle à trois travée (ELU) Bloc A).

M(kN.m)

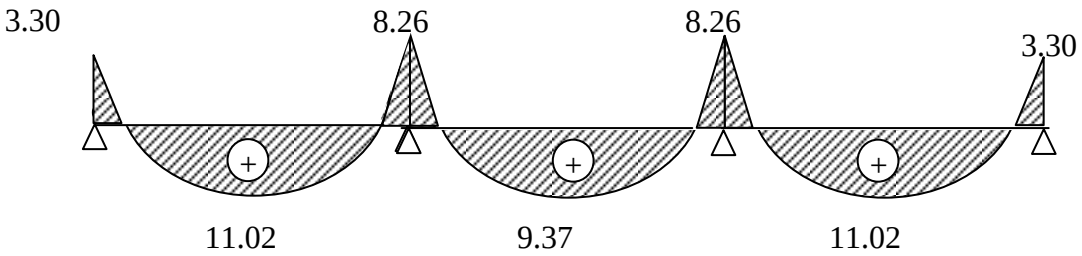


Fig.III.20. Diagramme du moment (ELS) (Bloc A).

III.3.3.5.Ferraillage des poutrelles :

❖ **Bloc BetcC:**

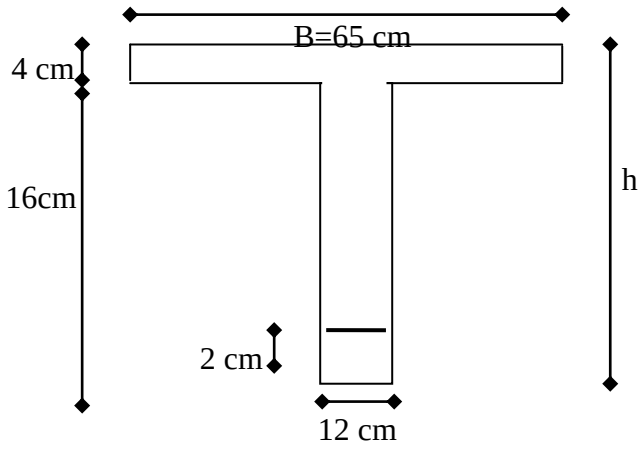
➢ **Poutrelles à deux travées :**

c'est le cas le plus défavorable.

M_{tmax}= 15.63 kN.m

M_{amax}= 14.05 kN.m

T_{max}= 23.98 kN



✓ **Position de l'axe neutre :**

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec :b=65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm ;c= 2 cm;

$$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 59.07 \text{ kN.m}$$

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)=(65×20) cm² en flexion simple.

L'ELU :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{15.63.10^3}{14.2 \cdot 65 \cdot 18^2} \Rightarrow \mu = 0.052 < \mu_l = 0.392 \qquad \text{Donc} \quad A' = 0$$

Tableau : ß=0.973$\Rightarrow$ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 2.56 cm².

On adopte: **A=2T12+1T10=3.04 cm².**

Conditions de non fragilité : (CBA93)

$A = 3.04 \text{ cm}^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{b \text{x} h}{1000} = 1.30 \text{ cm}^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 3.04cm².

- **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b_0×h) = (12×20) cm²

M_{app}=14.05 kN.m

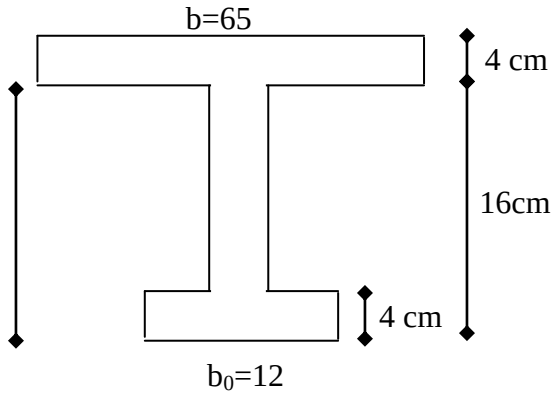
Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{Ma}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14.05 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.254 < \mu_l = 0.392$$

Donc A'=0

Tableau : ß=0.851 $\Rightarrow$ A= $\frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 2.63 cm².

On adopte: **A = 2T14 = 3.08 cm²**



18

- ✓ **Conditions de non fragilité :**

A= > $A_{min=} \frac{B}{1000} = \frac{bxh}{1000}$ = 0.24 cm² **(C.V)**

- ✓ **Armatures transversales :**

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_{u\,max}$=23.98 kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{23.98x10^3}{120 \times 180} = 1.11 \text{ MPa.}$$

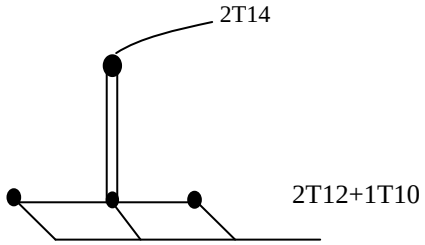


Fig. III.21. Ferraillage des poutrelles

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : τ_u =1.11 MPa <3.33 MPa **(C.V)**

- ✓ **Espacement S_t:**

$$S_t \leq \text{Min}\begin{cases} 0.9d \\ 40\text{cm} \end{cases} = (16.2;\ 40 \text{ cm})$$

Donc: St=15 cm.

- ✓ **Diamètre des armature transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right\} = \{5.7;14;12\} \text{ (mm)}$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow$ $\frac{\pi\phi_t^2}{4}$ =28.27 mm²

a_t : section d'une barre; n_t:nombre des barres

a_t=0.28 cm² et n_t=2 => $A_t = a_t n_t$=0.56 cm².

- ✓ **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\,\text{MPa.} \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3Kf_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]} \right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.001 \textbf{ (C.V)}$$

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

Au voisinage de l'appui :

- ✓ **Appui de rive :**

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \leq b_0 \cdot a \cdot 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.60\text{kN}$$

Avec : a = Min[0.9 d ; (C-e-2)] =Min[16.2 ; 26] $\Rightarrow$ a=16.2 cm

$$V_u = A_l \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 109.21 \text{ kN} \Rightarrow V_u = 109.21 \text{ kN} < 129.60 \text{ kN} \quad \textbf{(C.V)}$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

- ✓ **Appui intermédiaire:**

$V_u+(M_u/0.9d)=23.98+[(-14.05)/(0.9x0.18)]= -62.74< 0$

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

$\sigma_{bmoy}=V_u/ab \leq \overline{\sigma} = 1.3f_{c28}/\gamma_b$ avec: $V_u = |V_{uG}| + |V_{ud}| = 43.60$ kN

σ_{bmoy}:la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

σ_{bmoy}=2.11MPa< $\overline{\sigma}$ =21.67 MPa. **(C.V)**

Donc, la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

- ✓ **Vérification à l'ELS :**
- ✓ **En travée :**

M_{ser}=11.02 kN.m

Position de l'axe neutre :

$$S_{xx'} = \frac{bh_0}{2} - 15A(d - h_0); A' = 0$$

on a : b=65 cm ; d=18 cm ; h_0=4 cm ; A=3.04 cm².

$$S_{xx'} = \frac{65 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 3.04 \cdot (18-4) = -118.4 < 0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante : $y_1^2 + Dy_1 - E = 0$ avec : $0 \leq y_1 \leq d$

$$D = \frac{2(b-b_0)h_0 + 30A}{b_0} \Rightarrow D = \frac{2(65-12)4 + 30(3.04)}{12} \Rightarrow D = 42.93$$

$$E = \frac{2(b-b_0)h_0^2 + 30Ad}{b_0} \Rightarrow E = \frac{2(65-12)4^2 + 30 \cdot 3.04 \cdot 18}{12} \Rightarrow E = 278.13$$

$\Rightarrow y_1 = 5.72$ cm.

$$I = \frac{1}{3}\left(by_1^3 - (b-b_0)(y_1-h_0)^3\right) + 15A(d-y_1)^2 \Rightarrow I = 10931.30 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I} \Rightarrow \sigma_b = \frac{11.02 \cdot 10^6 \cdot 57.2}{1093.31x10^4} \Rightarrow \sigma_b = 5.76 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$ **(C.V)**

- ✓ **Aux appuis:**

M_{ser} kN.m	A_u m^2	y_1 cm	I_G cm^4	K N/mm^3	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
9.91	3.08	8.53	6625.85	0.149	12.75	15.00	**(CV)**

Tableau III.11: Vérification à l'E.L.S aux appuis(Bloc B et C).

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

- ✓ **Etat limite de déformation :**

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0.0465 > 0.044 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0.0465 > \frac{11.02}{15 \cdot 16.52} = 0.044 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow 0.0141 > \frac{3,6}{400} = 0.009 & \textbf{(C.N.V)} \end{cases}$$

Puisque il y'a deux conditions, ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

- ✓ **Calcul de la flèche:**

M_{ser} = 11.02 kN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.04}{12.18} = 0.0141.$$

ρ = 1.41 % $\Rightarrow \beta_1 = 0.842$ (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 239.17 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 25}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0141} = 2.92$$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 1.17.$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho\sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0141 \cdot 239.17 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.76$$

- ✓ **Détermination de l'axe neutre:**

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b - b_0).h_0 + 15A} = 7.32\text{cm}$$

- ✓ **Moment d'inertie de la section totale:**

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h - y)^3\right] + \frac{(b - b_o)h_0^3}{12} + h_0(b - b_o)(y - h_0/2)^2 + 15A(y - d)^2 = 21207.79\text{cm}^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu} \Rightarrow I_{fi} = 7246.69 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} = 12348.38 \text{ cm}^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2\text{MPa}$; $E_v = 1/3\ E_i = 10819\text{MPa}$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{11.02 \times 4.30^2}{10.(32164.2x7246.69)} \Rightarrow f_i = 8.74 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{11.02 \times 4.30^2}{10(10819x12348.38)} \Rightarrow f_v = 15.25 \text{ mm.}$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 15.25 - 8.74 = 6.51$ mm

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

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 8.6$ mm.

Donc: $\Delta f_t = 6.51$ mm $< f_{Limite} = 8.6$ mm

Donc, on garde l'épaisseur de prédimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux.

M(kN.m)	A(cm²)	y (cm)	ρ	ß1	σs (MPa)	μ	λi	λv
11.02	3.04	7.32	0.0141	0.842	180.36	0.76	2.92	1.17
I (cm⁴)	**I_{fi} (cm⁴)**	**I_{fv} (cm⁴)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
21207.79	7246.69	12348.3	4.30	8.74	15.25	6.51	8.6	**C.V**

Tableau III.12: Récapitulation des résultats de la flèche(Bloc B et C).

- **Bloc A:**
- **Poutrelles à trois travées :**

c'est le cas le plus défavorable.

M_{tmax}= 15.63 kN.m

M_{amax}= 11.71 kN.m

T_{max}= 23.43kN

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

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec :b=65 cm ; h_0=4 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=18 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm ;c= 2 cm;

$M_0 = 65 \cdot 4 \cdot 14.2\left(18 - \frac{4}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 59.07$ kN.m

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)=(65×20) cm² en flexion simple.

✓ **A L'ELU :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{15.63.10^3}{14.2 \cdot 65 \cdot 18^2} \Rightarrow \mu = 0.052 < \mu_l = 0.392 \qquad \text{Donc} \quad A' = 0$$

Tableau : ß=0.973⇒ $A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2.56$ cm².

On adopte: **A=2T12+1T10=3.04 cm².**

Conditions de non fragilité : (CBA93)

$A = 3.04 \text{ cm}^2 > A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{bxh}{1000} = 1.30 \text{ cm}^2$ **(C.V)**

Donc, on adopte la section suivante : A = 3.04cm².

- **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire (b_0×h) = (12×20) cm²

M_{app}=11.71 kN.m

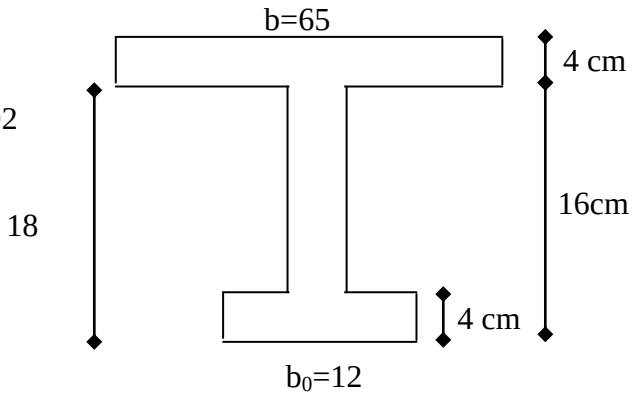
Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{Ma}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11.71 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.212 < \mu_l = 0.392$$

Donc A'=0

Tableau : ß=0.879 ⇒ $A = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2.12$ cm².

On adopte: **A = 2T14 = 3.08cm²**



✓ **Conditions de non fragilité :**

$A = > A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{bxh}{1000} = 0.24$ cm² **(C.V)**

✓ **Armatures transversales :**

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_{u\,max}$=23.43 kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\,max}}{b_0 \cdot d} = \frac{23.43x10^3}{120 \times 180} = 1.08 \text{ MPa.}$$

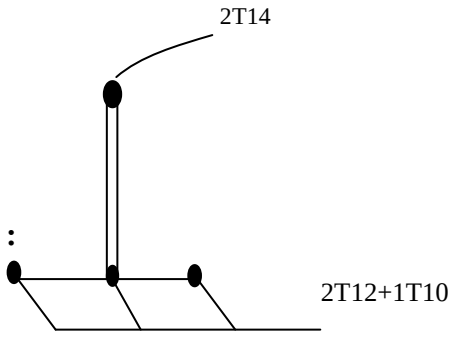


Fig. III.22. Ferraillage des poutrelles

La fissuration est peu nuisible :

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

Donc : τ_u =1.08 MPa <3.33 MPa **(C.V)**

Espacement S_t:

$$S_t \leq \text{Min}\begin{cases} 0.9d \\ 40\text{cm} \end{cases} = (16.2;\ 40 \text{ cm})$$

Donc: St=15 cm.

- **Diamètre des armature transversales ϕ_t :**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right\} = \{5.7;12\} \text{ (mm)}$$

On adopte $\phi_t \leq 5.71$, on prend : ϕ_t=6 mm $\Rightarrow \frac{\pi \phi_t^2}{4}$ =28.27 mm²

a_t : section d'une barre; n_t:nombre des barres

a_t=0.28 cm² et n_t=2 => $A_t = a_t n_t$=0.56 cm².

- **Vérifications nécessaires :**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4\text{MPa}. \Rightarrow \frac{56 \times 400}{120 \times 150} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \gamma_s \left(\frac{\tau_u - 0.3 K f_{t28}}{0.9 \cdot f_e [\cos\alpha + \sin\alpha]}\right) \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} = 0.003 > 0.001 \textbf{ (C.V)}$$

Avec: K=1 $\rightarrow$ flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales.

- ✓ **Au voisinage de l'appui :**
  - ✓ **Appui de rive :**

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot a} \leq \overline{\sigma_b} = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow Vu \leq b_0 \cdot a \cdot 0.4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 129.60\text{kN}$$

Avec : a = Min[0.9 d ; (C-e-2)] =Min[16.2 ; 26] $\Rightarrow$ a=16.2 cm

$$V_u = A_l \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 109.21 \text{ kN} \Rightarrow V_u = 109.21 \text{ kN} < 129.60 \text{ kN} \quad \textbf{(C.V)}$$

Donc, la contrainte dans la bielle vérifiée.

- ✓ **Appui intermédiaire:**

$V_u+(M_u/0.9d)=22.34+[(-11.71)/(0.9x0.18)]= -62.74< 0$

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

$\sigma_{bmoy}=V_u/ab\leq\overline{\sigma}=1.3f_{c28}/\gamma_b$ avec: $V_u=|V_{uG}|+|V_{ud}|=43.60$ kN

σ_{bmoy}:la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

$\sigma_{bmoy}=2.11MPa<\overline{\sigma}=21.67$ MPa. **(C.V)**

Donc, la contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui vérifiée.

- ✓ **Vérification à l'ELS :**

- o **En travée :**

$M_{ser}=11.02$ kN.m

- ✓ **Position de l'axe neutre :**

$$S_{xx'}=\frac{bh_0}{2}-15A(d-h_0);\ A'=0$$

on a : b=65 cm ; d=18 cm ; h_0=4 cm ; A=3.04 cm².

$$S_{xx'}=\frac{65\cdot 4^2}{2}-15\cdot 3.04\cdot(18-4)=-118.4<0$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure, et leur position déterminée par l'équation suivante : $y_1^2+Dy_1-E=0$ avec : $0\leq y_1\leq d$

$$D=\frac{2(b-b_0)h_0+30A}{b_0}\Rightarrow D=\frac{2(65-12)4+30(3.04)}{12}\Rightarrow D=42.93$$

$$E=\frac{2(b-b_0)h_0^2+30Ad}{b_0}\Rightarrow E=\frac{2(65-12)4^2+30\cdot 3.04\cdot 18}{12}\Rightarrow E=278.13$$

$\Rightarrow y_1=5.72$cm.

$$I=\frac{1}{3}\left(by_1^3-(b-b_0)(y_1-h_0)^3\right)+15A(d-y_1)^2\Rightarrow I=10931.30\ cm^4$$

$$\sigma_b=\frac{M_{ser}\cdot y_1}{I}\Rightarrow\sigma_b=\frac{11.02\cdot 10^6\cdot 57.2}{1093.31x10^4}\Rightarrow\sigma_b=5.76\ MPa.$$

$\overline{\sigma_b}=0.6f_{c28}\Rightarrow\overline{\sigma_b}=15\,MPa\Rightarrow\sigma_b<\overline{\sigma_b}$ **(C.V)**

- **Aux appuis:**

M_{ser} kN.m	A_u m^2	y_1 cm	I_G cm^4	K N/mm^3	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
8.26	3.08	8.53	6625.85	0.149	10.63	15.00	**(CV)**

Tableau III.13: Vérification à l'E.L.S aux appuis (Bloc A).

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

Etat limite de déformation :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{430} = 0.0465 > 0.044 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0.0465 > \frac{11.02}{15 \cdot 16.52} = 0.044 & \textbf{(C.V)} \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow 0.0141 > \frac{0,009}{400} = 0.009 & \textbf{(C.N .V)} \end{cases}$$

Puisque il y'a deux conditions, ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

Calcul de la flèche:

M_{ser} = 11.02 kN.m

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.04}{12.18} = 0.0141.$$

ρ = 1.41 % $\Rightarrow \beta_1 = 0.842$ (Tableau).

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot 10^6}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = 239.17 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.05 \cdot 25}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{65}\right)0.0141} = 2.92$$

$\lambda_v = 2/5\ \lambda_i = 1.17$.

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}} \Rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0141 \cdot 239.17 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.76$$

Détermination de l'axe neutre:

$$y = \frac{\frac{b_0.h^2}{2} + \frac{(b - b_0).h_0^2}{2} + 15A.d}{b_0.h + (b - b_0).h_0 + 15A} = 7.32cm$$

Moment d'inertie de la section totale:

$$I = \frac{b_0}{3}\left[y^3 + (h-y)^3\right] + \frac{(b-b_o)h_0^3}{12} + h_0(b-b_o)(y-h_0/2)^2 + 15A(y-d)^2 = 21207.79cm^4$$

$$I_{fi} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_i\mu} \Rightarrow I_{fi} = 7246.69\ cm^4$$

$$I_{fv} = 1.1\frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} = 12348.38\ cm^4$$

$E_i = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2MPa$; $E_v = 1/3\ E_i = 10819MPa$

$$f_i = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{11.02\times 4.30^2}{10.(32164.2x7246.69)} \Rightarrow f_i = 8.74\ mm$$

$$f_v = \frac{M_{ser}\cdot L^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{11.02\times 4.30^2}{10(10819x12348.38)} \Rightarrow f_v = 15.25\ mm.$$

$\Delta f_t = f_v - f_i \Rightarrow \Delta f_t = 15.25 - 8.74 = 6.51\ mm$

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

Avec: $F_{limite} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 8.6\ mm.$

Donc: $\Delta f_t = 6.51\ mm < f_{Limite} = 8.6\ mm$

Donc, on garde l'épaisseur de prédimensionnement, (**e=16+4cm**) du plancher à corps creux.

M(kN.m)	A(cm^2)	y (cm)	ρ	ß$_1$	σ_s (MPa)	μ	λ_i	λ_v
11.02	3.04	7.32	0.0141	0.842	180.36	0.76	2.92	1.17
I (cm^4)	**I_{fi} (cm^4)**	**I_{fv} (cm^4)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
21207.79	7246.69	12348.3	4.30	8.74	15.25	6.51	8.6	**C.V**

Tableau III.14: Récapitulation des résultats de la flèche(Bloc A).

III.3.4.Ferraillage de la table de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle; on prévoit un ferraillage an quadrillage.

D'après l'article [B.6.8.4.2.3]; le règlement CBA 93 exige que les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

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

Armatures:

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

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

At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

Donc: $A_t \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 cm^2$

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

On choisit un treillis soudé : **TLE520 ; f_e=520 MPa ; ϕ=6mm.**

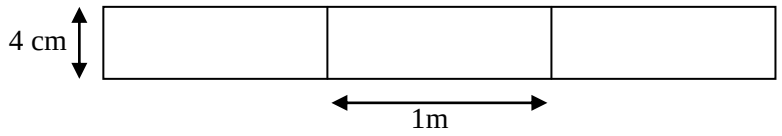


Fig.III.23. Schéma de la Table de compression

III.4.LES COUPOLES

III.4.1.INTRODUCTION

Les coupoles sont des coques destinées à couvrir un espace de forme la plupart du temps circulaire, mais aussi polygonal ou de toute autre forme.

Selon sa flèche, la coupole est *surbaissée*, en *plein cintre*, ou *surhaussée*. La forme de la méridienne peut être très variée.

En principe, la coupole une coque mince, généralement de révolution, raidie ou non par des nervures, soit méridiennes, soit parallèles, soit dans les deux sens. Elle est munie généralement d'une ceinture de base reposant sur des appuis soit continus, soit ponctuels.

Classification :

On peut classifier :

Selon la forme en plan :

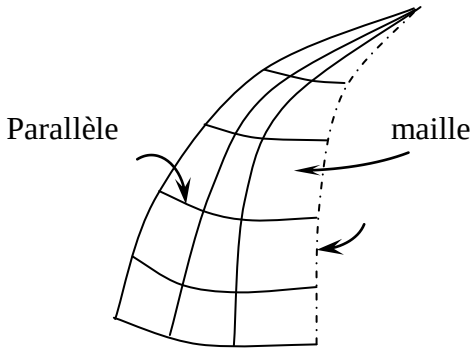
- Sur plan circulaire (coupole de révolution) ;
- Sur plan elliptique (coupole elliptique) ;
- Sur plan polygonal (coupole polygonale).

Selon la forme de la méridienne :

- Circulaire ;
- Elliptique ;
- Parabolique ;
- ogive ;

méridienne

- Conique ;
- Forme d'égale résistance.



Selon la disposition au sommet :

- Coupole fermée ;
- Coupole ouverte (en anneau).

La coupole ouverte peut supporter à son sommet une autre coupole.

Selon la conception des rives inférieures :

- Coupole flexible ;
- Coupole à ceinture.

Selon la disposition constructive :

- Coupole d'épaisseur constante ;
- Coupole d'épaisseur variable ;
- Coupoles à nervures méridiennes
- Coupole à nervures parallèles ;
- Coupole à nervures orthogonales.

Selon le mode de construction :

- Coupole coulée sur cintre ;
- Coupole préfabriquée.

Selon la montée de la coupole :

- Coupole surbaissée ;
- Coupole en plein cintre ;
- Coupole surhaussée.

Les coupoles étudiées dans notre projet sont des coupole de forme en plan circulaire, fermée au sommet, à ceinture, d'épaisseur variable, coulée sur cintre. C'est en particulier une coupole surbaissée, avec :

	f (m)	r (m)	a (m)	φ (°)
Coupole I	6.30	6.45	6.45	88.65
Coupole II	1.86	2.00	2.00	85.84
Coupole II	1.00	1.50	1.62	67.38

La coupole étudiée sera réalisée en béton. Il est démontré en référence **[20],** que la loi de variation de l'épaisseur doit être tel que ; $e = e_0 \exp(\frac{2z}{R_0})$

Avec : e_0 : épaisseur au sommet

z : cote du parallèle en dessous du sommet

R_0 : le rayon de courbure au sommet

Le tableau ci-dessous donne l'épaisseur e En fonction de z (z, R_0 , e_0) sont exprimés dans la même unité) :

z	0	$0.1R_0$	$0.2R_0$	$0.3R_0$	$0.4R_0$	$0.5R_0$	$0.6R_0$	$0.7R_0$	$0.8R_0$	$0.9R_0$	R_0
e	e_0	$1.22e_0$	$1.49e_0$	$1.82e_0$	$2.21e_0$	$2.71e_0$	$3.32e_0$	$4.05e_0$	$4.95e_0$	$6.04e_0$	$7.38e_0$

Z=13.04m

R_0*=22.53*

e_0 =10cm

Donc

$$z = 0.6R_0$$

$$e = 3.32e_0$$

d'où :

e=30cm (épaisseur à la base de la coupole)

et e_{moy} *=20cm*

Récapitulations :

$$\begin{cases} e_{Sommet} = 10cm \\ e_{Base} = 30cm \\ e_{moy} = 20cm \end{cases}$$

Il existe plusieurs méthodes de calcul des coques de révolution **[20]** ; on peut citer :

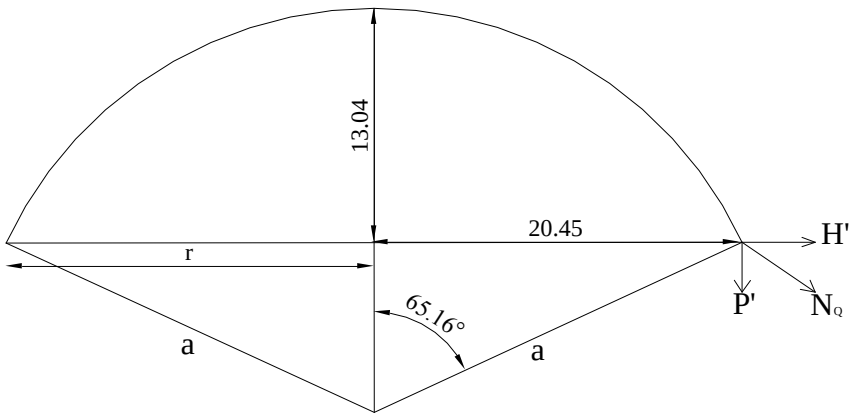
- ☞ Méthode de la Membrane; C'est un méthode basée sur un calcul rigoureux tenant compte des flexions.
- ☞ Flexion des Coupoles; la formulation mathématique utilisée, tient compte de la modification de l'état des contraintes de membrane dans l'anneau circulaire immédiatement voisin de la ceinture.
- ☞ Les méthodes Pratiques ; ce sont des méthodes applicables seulement dans certains cas particuliers. Les unes concernent les coupoles surbaissées, les autres les coupoles surhaussées.

III.4.2.METHODE PRATIQUE DE CALCUL DES COUPOLES SURBAISSEE

Dans notre cas la coupole est sphérique d'épaisseur moyenne e_{moy} =20cm,

Soit g le poids propre Par unité de surface;

Surface de la coupole (Calotte sphérique) $S = 2.\pi.a.f$ (a= rayon de la sphère)



Poids total : $P = 2.\pi.a.f.g$

Et par mètre de pourtour :

$$p' = \frac{2.\pi.a.f.g}{2.\pi.r} = \frac{g.a.f}{r}$$

Mais :

$$a = \frac{r^2 + f^2}{2f} \qquad car \qquad r^2 = f(2a - f)$$

D'où :

$$p' = \frac{g.f(r^2 + f^2)}{2.f.r} = \frac{g.(r^2 + f^2)}{2..r}$$

L'effort normal aux naissances étant tangent à la coupole, on a : $tg\varphi = \frac{r}{a-f} = \frac{P'}{H'}$

$$\Rightarrow \frac{H'}{a-f} = \frac{P'}{r}$$

D'où :

$$H' = \frac{gf(r^2 + f^2)}{2fr} \cdot \frac{a - f}{r}$$

Mais :

$$a - f = \frac{r^2 + f^2}{2f} - f = \frac{r^2 - f^2}{2f}$$

Donc :

$$H' = \frac{gf(r^2 + f^2)}{2fr} \cdot \frac{r^2 - f^2}{2fr} = \frac{g(r^4 - f^4)}{4fr^2}$$

Pour un surbaissement important, f^4 est négligeable devant r^4 On a alors :

$$H' = \frac{gr^2}{4f}$$

Avec l'effort H' ainsi calculé, On déterminera, la traction dans la ceinture :

$$T = H'.r$$

Et la section d'acier dans la ceinture :

$$A_S = \frac{T}{\sigma_S}$$

L'effort de compression méridien vaut :

$$N_\varphi = \sqrt{H'^2 + P'^2}$$

Et sert à vérifier la contrainte de compression dans le sens d'un méridien :

$$\sigma_{C2} = \frac{N_\varphi}{b.e} = \frac{N_\varphi}{100.e} \quad \text{.....(1)}$$

III.4.3. FERRAILLAGE DE LA CEINTURE

III.4.3.1 FERRAILLAGE EN TRACTION (SOUS L'EFFET DES CHARGES STATIQUES).

On néglige dans ce qui suit la flexion de la ceinture et on suppose qu'elle travaille en traction simple.

On prend la coupole le plus sollicité : (coupole de bloc centrale f=6.30 m ;r =6.45m)

- ***Evaluation des charges***

Le calcul du couple est statique sous les charges suivantes :

Charge permanentes :

- Poids propre de la coupole : $e_{moy} x \rho_{béton}$ =0.2x25= 5 kN/m² ;
- Etanchéité, isolation : 0.4 kN/m².

G_t=5+0.4=5.4 kN/m²

Charge d'exploitation :

Q=1 kN/m²

ELU : $1.35Gt + 1.5Q$ **= *9.54 kN/m²***

$\Rightarrow$ g = 9.54 kN/m^2

$$\underline{p'} = g\frac{r^2 + f^2}{2r} = 9.54\frac{6.45^2 + 6.30^2}{2(6.45)} = \underline{60.10 kN/ml}$$

$$\underline{H'} = g\frac{r^2}{4f} = 9.54\frac{6.45^2}{4(6.30)} = \underline{15.74 kN/ml}$$

Or $\underline{T} = H'r = 15.74\,(6.45) = \underline{101.52\ kN}$

$$\Rightarrow \underline{A_S} = \frac{T}{\sigma_s} = \frac{T}{f_e/\gamma_s} = \frac{101.52.10^3}{348} = \underline{2.91 cm^2}$$

A_S = 4HA12 = 4.52 cm^2

- ***Vérification à ELS***

ELS : $Gt + Q$ **= *6.54 kN/m²***

$\Rightarrow$ g' = 6.54 kN/m^2

$$\underline{H_{Ser}'} = g'\frac{r^2}{4f} = 6.54\frac{6.45^2}{4(6.30)} = \underline{10.79 N/ml}$$

$$\underline{T_{ser}} = H_{Ser}'r = 10.79\,(6.45) = \underline{69.59\ kN}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = 56.7 MPa \prec 240 MPa \\ \sigma bc = 0.04 MPa \prec 15 MPa \end{cases}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

-vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

τ_u =1.07Map $\leq$3.26Mpa

III.4.4. FERRAILLAGE DE LA COQUE

III.4.4.1. VALEURS MINIMALES, PRINCIPALES VERIFICATIONS ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

A. Le pourcentage minimale d'armature est de 0.25% à 0.35%

B. L'espacement St entre deux barres parallèles ne doit pas dépasser : $S_t^{par.} \leq \min(20\,cm, 3e)$, ce qui donne $S_t^{par.} = 20cm$ dans notre cas.

C. La contrainte de compression sera vérifiée uniquement dans le sens méridien, ce qui s'écrit : $\sigma_{\max}^{c} \leq \sigma_{u\lim}$ ($\sigma_{u\lim} = 6.52\,MPa$, cette valeur correspond à celle calculée pour les voiles en chapitre V)

D. Pour les barres méridiennes qui sont rayonnantes, il faut les interrompre, une sur deux, en plusieurs endroits.

E. Le ferraillage calculé sera disposé en deux nappes

III.4.4.2. CONTRAINTES DE CALCUL

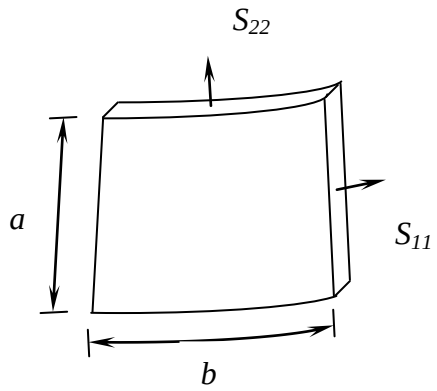
La coque de la coupole a été divisée en plusieurs éléments ***shell*** (1920 en tout). L'inter face graphique nous a permis de visualiser l'acuité des contraintes sur toute la surface de la coupole, sous différente combinaison de charge.

Le calcul se fera à quatre niveaux de la coque.

NOTA : S_{11} correspond à la contrainte normale selon les parallèles

S_{22} correspond à la contrainte normale selon les méridiens

La maille ci contre a une épaisseur égale à e.



Les quantités d'acier en traction sont données :

- Pour le sens parallèle par : $A_s^{par.} = \frac{S_{11}\, e\, a}{\sigma_s}$ sera répartie sur la section *exa*
- Pour le sens méridien par : $A_s^{mér.} = \frac{S_{22}\, e\, b}{\sigma_s}$ sera répartie sur la section *exb*

III.4.5. CALCUL DES ACIERS DE TRACTION

ACIERS PARALLELES $A_s^{par.}$

S_{11} (MPa)	exa (m^2)	A_S (cm^2)	A_{Smin} (cm^2)	CHOIX	$A_{S\ adopté}$ (cm^2)
2.35	**0.20**	**13.05**	**10**	**2x4T16**	**16.08**
0.41	**0.20**	**2.35**	**10**	**2x5T12**	**11.31**
0.38	**0.20**	**2.18**	**10**	**2x5T12**	**11.31**
0.24	**0.20**	**1.37**	**10**	**2x5T12**	**11.31**

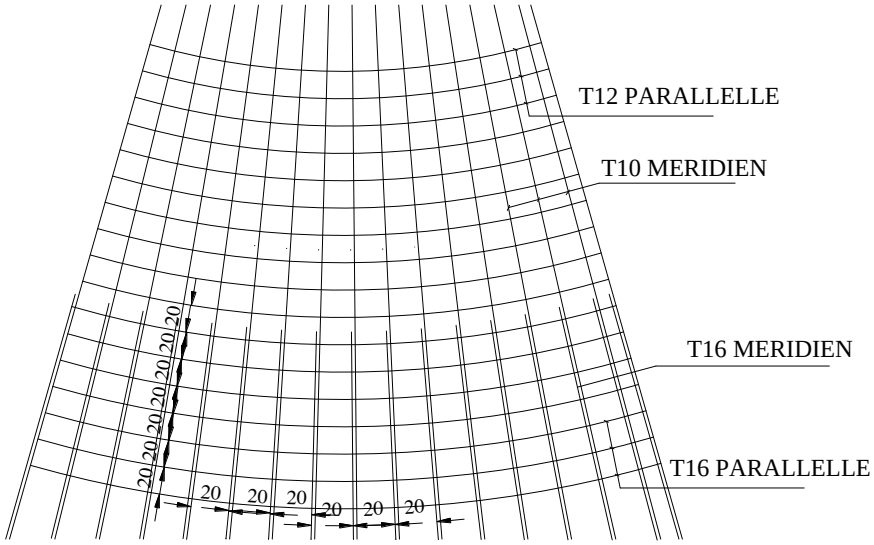
ACIERS MERIDIENS $A_s^{mér.}$

S_{22} (MPa)	exb (m^2)	A_S (cm^2)	A_{Smin} (cm^2)	CHOIX	$A_{S\ adopté}$ (cm^2)
3	**0.21**	**15.75**	**5.25**	**2x5T16**	**21.55**
1	**0.16**	**4**	**4**	**2x5T10**	**7.97**
1	**0.12**	**3**	**3**	**2x5T10**	**7.97**
0.3	**0.08**	**0.6**	**2**	**2x5T10**	**7.97**

III.4.6. PRECONISATION POUR LE COFFRAGE

Pour les coupoles aplaties, un seul coffrage inférieur est utile. Mais si le surbaissement est important, il faut prévoir un contre coffrage vers les retombées. Un contre coffrage est nécessaire lorsque le plan tangent fait avec le plan horizontal un angle supérieur à 35 ou 40°. Dans notre cas cet angle vaut 88.65°.

VI.4.7. DESSIN DE FERRAILLAGE



Chapitre IV

ETUDE dynamique

IV.1. Introduction :

Les tremblements de terre restent une menace pour l'homme et leur équipements, principalement à travers leurs effets directes sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Le calcule d'une structure l'égard de sa sécurité sismique consiste en l'évaluation des forces sismiques susceptibles d'engendrer des désordres.

IV.2. Modélisation :

- **Bloc A :**

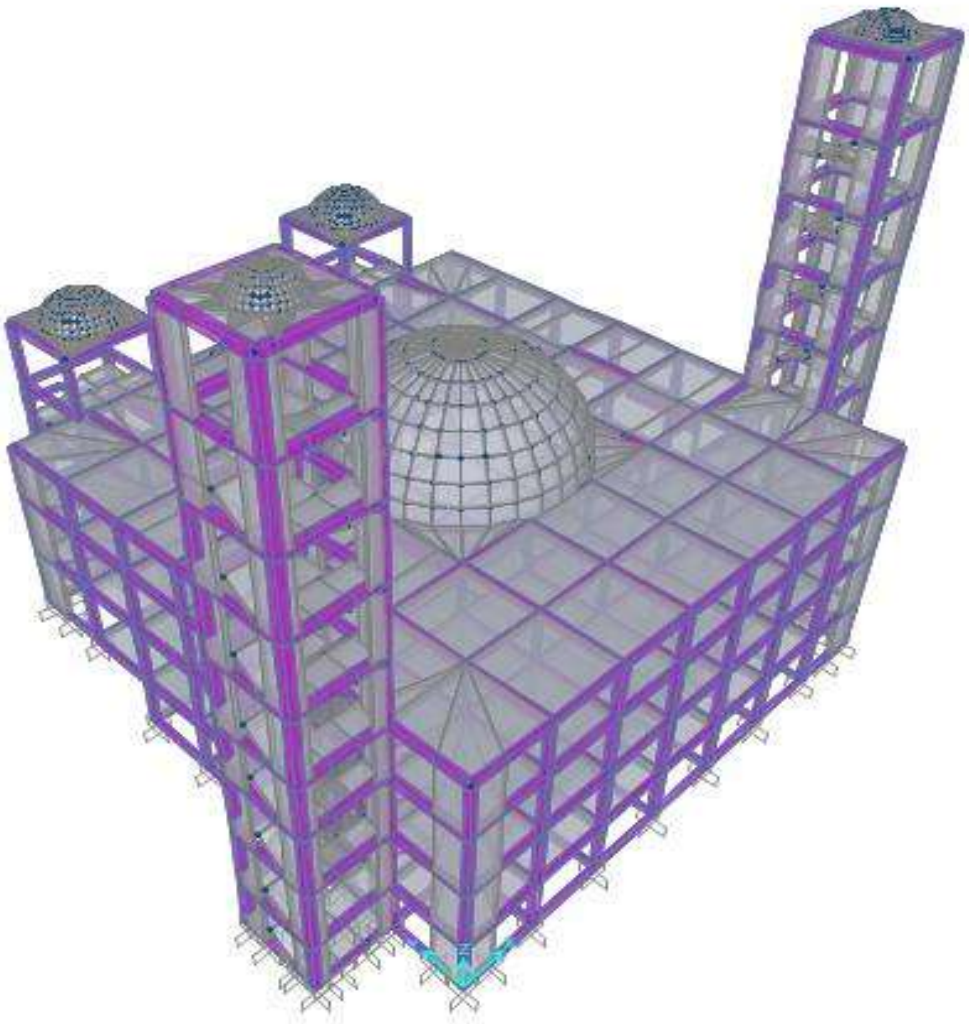


Figure IV.1. modélisation (bloc A)

❖ **Bloc B:**

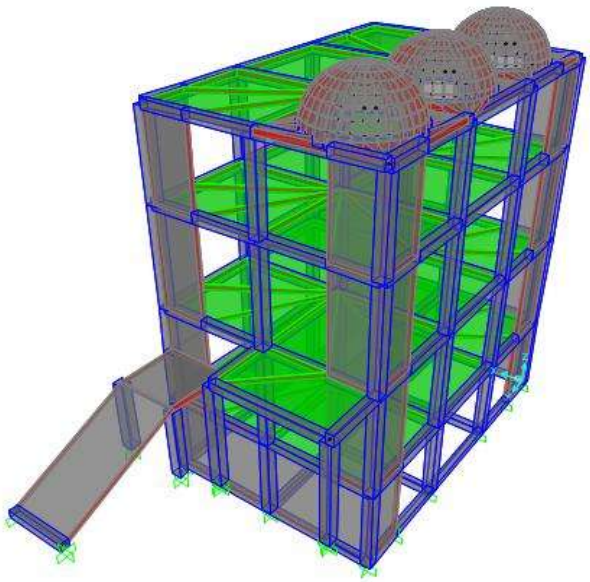


Figure IV.2. modilisation (bloc B)

❖ **Bloc C:**

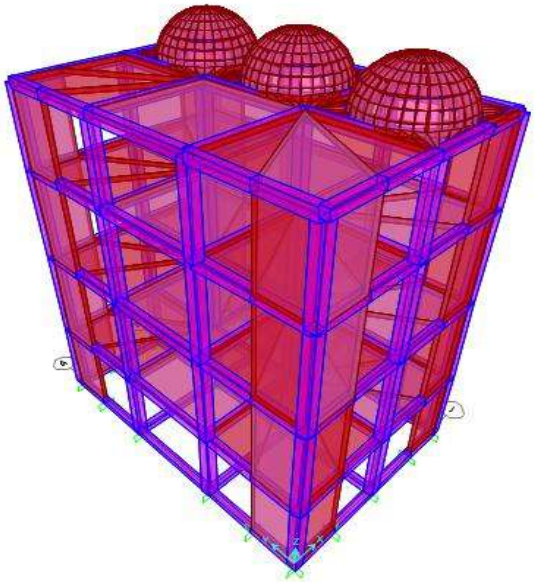


Figure IV.3. modilisation (bloc C)

IV.3.Caractéristiques dynamique de la structure:

Pour déterminer les efforts horizontaux d'origine sismique, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

IV.3.1 Centre de masse :

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe orthonormé, convenablement choisi, et défini par les relations suivantes :

$$X_{Gj} = \frac{\sum W_i \cdot X_i}{\sum W_i} \qquad \text{et} \qquad Y_{Gj} = \frac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i}$$

W_i : poids de l'élément (i) du niveau considéré.

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

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

IV.3.2 Centre de torsion :

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

$$X_{tj} = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum I_{yi}} \qquad \text{et} \qquad Y_{tj} = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi}}$$

I_{xi}, I_{yi} : moments d'inertie de la section transversale (du poteau ou voile) par rapport au repère global « ox ; oy » respectivement.

X_i, Y_i : coordonnées du point « i » par rapport au repère global choisi.

X_{tj} ,Y_{tj} : coordonnées de centre de torsion du niveau « j » par rapport au repère choisi.

❖ **Bloc A :**

Niveau (m)	Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse (kN)	XG (m)	YG (m)
35.36	0.052	0.1916	15.05	6.45	606.12	15.05	6.45
31.28	0.052	0.1916	15.05	6.45	489.38	15.05	6.18
27.2	0.052	0.1916	15.05	6.45	549.89	15.05	5.87
23.12	0.052	0.1916	15.05	6.45	571.75	15.05	5.96
19.04	0.0571	0.2013	14.8	10.98	1068.51	15.05	18.34
14.96	0.4239	0.5681	14.81	13.6	9430.12	15.21	15.28
11.56	0.4264	0.5706	14.83	13.86	10819.72	14.15	16.05
7.48	0.439	0.5831	14.97	13.95	15751.46	15.04	16.2
3.4	8.1401	0.4121	13.49	11.11	11598.44	15.05	11.35

Tableau IV. 1 . Centre de Rigidité & Centre de Masse (blocA)

❖ **Bloc B :**

Niveau (m)	Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse (kN)	XG (m)	YG (m)
3,4	0,3697	0,3697	4,31	6,58	2053,8	4,28	6,38
7,48	0,3739	0,3739	3,9	6,75	2312,25	4,11	7,15
11,56	0,3697	0,3697	4,3	6,18	2071,49	4,31	6,43
14,96	0,3697	0,3697	4,3	6,18	1309,04	4,39	6,44

Tableau IV. 2. Centre de Rigidité & Centre de Masse(bloc B)

❖ Bloc C :

Niveau (m)	Inertie et centre d'inertie				Masse et centre de Masse		
	∑ Ix (m4)	∑ Iy (m4)	XR (m)	YR (m)	Masse (kN)	XG (m)	YG (m)
3.4	0.3697	0.3697	4.29	6.43	2071.49	4.29	6.43
7.48	0.3697	0.3697	4.29	6.43	2108.05	4.29	6.43
11.56	0.3697	0.3697	4.3	6.45	2071.49	4.29	6.43
14.96	0.3697	0.3697	4.3	6.45	1309.04	4.21	6.44

Tableau IV. 3. Centre de Rigidité & Centre de Masse(bloc C)

IV.3.3Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :

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

- **Dimensions du bâtiment :**
  - **Bloc A :**

Longueur du bâtiment = 38.70 m

Largeur du bâtiment = 35.10 m

  - **Bloc B :**

Longueur du bâtiment = 8,60 m

Largeur du bâtiment = 20,10 m

  - **Bloc C:**

Longueur du bâtiment = 8.60 m.

Largeur du bâtiment = 12.90 m.

- **Excentricité admissible :**
  - **Bloc A :**

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 5.81 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 5.27 m

Niveau (m)	Excentricité		
	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
35.36	0	0	Ok
31.28	0	0.27	Ok
27.2	0	0.58	Ok
23.12	0	0.49	Ok
19.04	0.25	7.36	Non
14.96	0.4	1.68	Ok
11.56	0.68	2.19	Ok
7.48	0.07	2.25	Ok
3.4	1.56	0.24	Ok

Tableau IV. 4. calcul d'excentricité(bloc A)

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 1,29 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 3,02 m

Niveau (m)	Excentricité		
	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
3,4	0,03	0,2	Ok
7,48	0,21	0,4	Ok
11,56	0,01	0,25	Ok
14,96	0,09	0,26	Ok

Tableau IV.5: calcul d'excentricité(blocB)

❖ **Bloc C :**

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 1.29 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 1.94 m

Niveau (m)	Excentricité		
	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
3.4	0	0	Ok
7.48	0	0	Ok
11.56	0.01	0.02	Ok
14.96	0.09	0.01	Ok

Tableau IV. 6. calcul d'excentricité (bloc C)

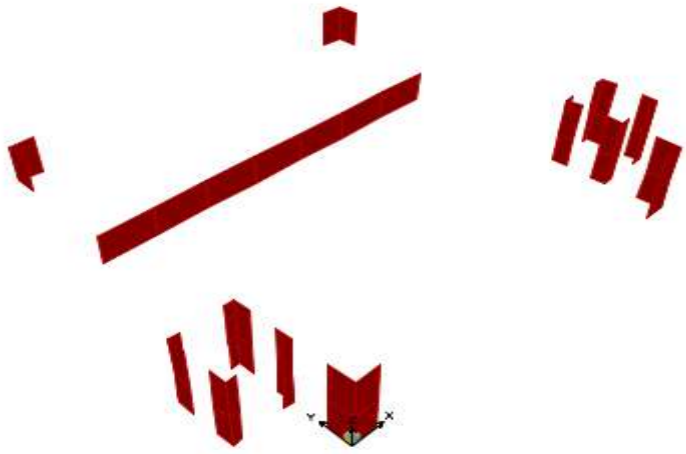


Figure IV.4: Disposition des voiles (bloc A)

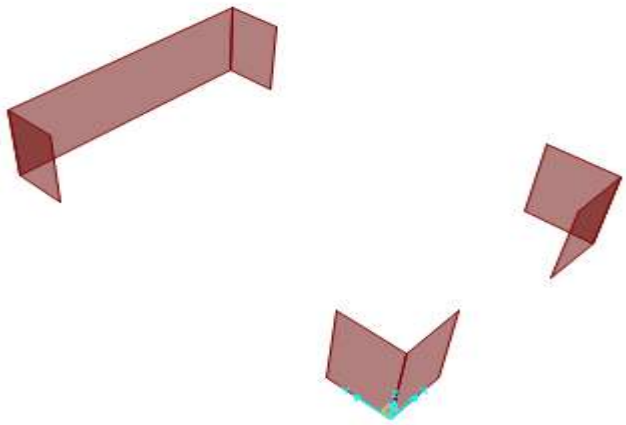


Figure IV.5. Disposition des voiles bloc(BetC)

IV.4 Etude dynamique :

IV.4.1 Introduction :

Lorsqu'une structure soumise à une sollicitation rapidement variable dans le temps et dans l'espace c'est-à-dire une sollicitation présentant un caractère dynamique, elle effectue une série d'oscillations forcées suivies par des oscillations libres et finissantes par s'amortir plus ou mois rapidement.

Le problème consiste à déterminer la réponse de la structure à une excitation donnée et son comportement à partir d'une modélisation adoptée.

IV.4.2 But de l'étude dynamique:

On se propose de déterminer les modes propres de vibration de la structure afin d'examiner son comportement dynamique et sur tout les déplacements engendrés par les forces dues à l'action sismiques ; pour cela on utilise le logiciel SAP 2000 qui dispose de trois modèles mathématiques fondamentaux :

- Modèle des nœuds maîtres.
- Modèle des plaques.
- Modèle des consoles.

On va utiliser le modèle de nœud maitre qui consiste à concentrer la masse de chaque plancher au niveau de centre de gravité.

IV.4.3. choix de la méthode du calcul dynamique

Selon le *RPA99 version 2003 (Art 4.1.1***),** ce calcul peut être mené suivant trois méthodes

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

Notre structure présente une hauteur dépassent 10m (groupe D'usage B_1 ; ZONE *IIb*), dans se cas les conditions d'applications de la méthode statique équivalente ne sont pas remplies : donc on a recours à la méthode d'analyse modale spectrale.

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

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R} & T_1\le T\le T_2\\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 0.3\text{ s}\\ 2.5\eta(1.25A)\frac{Q}{R}\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3\text{ s}\end{cases}$$

Avec :

S_a : Le spectre de réponse.

T_1 ; T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

A : coefficient d'accélération de zone.

η: facteur de correction d'amortissement $\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\xi}}\ge 0.7$.

Q : facteur de qualité donnée par la formule $\mathbf{Q = 1 + \sum P_q}$.

R : coefficient de comportement de la structure.

g : accélération de la pesanteur=10m/s^2

R : coefficient de comportement de la structure. (En fonction du système de contreventement)

T_1 ; T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité donnée par la formule $\mathbf{Q = 1 + \sum P_q}$.

Dans notre cas ; les valeurs des coefficients sont:

- A = 0.25 (groupe d'usage B_1; zone IIb : tableau 4.1)
- $Q=1+\sum_{}^{6}P_q$ (4.4)

❖ **Bloc A :**

	P_q			
	suivant x		suivant y	
Critère q	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1 Condition minimale sur les files de contreventement	0	-	0	-
2 Redondances en plan	0	-	0	-
3 Régularité en plan	0	-	0	-
4 Régularité en élévation	0	-	0	-
5 Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	-
6 Contrôle de la qualité de l'exécution	0	-	0	-
∑	0.00		0.00	

Tableau IV.7.calcul du facteur qualité(bloc A)

Donc : $Q = 1.00$

- $\eta = 0.882$ avec $\xi = 7\%$

- R = 5 (Mixte portiques/voiles avec interaction)

- Choix de site

$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$ ➔ Site S_3

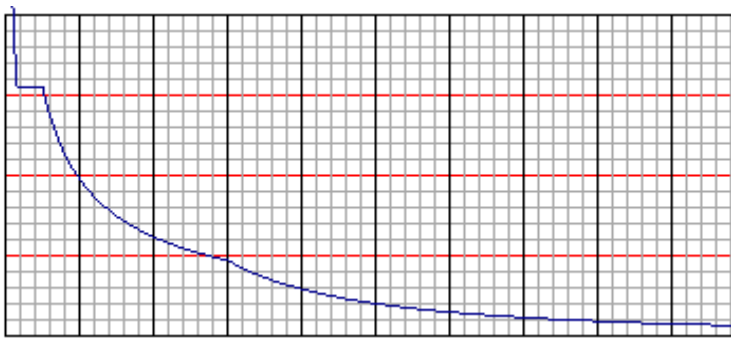


Figure IV.6 : spectre de réponse suivent x et y x et

❖ **Bloc B :**

	P_q			
	suivant x		suivant y	
Critère q	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1 Condition minimale sur les files de contreventement	0	-	0	-
2 Redondances en plan	-	0.05	0	-
3 Régularité en plan	0	-	0	-
4 Régularité en élévation	0	-	0	-
5 Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	-
6 Contrôle de la qualité de l'exécution	0	-	0	-
∑	0.05		0.00	

Tableau IV. 8 : calcul du facteur qualité (bloc B)

Donc : $Qx = 1.05$

$Qy = 1.00$

- $\eta = 0.882$ avec $\xi = 7\%$

R = 3.5 (VOILES PORTEURS)

Choix de site

$T_1 = 0.15$ s
$T_2 = 0.5$ s

➔ Site S_3

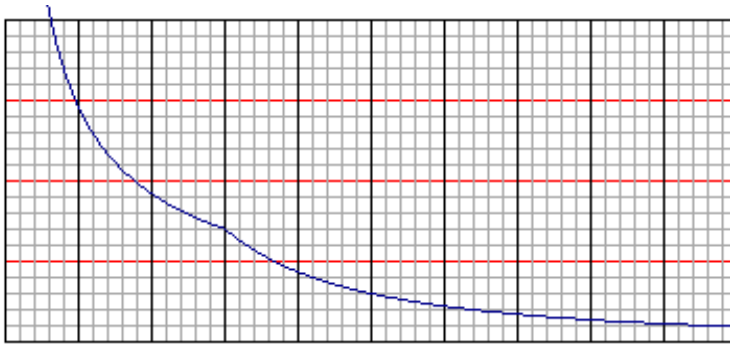


Figure IV.7. spectre de réponse suivent x et y

❖ **Bloc C :**

	P_q			
	suivant x		suivant y	
Critère q	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1 Condition minimale sur les files de contreventement	0	-	0	-
2 Redondances en plan	-	0.05	0	-
3 Régularité en plan	0	-	0	-
4 Régularité en élévation	0	-	0	-
5 Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	-
6 Contrôle de la qualité de l'exécution	0	-	0	-
∑	0.05		0	

Tableau IV. 9. calcul du facteur qualité(bloc C)

Donc : $Qx = 1.05$

$Qy = 1.00$

- $\eta = 0.882$ avec $\xi = 7\%$
- R = 3.5 (voile porteurs).

Choix de site

$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$ ➔ Site S_3

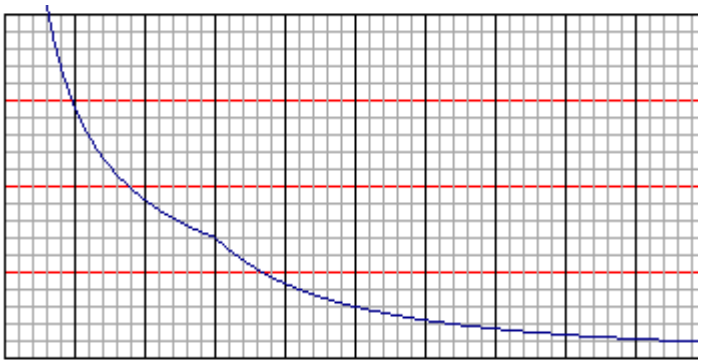


Figure IV.8. spectre de réponse suivent x et y

IV.4.4Justification du coefficient de comportement R - RPA version 2003 ►► [Art 3.5] ◄◄ :

❖ **Bloc A :**

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
35.36	100%	68.97%	31.03%	100%	2.02%	97.98%
31.28	100%	76.79%	23.21%	100%	25.93%	74.07%
27.2	100%	72.49%	27.51%	100%	21.84%	78.17%
23.12	100%	73.73%	26.27%	100%	20.83%	79.17%
19.04	100%	80.30%	19.70%	100%	26.93%	73.07%
14.96	100%	90.28%	9.73%	100%	38.84%	61.16%
11.56	100%	92.67%	7.33%	100%	28.40%	71.60%
7.48	100%	94.43%	5.57%	100%	28.86%	71.14%
3.4	100%	77.14%	22.86%	100%	2.29%	97.71%

Tableau IV. 10 . Justification du coefficient de comportement R Suivant x(bloc A)

Niveau (m)	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
35.36	100%	60.92%	39.08%	100%	3.05%	96.96%
31.28	100%	59.15%	40.85%	100%	9.76%	90.24%
27.2	100%	55.85%	44.15%	100%	8.49%	91.51%
23.12	100%	58.26%	41.74%	100%	8.44%	91.56%
19.04	100%	68.88%	31.12%	100%	15.03%	84.97%
14.96	100%	89.55%	10.46%	100%	29.51%	70.49%
11.56	100%	92.16%	7.84%	100%	20.78%	79.22%
7.48	100%	94.09%	5.91%	100%	19.39%	80.61%
3.4	100%	87.22%	12.78%	100%	1.75%	98.25%

Tableau IV. 11 . Justification du coefficient de comportement R Suivant y(blocA**)**

❖ **Bloc B :**

Etage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
14.96	100%	95,54%	4,46%	100%	0,00%	100,00%
11.56	100%	98,01%	1,99%	100%	0,00%	100,00%
7.48	100%	89,27%	10,73%	100%	0,00%	100,00%
3.4	100%	84,91%	15,09%	100%	0,00%	100,00%

Tableau IV. 12. Justification du coefficient de comportement R Suivant x (blocB)

Etage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
14.96	100%	97,08%	2,92%	100%	0,00%	100,00%
11.56	100%	87,45%	12,55%	100%	0,00%	100,00%
7.48	100%	90,05%	9,95%	100%	0,00%	100,00%
3.4	100%	87,48%	12,52%	100%	0,00%	100,00%

Tableau IV. 13. Justification du coefficient de comportement R Suivant y(blocB)

❖ **Bloc C :**

Etage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau(m)	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux (%)	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant Tx (%)	Tx /Poteaux (%)	Tx /Voiles (%)
14.96	100%	95.69%	4.31%	100%	0.00%	100.00%
11.56	100%	97.61%	2.39%	100%	0.00%	100.00%
7.48	100%	87.91%	12.09%	100%	0.00%	100.00%
3.4	100%	85.10%	14.90%	100%	0.00%	100.00%

Tableau IV. 14. Justification du coefficient de comportement R Suivant x(blocC)

Etage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Niveau(m)	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles (%)	Effort tranchant	Tx /Poteaux	Tx /Voiles (%)
14.96	100%	96.90%	3.11%	100%	0.00%	100.00%
11.56	100%	87.95%	12.06%	100%	0.00%	100.00%
7.48	100%	88.57%	11.43%	100%	0.00%	100.00%
3.4	100%	84.98%	15.02%	100%	0.00%	100.00%

Tableau IV. 15. Justification du coefficient de comportement R Suivant y(blocC)

IV.4.5.Vérification du comportement modale de la structure :

- **Bloc A :**

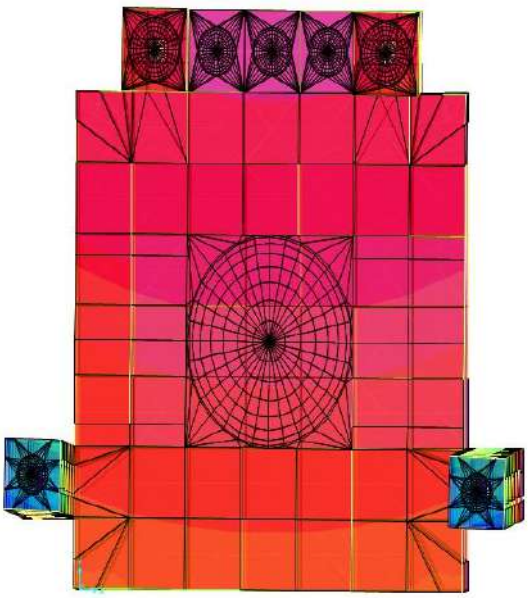


Figure IV.9. premier mode (blocA)

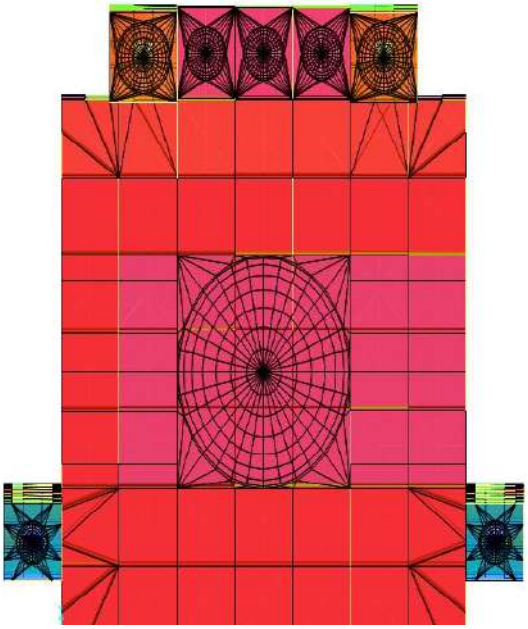


Figure IV.10 . deuxième mode(blocA)

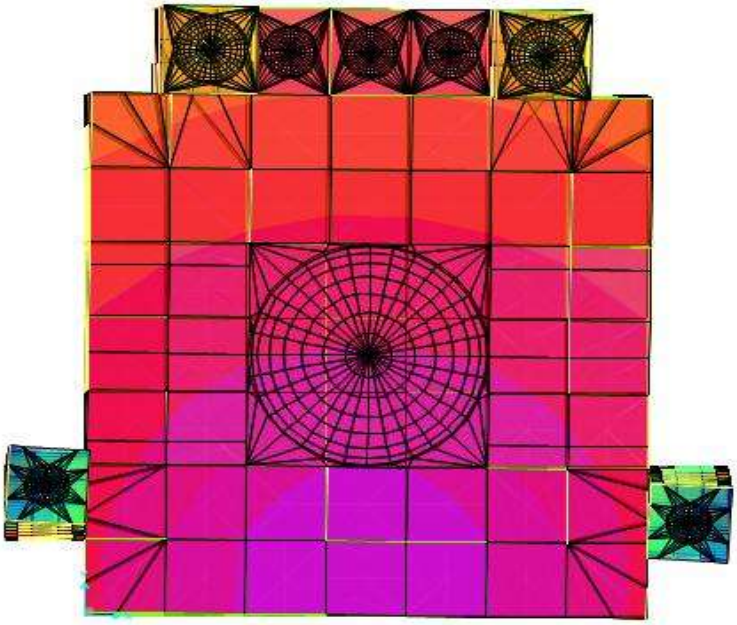


Figure IV.11. troisième mode bloc(A)

- ✓ **1ère mode :** c'est un translation suivant les deux directions X .
- ✓ **2ème mode :** c'est un translation suivant les deux directions Y.
- ✓ **3ème mode :** c'est une rotation pure autour de l'axe vertical Z.

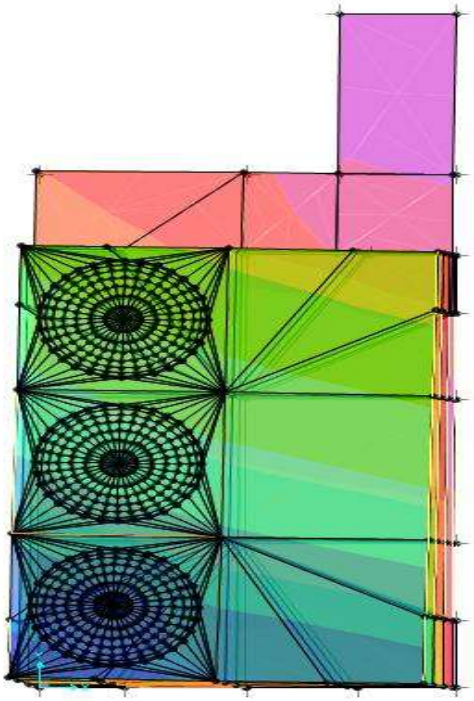


Figure IV.12 . premier mode(blocB)

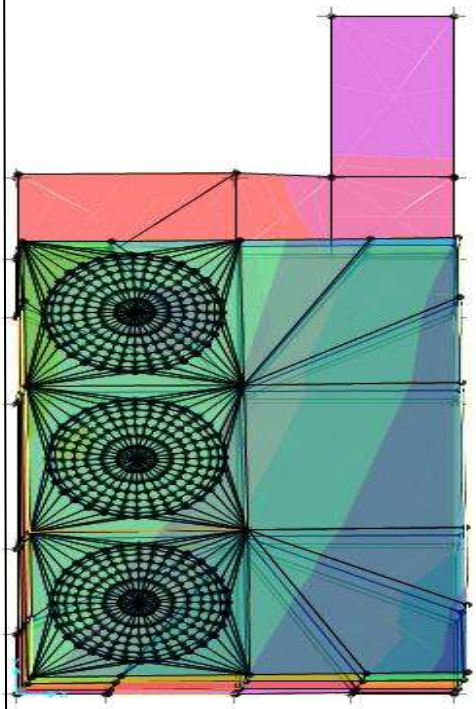


Figure IV.13 . deuxième mode(blocB)

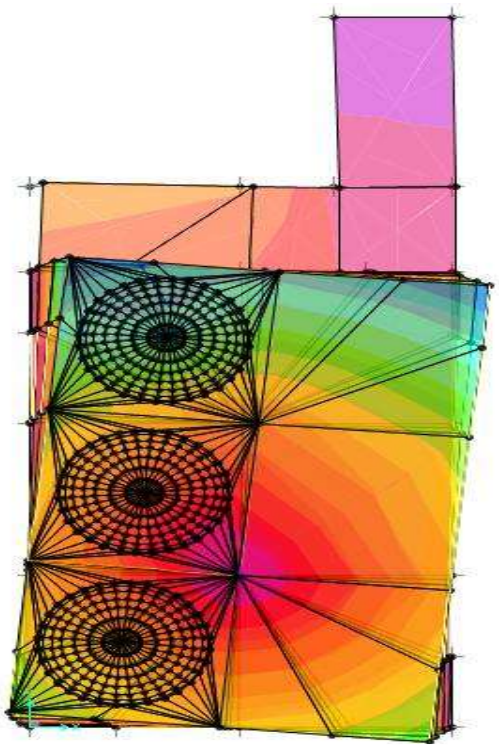


Figure IV.14. troisième mode (blocB)

- **1ère mode :** c'est un couplage suivant les deux directions X et Y.
- **2ème mode :** c'est un couplage suivant les deux directions X et Y.
- **3ème mode :** c'est une rotation pure autour de l'axe vertical.
- **Bloc C :**

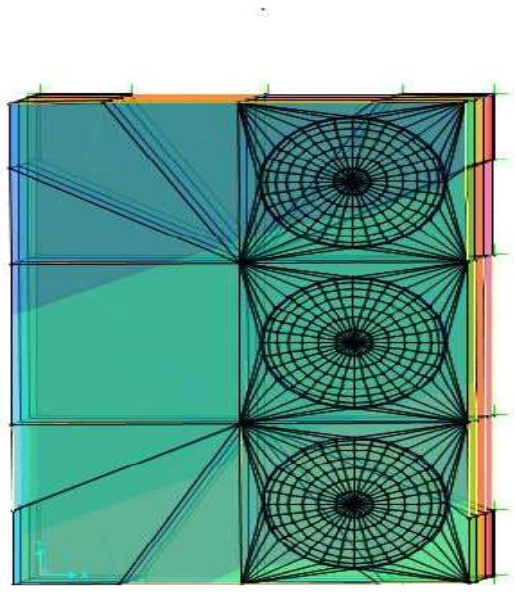


Figure IV.15 . premier mode (bloc C)

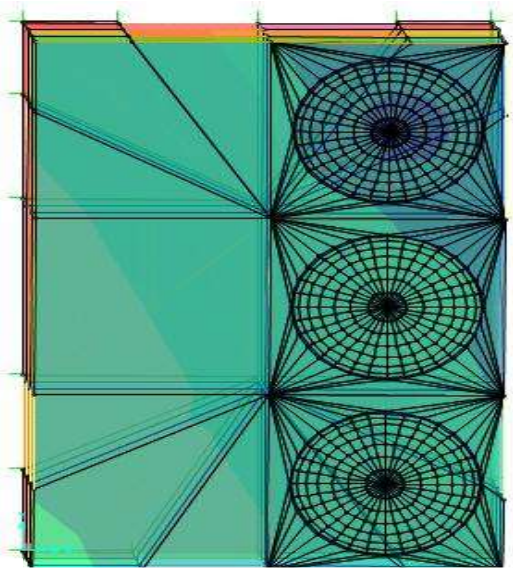


Figure IV.16. deuxième mode (blocC)

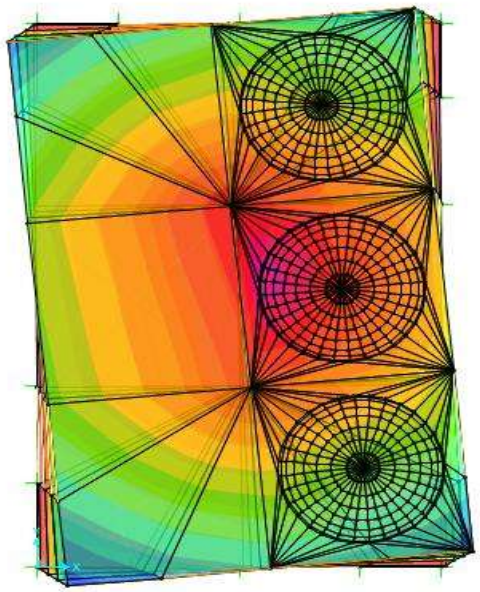


Figure IV.17. troisième mode (blocC)

- **1ère mode :** c'est un couplage suivant les deux directions X et Y.
- **2ème mode :** c'est un couplage suivant les deux directions X et Y.
- **3ème mode :** c'est une rotation pure autour de l'axe vertical.

IV.4.6. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique) :

- ✓ **Nombre de modes à considérer :**

Le nombre de modes à considérer et selon l'article 4.3.4 du RPA99 version 2003 est :

· 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. (***condition non vérifiée après 40 modes***)

- 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.

· 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 :

K=3$\sqrt{N}$ et T≤ 0,2sec

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T la période du mode K.

Pour la présente étude :

N=9 K= 3$\sqrt{9}$ =3*3=9

Donc : K= 9 mode et T=0,12 sec ≤ 0,20 sec **condition vérifiée .(pour le blocA)**

IV.4.6.1.Tableau de la participation massique (dissipation énergétique) :

❖ **Bloc A :**

modes	**Période (sec)**	Facteurs de Participation Massique (en%)			
		UX	**UY**	**UX cumule**	**UY cumule**
1	0.62	37.51%	0.00%	37.51%	0.00%
2	0.54	0.00%	42.65%	37.51%	42.65%
3	0.48	11.38%	0.00%	48.89%	42.65%
4	0.33	19.15%	0.00%	68.04%	42.65%
5	0.29	0.00%	24.59%	68.04%	67.25%
6	0.25	0.09%	0.01%	68.14%	67.26%
7	0.14	2.02%	0.00%	70.15%	67.26%
8	0.14	4.65%	0.00%	74.80%	67.26%
9	0.12	0.26%	0.00%	75.05%	67.26%

Tableau IV.16. Vérification de la participation massique(blocA)

❖ **Bloc B :**

	Period(Sec)	Facteurs de Participation Massique (en%)			
		UX	UY	UX cumule	UY cumule
1	0,40	56,13%	8,72%	56,13%	8,72%
2	0,30	7,05%	51,51%	63,18%	60,22%
3	0,21	3,06%	0,22%	66,23%	60,45%
4	0,09	21,35%	1,12%	87,58%	61,56%
5	0,08	2,17%	24,31%	89,75%	85,88%
6	0,07	0,06%	0,09%	89,81%	85,97%
7	0,06	0,00%	0,00%	89,82%	85,97%
8	0,06	0,05%	0,77%	89,87%	86,74%
9	0,05	0,08%	0,00%	89,94%	86,74%
10	0,05	0,01%	0,00%	89,95%	86,74%
11	0,04	0,79%	0,01%	90,74%	86,75%
12	0,04	0,14%	0,33%	90,88%	87,08%
13	0,04	3,74%	2,01%	94,62%	89,08%
14	0,04	1,85%	1,15%	96,47%	90,23%

Tableau IV.17. Vérification de la de participation massique(blocB)

-La participation massique atteint les 90% (dans le sens X) à partir du 11 mode.

-La participation massique atteint les 90% (dans le sens Y) à partir du 14 mode.

❖ **Bloc C:**

mode	période(sec)	Facteurs de Participation Massique (en%)			
		UX	UY	UX cumule	UY cumule
1	0.45	59.26%	11.91%	59.26%	11.91%
2	0.44	11.79%	59.23%	71.04%	71.15%
3	0.27	0.35%	0.08%	71.39%	71.23%
4	0.10	13.18%	5.20%	84.56%	76.42%
5	0.09	5.15%	13.26%	89.71%	89.68%
6	0.07	0.01%	0.00%	89.72%	89.68%
7	0.06	0.00%	0.03%	89.72%	89.71%
8	0.06	0.10%	0.09%	89.82%	89.80%
9	0.05	0.08%	0.00%	89.90%	89.80%
10	0.05	0.01%	0.00%	89.91%	89.80%
11	0.04	0.42%	0.01%	90.33%	89.81%
12	0.04	0.24%	0.10%	90.56%	89.91%
13	0.04	0.04%	1.14%	90.60%	91.04%

Tableau IV.18. Vérification de la de participation massique(bloc C).

-La participation massique atteint les 90% (dans le sens X) à partir du 11^{éme} mode.

-La participation massique atteint les 90% (dans le sens Y) à partir du 13^{éme} mode.

IV.4.7 vérification réglementaire :

IV.4.7 .1Vérification des périodes :

partir des formules empiriques appropriées de 30%.

[RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4]

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

$$T=0.09*h_N/\sqrt{D}$$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcule considéré.

h_N : hauteur mesuré en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

❖ **BLOC(A) :**

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0,51	0,61	0,66	oui
Y	0,53	0,61	0,68	oui

Tableau IV.19 Vérification des périodes (bloc A)

❖ **BLOC(B) :**

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0,45	0,40	0,58	Oui
Y	0,30	0,40	0,40	Oui

Tableau IV.20. Vérification des périodes (bloc B)

❖ **BLOC(C) :**

	$T_{empirique}(s)$	$T_{numérique}(s)$	$1.3*T_{emp}$	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0,45	0,45	0,58	oui
Y	0,37	0,45	0,48	oui

Tableau IV.21. Vérification des périodes (bloc c)

IV.4.7 .2Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (Art 4.3.6) :

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 [RPA99 version 2003 Art 4.2.6]

$$\text{Donc il faut vérifier que} \quad \frac{V_t}{V} > 0{,}8$$

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4.2.6]

$$\text{Donc il faut vérifier que} \quad \frac{V_t}{V} > 0{,}8$$

✓ **Calcul de la force sismique totale :**

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

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

❖ **Bloc A :**

Tel que :

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

D : facteur d'amplification dynamique moyen .

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T_2 = 0,50 s, T1 = 0,15 s ; tableau (4.7) (avec site S_3).

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

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

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

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

$T_X = 0{,}51s \qquad Ty = 0{,}53s$

$D_X = 2{,}17 \quad D_y = 2{,}12$

R=5 : coefficient de comportement global de la structure

Q =1.00 : facteur de qualité

W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad avec\ W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 1,00 (tableau 4.5)

W= 59612,967 *KN*

- ✓ **La force sismique V :**

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W = \frac{0,25x2,17x1,00}{5} \text{x}59612,967 = 6468\ kN$$

$$V = y\frac{A.D_X.Q_X}{R}.W = \frac{0,25x2,12x1,00}{5} \text{x}59612,967 = 6318.97\ kN$$

$$\frac{V_{tX}}{V} = \frac{3916,202}{6468}.100 = 60.54\% < 80\%$$

$$\frac{V_{ty}}{V} = \frac{4336,989}{6318.97}.100 = 68.63\% < 80\%$$

Donc on a majore la force dynamique

- ✓ **Calcul la coefficient de majoration**

Suivant x

$$\frac{0.8x6468}{3916,202} = 1.32$$

Suivant y

$$\frac{0.8x6318.97}{4336,989} = 1.16$$

Donc

$$\frac{V_{tX}}{V} = \frac{3916,202x1,32}{6468}.100 = 80\%$$

$$\frac{V_{ty}}{V} = \frac{4336,989x1,16}{6318.97}.100 = 80\%$$

❖ **Bloc B:**

A : coefficient d'accélération de zone =0.3 (tableau 4.1).

D : facteur d'amplification dynamique moyen .

$$D=\begin{cases}2{,}5\eta & 0\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

T_2 = 0,5 s, T1 = 0,15 s ; tableau (4.7) (avec site S_3).

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

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

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

$T=0{,}09h_n/\sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

$T_X=0.45s$

$Ty=0.3s$

$D_X=D_Y=2.20$

R=3.5 : coefficient de comportement global de la structure

Q_x =1.05 : facteur de qualité

Q_y =1.00 : facteur de qualité

W : poids total de la structure

$$W=\sum_{i=1}^{n}W_i \qquad avec\ W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

β = 1,00 (tableau 4.5)

W= 8671,192 *KN*

- ✓ **La force sismique V :**

$$V_X=\frac{A.D_X.Q_X}{R}.W=\frac{0{,}25x2{,}20x1{,}05}{3{,}5}x8671{,}192=1430.74\ kN$$

$$V_Y=\frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W=\frac{0{,}25x2{,}20x1{,}00}{3{,}5}x8671.192=1362.61kN$$

$$\frac{V_{tX}}{V}=\frac{1247{,}75}{1430.74}.100=87.21\%>80\%$$

$$\frac{V_{ty}}{V}=\frac{1173{,}41}{1362.61}.100=86.11\%>80\%$$

❖ **Bloc C:**

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

D : facteur d'amplification dynamique moyen .

$$D=\begin{cases}2{,}5\eta & 0\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

T_2 = 0,50 s , T1 = 0,15 s ; tableau (4.7) (avec site S_4).

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

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

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

$T=0{,}09h_n/\sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

$T_X=0.45s$

$Ty=0.37s$

$D_X=D_Y=2.20$

R=3.5 : coefficient de comportement global de la structure

Q_X =1.05 : facteur de qualité

$Qy=1.00$

W : poids total de la structure

$$W=\sum_{i=1}^{n}W_i \qquad avec\ W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

β = 1,00 (tableau 4.5)

W= 8155.85 *KN*

- ✓ **La force sismique V :**

$$V_X=\frac{A.D_X.Q_X}{R}.W=\frac{0{,}25x2{,}20x1{,}05}{3.5}\text{ x }8155.85=1345.71\ kN$$

$$V_y=\frac{A.D_y.Q_y}{R}.W=\frac{0{,}25x2{,}20x1{,}00}{3.5}\text{ x }8155.85=128163\ kN$$

$$\frac{V_{tX}}{V}=\frac{1345.71}{1356.67}.100=99.19\%>80\%$$

$$\frac{V_{ty}}{V}=\frac{1281.63}{1309.03}.100=97.90\%>80\%$$

IV.4.7.3 Vérifications du déplacement en tête du bâtiment :

❖ **Bloc A :**

δ_{ek} : déplacement théorique dû aux forces sismiques Fi

R : coefficient de comportement

✓ **Déformation sous l'effet de la force Ed**

δ x. R = 1,00 x 5 = 5cm < H/250 =1496/250 = 9.79 cm

δ y. R = 1.46 x 5 = 7.3cm < H/250 =2448/250 = 9.79 cm

❖ **Bloc B:**

$d = R\ \delta_{ek}$

δ_{ek} : déplacement théorique dû aux forces sismiques Fi

R : coefficient de comportement

δ x. R = 1.4 x 3,5 = 4,9 cm < H/250 =1496/250 = 5,98 cm

δ y. R = 0,69 x 3,5 = 2,4cm < H/250 =1496/250 = 5,98cm

❖ **Bloc C:**

$d = R\ \delta_{ek}$

δ_{ek} : déplacement théorique dû aux forces sismiques Fi

R : coefficient de comportement

δ x. R = 1.57 x 3.5 = 5.49 cm < H/250 =1496/250 = 5.98 cm

δ y. R = 1.50 x 3.5 = 5.25cm < H/250 =1496/250 = 5.98 cm

IV.4.7.4. Vérifications des déplacements inter-étage $d = R\ \delta ek \rightarrow R = 5$

❖ **Bloc A:**

Niveau	δ ek x cm	R* δek x cm	Δx cm	δek y cm	R* δ eky cm	Δy cm	Δ^{-} Cm	$\Delta<\Delta^{-}$ cm
35.36	3.29	16.47	2.12	3.03	15.17	2.21	4.08	ok
31.28	2.87	14.35	2.27	2.59	12.95	2.38	4.08	ok
27.2	2.42	12.08	2.42	2.11	10.57	2.44	4.08	ok
23.12	1.93	9.66	2.48	1.63	8.13	2.34	4.08	ok
19.04	1.43	7.17	2.14	1.16	5.79	1.89	4.08	ok
14.96	1.01	5.04	1.47	0.78	3.91	1.26	3.40	ok
11.56	0.71	3.57	1.97	0.53	2.65	1.57	4.08	ok
7.48	0.32	1.60	1.43	0.22	1.08	1.03	4.08	ok
3.4	0.03	0.17	0.17	0.01	0.05	0.05	3.40	ok

Tableau IV.22 . Vérification des déplacements inter-étage(blocA)

❖ **Bloc B:**

d = R δek → R = 3.5

Niveau	δ ek x cm	R* δek x cm	Δx cm	δek y cm	R* δ eky cm	Δy cm	$\bar{\Delta}$ Cm	Δ<$\bar{\Delta}$ cm
3,4	0,15	0,51	0,51	0,04	0,12	0,12	3,40	OK
7,48	0,54	1,90	1,39	0,17	0,59	0,46	4,08	OK
11,56	1,02	3,58	1,68	0,41	1,43	0,84	4,08	OK
14,96	1,41	4,92	1,34	0,62	2,19	0,76	3,40	OK

Tableau IV.23. Vérification des déplacements inter-étage(bloc B)

❖ **Bloc C:**

d = R δek → R = 3.5

Nivea	δ ek x cm	R* δ_{ek} x	Δx cm	δek y cm	R* δ eky cm	Δy cm	$\bar{\Delta}$ Cm	Δ<$\bar{\Delta}$ cm
3.40	0.16	0.56	0.56	0.15	0.51	0.51	3.40	ok
7.48	0.61	2.12	1.56	0.55	1.93	1.42	4.08	ok
11.56	1.14	4.00	1.88	1.04	3.65	1.73	4.08	ok
14.96	1.57	5.50	1.49	1.44	5.06	1.40	3.40	ok

Tableau IV.24 . Vérification des déplacements inter-étage(bloc C)

IV.4.7.5. Vérification de la stabilité au renversement :

✓ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

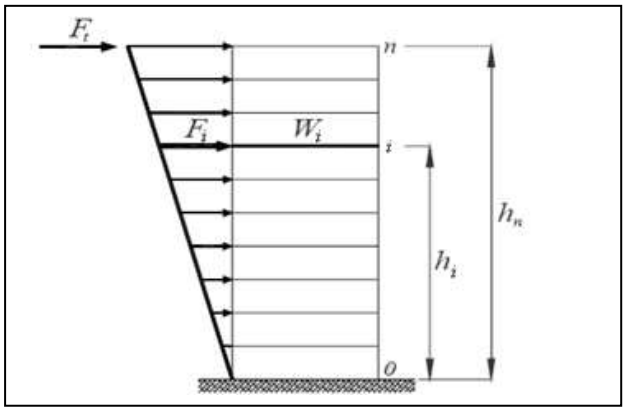


Figure IV.18. la distribution des forces sismique selon la hauteur

❖ **Bloc A :**

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & si\ T \ge 0{,}7\ s \\ 0 & si\ T < 0{,}7\ s \end{cases}$$

Niveau	h_i	$W_i.h_i$	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)
9	35.36	21432.40	249.16	244.86
8	31.28	15307.80	177.95	174.89
7	27.2	14957.00	173.88	170.88
6	23.12	13218.86	153.67	151.02
5	19.04	20344.43	236.51	232.43
4	14.96	141074.59	1640.05	1611.78
3	11.56	125075.96	1454.05	1429.00
2	7.48	117820.92	1369.71	1346.11
1	3.4	39434.69	458.44	450.54

Tableau IV.25 : forces sismiques suivant x et y(blocA)

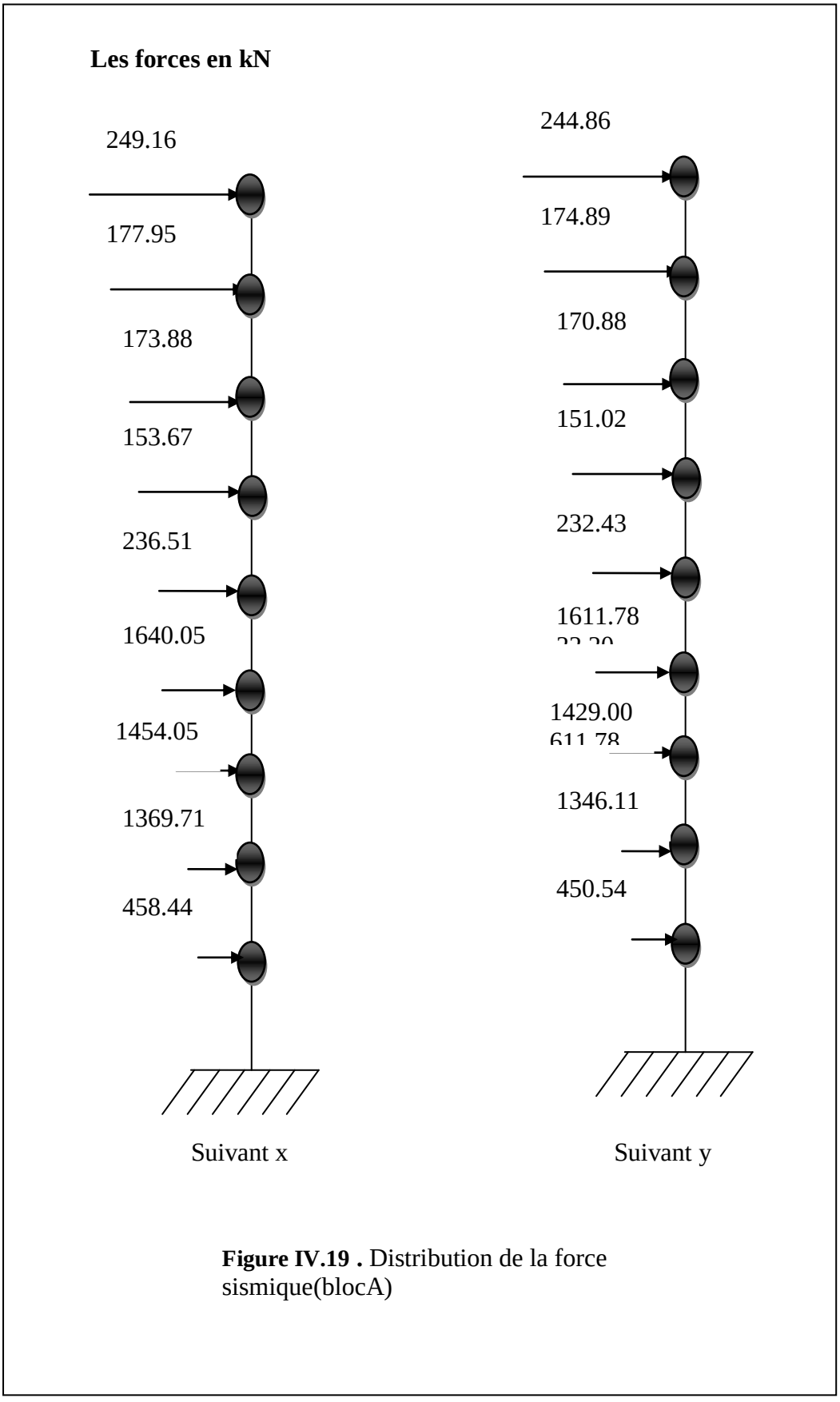


Figure IV.19 . Distribution de la force sismique(blocA)

✓ **Moment de renversement** :

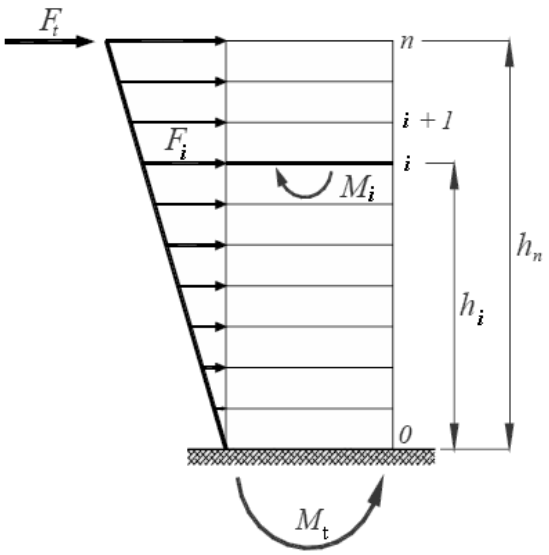


Figure IV.20. moment de reversement

$M_0 = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_i$ Avec :

F_i : la force distribuée en hauteur

h_i : la hauteur de l'étage par rapport au base 0

$M_i = h_i.F_i$

Le moment de renversement doit être équilibrée par

le moment de stabilité qu'est égale :

$M_{tx} = X_G.W_i$

$M_{tY} = X_Y.W_i$

Avec :

X_G , Y_G : les coordonnées de centre de géométrie

de la structure

W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

✓ **Moment de renversement suivant X :**

Niveau	h_i	F_{ix} (kN)	M_{ix} (kN.m)
9	35.36	249.16	8810.32
8	31.28	177.95	5566.58
7	27.2	173.88	4729.57
6	23.12	153.67	3552.96
5	19.04	236.51	4503.20
4	14.96	1640.05	24535.15
3	11.56	1454.05	16808.93
2	7.48	1369.71	10245.48
1	3.4	458.44	1558.71
		∑	80310.90

Tableau IV.26 . moment de reversement suivant x(blocA)

Niveau	h_i	F_{iy} (kN)	M_{iy} (kN.m)
9	35.36	244.87	8658.50
8	31.28	174.89	5470.65
7	27.2	170.89	4648.07
6	23.12	151.03	3491.73
5	19.04	232.44	4425.60
4	14.96	1611.79	24112.37
3	11.56	1429.00	16519.28
2	7.48	1346.11	10068.93
1	3.4	450.54	1531.85
		∑	78926.99

Tableau IV.27. moment de reversement suivant y(bloc A).

- ✓ **moment de stabilité :**
  - ✓ Moment de stabilité suivant (x):

Niveau	XG (m)	W (kN)	Mtx (kN.m)
9	15.05	606.12	9122.11
8	15.05	489.38	7365.17
7	15.05	549.89	8275.84
6	15.05	571.75	8604.84
5	15.05	1068.51	16081.08
4	15.21	9430.12	143432.13
3	14.15	10819.72	153099.04
2	15.04	15751.46	236901.96
1	15.05	11598.44	174556.52
		∑	757438.68

Tableau IV.28. Moment de stabilité suivant (x)(bloc A)

  - ✓ Moment de stabilité suivant (y):

Niveau	YG (m)	W (kN)	Mty (kN.m)
9	6.45	606.12	3909.47
8	6.18	489.38	3024.37
7	5.87	549.89	3227.85
6	5.96	571.75	3407.63
5	18.34	1068.51	19596.47
4	15.28	9430.12	144092.23
3	16.05	10819.72	173656.51
2	16.2	15751.46	255173.65
1	11.35	11598.44	131642.29
		∑	737730.49

Tableau IV.29 : Moment de stabilité suivant (y)(bloc A)

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

$$\frac{M_{tx}}{M_{0x}} = \frac{757438.68}{80310.90} = 9.43 \geq 1{,}5$$

$$\frac{M_{tY}}{M_{0Y}} = \frac{737730.49}{78926.99} = 9.35 \geq 1{,}5$$

La structure est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc elle est stable vis-à-vis les deux directions.

❖ **Bloc B :**

On a :

$T_X = 0.45s$ $Ty = 0{,}3s \rightarrow F_t = 0$

Donc :

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_Y$$

NIVEAU	h_i (m)	$W_i.h_i$	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)
❖1	3,4	6982.92	128,49	120,84
❖2	7,48	17295.63	318,26	299,30
❖3	11,56	23946.42	440,64	414,39
❖4	14,96	19583.24	360,35	338,88

Tableau IV.30 . forces sismiques suivant x et y(bloc B)

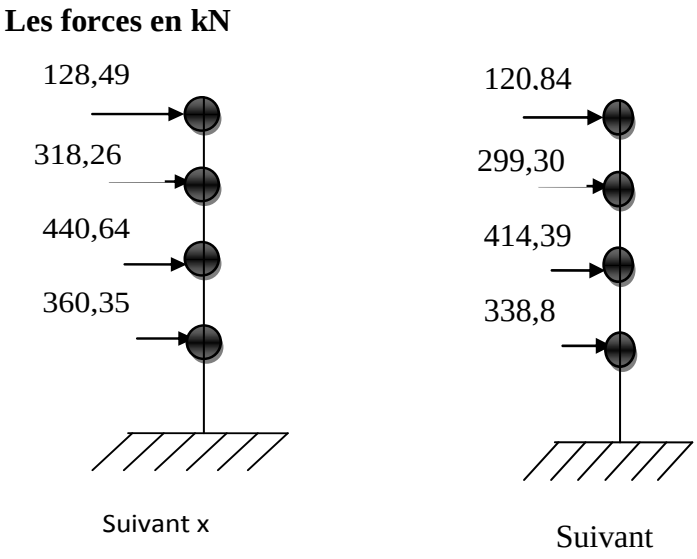


Figure IV.21. Distribution de la force sismique

- ✓ **Moment de renversement** :
- ✓ Moment de renversement suivant X :

NIVEAU	h_i (m)	F_{ix} (kN)	M_{ix} (kN.m)
1	3,4	128,49	436,88
2	7,48	318,26	2380,58
3	11,56	440,64	5093,82
4	14,96	360,35	5390,90
		$\sum$	13302,19

Tableau IV.31 . moment de reversement suivant x(bloc B)

NIVEAU	h_i (m)	F_{iy} (kN)	M_{iy} (kN.m)
1	3,4	120,84	410,85
2	7,48	299,30	2238,75
3	11,56	414,39	4790,34
4	14,96	338,88	5069,72
		$\sum$	12509,65

Tableau IV.32 . moment de reversement suivant y(blocB)

- ✓ **moment de stabilité :**
- ✓ **Moment de stabilité suivant (y):**

NIVEAU	Y_G (m)	W (kN)	M_{ty} (kN.m)
1	6,38	2053,8	13103,24
2	7,15	2312,25	16532,59
3	6,43	2071,49	13319,68
4	6,44	1309,04	8430,22
		∑	51385,73

Tableau IV.33 : Moment de stabilité suivant (y)(bloc B)

- ✓ **Moment de stabilité suivant (x):**

NIVEAU	X_G (m)	W (kN)	M_{ty} (kN.m)
1	4,28	2053,8	8790,26
2	4,11	2312,25	9503,35
3	4,31	2071,49	8928,12
4	4,39	1309,04	5746,69
		∑	32968,42

Tableau IV.34. Moment de stabilité suivant (x)(blocB)

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1,5$

$$\frac{M_{tx}}{M_{0x}} = \frac{32968,42}{13302,19} = 2,64 \geq 1,5$$

$$\frac{M_{tY}}{M_{0Y}} = \frac{51385,73}{12509,65} = 3,86 \geq 1,5$$

❖ Bloc C :

$T_X = T_Y = 0,42\ s \rightarrow F_t = 0$

Donc :

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) . V_Y$$

Niveau	h_i	$W_i.h_i$	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)
1	3.4	7043.07	144.03	138.97
2	7.48	15768.21	322.46	311.14
3	11.56	23946.42	489.70	472.51
4	14.96	19583.24	400.48	386.41

Tableau IV.35. forces sismiques suivant x et y(bloc C)

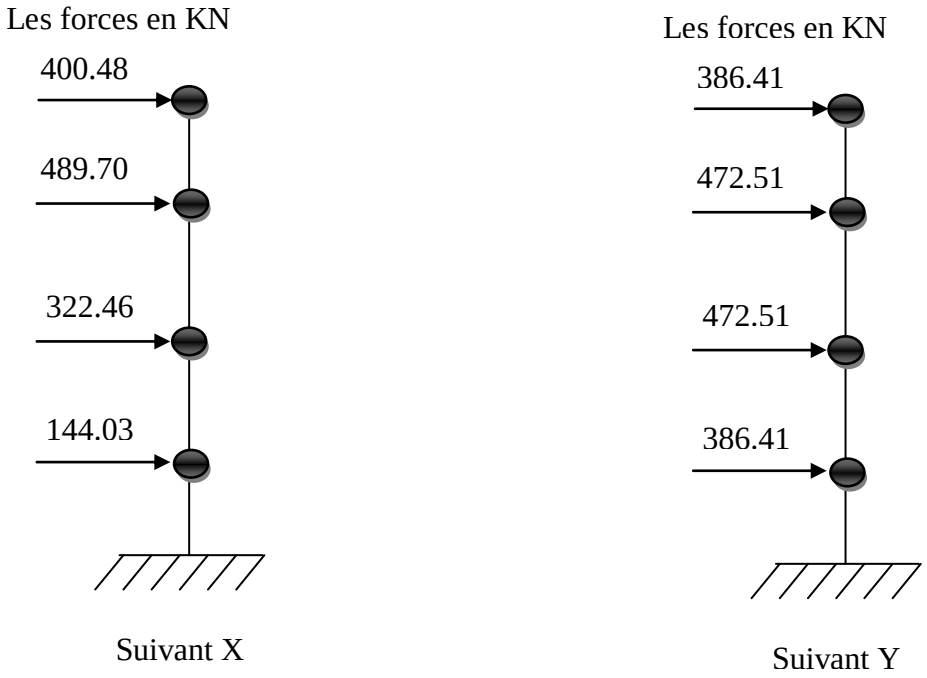


Figure IV.22 . Distribution de la force sismique

- ✓ **Moment de renversement** :
  - ✓ **Moment de renversement suivant X :**

NIVEAU	h_i (m)	F_{ix} (kN)	M_{ix} (kN.m)
4	3.4	144.03	489.70
3	7.48	322.46	2412.00
2	11.56	489.70	5660.97
1	14.96	400.48	5991.13
		Σ	14553.80

Tableau IV.36 : moment de reversement suivant x(bloc C)

✓ **Moment de renversement suivant Y :**

NIVEAU	h_i (m)	F_{iy} (kN)	M_{iy} (kN.m)
4	3.4	138.97	472.51
3	7.48	311.14	2327.30
2	11.56	472.51	5462.19
1	14.96	386.41	5780.75
		∑	14042.74

Tableau IV. 37. moment de reversement suivant y(bloc C)

✓ **Moment de stabilité :**

✓ Moment de stabilité suivant (x):

NIVEAU	X_G (m)	W (kN)	M_{tx} (kN.m)
1	4.29	2071.49	8886.69
2	4.29	2108.05	9043.53
3	4.29	2071.49	8886.69
4	4.21	1309.04	5511.06
		∑	32327.98

Tableau IV.38. Moment de stabilité suivant (X)(bloc C)

✓ Moment de stabilité suivant (y):

NIVEAU	YG (m)	W (kN)	Mty (kN.m)
1	6.43	2071.49	13319.68
2	6.43	2108.05	13554.76
3	6.43	2071.49	13319.68
4	6.44	1309.04	8430.22
		∑	48624.34

Tableau IV.39 . Moment de stabilité suivant (Y)(bloc C).

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

$$\frac{M_{tx}}{M_{0x}} = \frac{32327.98}{14553.80} = 2.22 \geq 1{,}5$$

$$\frac{M_{tY}}{M_{0Y}} = \frac{48624.34}{14042.74} = 3.46 \geq 1{,}5$$

La structure est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc elle est stable vis-à-vis les deux directions
vis-à-vis les deux directions.

IV.4.7. 6. Vérification du cisaillement des éléments

1/Les poutres

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u " sera calculée par la formule donnée par le règlement " CBA 93 " $\tau_u = \frac{T_u}{S}$ avec T_u: effort tranchant

- ✓ $\overline{\tau}_u = 3.33 MPa$ (Situation durable).
- ✓ $\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$ (Situation accidentelle).

❖ **Bloc A :**

- ✓ **Les poutres principales (30x45)**

T_u=329,81 KN (G+Q+Ed_y)

$$\tau = \frac{329{,}81\ x10^3}{300x450} = 2.44 < 3.26\ Mpa$$

- ✓ **Les poutres principales (50x90)**

T_u=161.05 KN (G+Q+Ed_x)

$$\tau = \frac{161.05\ x10^3}{500x900} = 0.35 < 3.26\ Mpa$$

- ✓ **Les poutres secondaires (30x35)**

T_u=94.67 KN (G+Q+Ed_x)

$$\tau = \frac{94.67\ x10^3}{300x350} = 0.90 < 3.26\ Mpa$$

✓ **Les poutres brisées (30x30)**

T_u=210.25 KN (G+Q+Ed_x)

$$\tau = \frac{210.25\ x10^3}{300x300} = 2.33 < 3.26\ Mpa$$

✓ **Chinage (30x30)**

T_u=10.56 KN (1.35 G+1.5Q)

$$\tau = \frac{10.56\ x10^3}{300x300} = 0.11 < 3.33\ Mpa$$

❖ **Bloc B :**

T_u=119 KN (G+Q+Ed_y)

$$\tau = \frac{119\ x10^3}{300x400} = 0.99 < 3.26\ Mpa$$

✓ **Les poutres secondaires (30x35)**

T_u=65,81 KN (G+Q+Ed_x)

$$\tau = \frac{65{,}81\ x10^3}{300x350} = 0.62 < 3.26\ Mpa$$

✓ **Chinage (30x30)**

T_u=33,15KN (G+Q+Ed_x)

$$\tau = \frac{33{,}15\ x10^3}{300x300} = 0{,}36 < 3.33\ Mpa$$

❖ **Bloc C :**

T_u=119.74 KN (G+Q+Ed_y)

$$\tau = \frac{119.74x10^3}{300x400} = 0.99 < 3.26\ Mpa$$

✓ **Les poutres secondaires (30x35)**

T_u=68.53 KN (G+Q+Ed_x)

$$\tau = \frac{68.53\ x10^3}{350x300} = 0.65 < 3.26\ Mpa$$

✓ **Les poutres chinage (30x30)**

T_u=28.82KN (G+Q+Ed_x)

$$\tau = \frac{28.82\ x10^3}{300x300} = 0.32 < 3.26\ Mpa$$

2/Les poteaux

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{S}$$

contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

✍ **Selon le CBA93 :**

Si la fissuration est préjudiciable. $\overline{\tau_U} = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 4MPa\right]$

$$\begin{cases}\overline{\tau_U} = 2.5MPa & situation\ durable \\ \overline{\tau_U} = 3.26MPa & situation\ accidentel le\end{cases}$$

✍ **Selon le RPA.99 version 2003 :**

$$\tau_u = \rho_d\, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{aligned}\lambda &= \frac{\ell_f}{i}\\ i &= \frac{b}{\sqrt{12}}\end{aligned}\right\}$$ Pour une section carrée de coté ''a'' l'élancement a pour valeur

❖ **Bloc A :**

Section	Combinaison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
$\frac{\pi d^2}{4}$	G+Q+Edy	35.83	0.28	59.5	0.075	1.87	3.26	Oui
40x40	G+Q+Edy	114.19	0.71	24.70	0.075	1.87	3.26	Oui
35x35	G+Q+Edx	80.92	0.66	28.26	0.04	1.87	3.26	Oui

Tableau IV.40 . Moment Vérification du cisaillement des poteaux(bloc A)

IV.4.7.7.Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

$$V = \frac{N_d}{B_c x f_{28}} \leq 0.3$$

$$V_{max} = \frac{1206.56 * 1000}{\pi x 400^2/4x25} = 0.3 \leq 0.3$$

IV.5.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0{,}10 \quad \text{"RPA99 version 2003"}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^{n} F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée

❖ **Bloc A :**

NIVEAU	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	h_{kx} (KN)	D_{kx} (cm)	q	q£ 0.10
9	606.12	249.16	408.00	2.12	0.01	Oui
8	489.38	177.96	408.00	2.27	0.02	Oui
7	549.89	173.88	408.00	2.42	0.02	Oui
6	571.75	153.67	408.00	2.48	0.02	Oui
5	1068.51	236.51	408.00	2.14	0.02	Oui
4	9430.12	1640.05	340.00	1.47	0.02	Oui
3	10819.72	1454.06	408.00	1.97	0.04	Oui
2	15751.46	1369.72	408.00	1.43	0.04	Oui
1	11598.44	458.44	340.00	0.17	0.01	Oui

Tableau IV.41. Vérification l'effet -Δ sens P x(bloc A)

NIVEAU	Pk (KN)	Fiy (KN)	hky(KN)	Dky (cm)	q	q£ 0.10
9.00	606.12	244.87	408.00	2.21	0.01	Oui
8.00	489.38	174.89	408.00	2.38	0.02	Oui
7.00	549.89	170.89	408.00	2.44	0.02	Oui
6.00	571.75	151.03	408.00	2.34	0.02	Oui
5.00	1068.51	232.44	408.00	1.89	0.02	Oui
4.00	9430.12	1611.79	340.00	1.26	0.02	Oui
3.00	10819.72	1429.00	408.00	1.57	0.03	Oui
2.00	15751.46	1346.11	408.00	1.03	0.03	Oui
1.00	11598.44	450.54	340.00	0.05	0.00	Oui

Tableau IV.42. Vérification l'effet P-Δ sens y(bloc A)

❖ **Bloc B :**

NIVEAU	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	h_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
1	2053,80	128,49	340,00	0,51	0,02	Oui
2	2312,25	318,26	408,00	1,39	0,02	Oui
3	2071,49	440,64	408,00	1,68	0,02	Oui
4	1309,04	360,35	340,00	1,34	0,01	Oui

Tableau IV.43. Vérification l'effet P-Δ sens x(bloc B)

❖ **Bloc B :**

NIVEAU	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	h_{ky} (KN)	Δ_{ky}(cm)	θ	θ≤ 0.10
1	2053,80	120,84	340,00	0,12	0,01	Oui
2	2312,25	299,30	408,00	0,46	0,01	Oui
3	2071,49	414,39	408,00	0,84	0,01	Oui
4	1309,04	338,88	340,00	0,76	0,01	Oui

Tableau IV.44. Vérification l'effet P-Δ sens y (bloc B)

❖ **Bloc C :**

NIVEAU	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	h_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
1	2071.49	144.03	340	0.56	0.02	ok
2	2108.05	322.46	408	1.56	0.02	ok
3	2071.49	489.70	408	1.88	0.02	ok
4	1309.04	400.48	340	1.49	0.01	ok

Tableau IV.45. Vérification l'effet P-Δ sens x(bloc C)

NIVEAU	P_k (KN)	F_{iy} (KN)	$h_{ky(}$KN)	Δ_{ky} (cm)	θ	θ≤ 0.10
1	2071.49	138.97	340	0.51	0.02	ok
2	2108.05	311.14	408	1.42	0.02	ok
3	2071.49	472.51	408	1.73	0.02	ok
4	1309.04	386.41	340	1.40	0.01	ok

Tableau IV.46 Vérification l'effet P-Δ sens y(bloc C)

Conclusion :

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

IV.6. Justification de la largeur des joints sismique :

Deux blocs voisins doivent être sépares par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\ mm + (\delta_1 + \delta_2)\ mm \geq 40\ mm$$

Avec δ_1 et δ_2 déplacements maximaux calculés selon 4.43 au niveau du sommet de chaque bloc

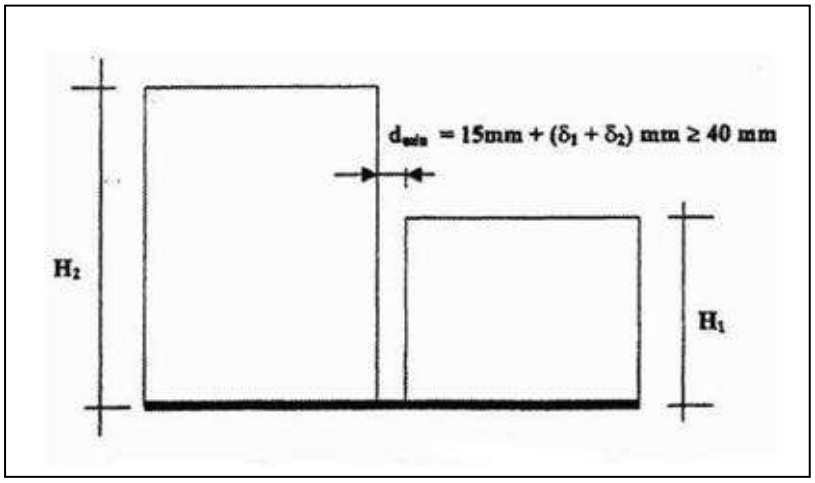


Fig IV.23 . largeur minimum du joint sismique

- ✓ **Bloc A et Bloc B :**

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_{Ax} + \delta_{bx})_{mm} = 15 + (50 + 49) = 114\ mm \geq 40mm\ .$$

- ✓ **Bloc A et Bloc C :**

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_{Ax} + \delta_{bx})_{mm} = 15 + (50 + 54.9) = 119.9\ mm \geq 40mm$$

Conclusion :

On prend un joint de **12cm**.

Chapitre V

Ferraillage des éléments résistants

V.1 Introduction :

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

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

- **les combinaisons données par les règles du C.B.A 93** :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G + Q + E
  - ✓ E.L.S G + Q

- **les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :**
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1 Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

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

situation durable		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2Mpa		$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	

Tableau V.1 différentes caractéristiques de béton et d'acier

V.2.2. Recommandation du R.P.A99 :

V.2.2.1 Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en Zone courante.
- 6% en Zone nodale.

- Les poutres supportant des faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, elles doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone III.

V.2.2.2. Armatures transversales :

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

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

❖ **BLOC A:**

- **Poutre principale : (30x45)**

	Niveau	position	Mu_{max} (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2) CBA
Intermédiaire	Terrasse	Travée	51.42	1.35G+1.5Q	0	3.6	1.35
		Appui	-141.18	1.35G+1.5Q	0	10.64	1.35
	Etages	Travée	89.37	1.35G+1.5Q	0	6.45	1.35
		Appui	-149.89	1.35G+1.5Q	0	11.39	1.35
	Terrasse	Travée	23.69	1.35G+1.5Q	0	1.63	1.35

Rive		Appui	-185.14	0.8G+E	0	12.14	1.35
	Etages	Travée	37.79	1.35G+1.5Q	0	2.62	1.35
		Appui	-222.37	0.8G+E	0	14.99	1.35

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	$A_{min}(RPA) \leq A_{choisies}$
6.75	**8HA14=12.32**	**C.V**
6.75	**8HA14=12.32**	**C.V**
6.75	**8HA14=12.32**	**C.V**
6.75	**8HA14=12.32**	**C.V**
6.75	**8HA14=12.32**	**C.V**
6.75	**8HA14=12.32**	**C.V**
6.75	**8HA14=12.32**	**C.V**
6.75	**6HA16+2HA14 =15.14**	**C.V**

Tableau V.2 ferraillages des Poutre principale (30x45) en travée et aux appuis(Bloc A).

- **Poutre principale :(50x90)**

	Niveau	position	Mu_{max} (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2) CBA
Intermédiaire et rive	Terrasse	Travée	289.53	1.35G+1.5Q	0	9.78	4.5
		Appui	-84.54	1.35G+1.5Q	0	4.50	4.5
		Travée	474.99	1.35G+1.5Q	0	16.36	4.5
		Appui	-153	1.35G+1.5Q	0	05.10	4.5

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
22.5	**6HA20+2HA16=22.87**	**C.V**
22.5	**6HA20+2HA16=22.87**	**C.V**
22.5	**6HA20+2HA16=22.87**	**C.V**
22.5	**6HA20+2HA16=22.87**	**C.V**

Tableau V.3 ferraillages des Poutre principale(50x90) en travée et aux appuis(Bloc A).

- **Les poutres secondaires(30x35).**

	Niveau	position	Mu_{max} KN.m	Combinaison	A' cm^2	A_{cal} cm^2	A_{min} cm^2 CBA
Rive et Intermédiaire	Terrasse	Travée	29.92	1.35G+1.5Q	0	2.74	1.05
		Appui	-77.63	G+Q+E	0	6.43	1.05
	Etages	Travée	19.06	1.35G+1.5Q	0	1.72	1.05
		Appui	-97.90	G+Q+E	0	8.29	1.05

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
5.25	6HA14=9.24	**C.V**
5.25	6HA14=9.24	**C.V**
5.25	6HA14=9.24	**C.V**
5.25	6HA14=9.24	**C.V**

Tableau V.4. ferraillages des poutres secondaires en travée et aux appuis (Bloc A).

❖ **BLOCB:**

➢ **Les poutres principales (40x30)**

	Niveau	position	Mu_{max} (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2) CBA
Intermédiaire	Terrasse	Travée	30.34	1.35G+1.5Q	0	2.4	1.2
		Appui	34.79	1.35G+1.5Q	0	2.75	1.2
	Etages	Travée	57.19	1.35G+1.5Q	0	4.62	1.2
		Appui	112.02	1.35G+1.5Q	0	9.59	1.2
Rive	Terrasse	Travée	33.61	G+Q+E	0	2.29	1.2
		Appui	110	G+Q+E	0	7.94	1.2
	Etages	Travée	71.82	1.35G+1.5Q	0	5.88	1.2
		Appui	141.64	G+Q+E	0	10.50	1.2

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
6.00	**6HA14 =09.24**	**C.V**
6.00	**6HA14 =09.24**	**C.V**
6.00	**6HA14 =09.24**	**C.V**
6.00	**4HA14+4HA12 =10.68**	**C.V**
6.00	**6HA14=9.24**	**C.V**
6.00	**6HA14=9.24**	**C.V**
6.00	**6HA14=9.24**	**C.V**
6.00	**4HA14+4HA12 =10.68**	**C.V**

Tableau V.5. ferraillages des poutres principales en travée et aux appuis(Bloc B).

- **Les poutres secondaires (30x35)**

	Niveau	position	Mu_{max} KN.m	Combinaison	A' cm^2	A_{cal} cm^2	A_{min} cm^2		$A_{choisies}$ (cm^2)
							CBA	RPA	
Rive	Terrasse	Travée	16.06	1.35G+1.5Q	0	1.45	1.05	5.25	6HA14+=9.24
		Appui	91.77	G+Q+E	0	7.72	1.05	5.25	6HA14+=9.24
	Etages	Travée	17.23	G+Q+E	0	1.35	1.05	5.25	6HA14+=9.24
		Appui	111.45	G+Q+E	0	9.6	1.05	5.25	6HA14+2HA12 =11.50

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
5.25	**6HA14+=9.24**	**C.V**
5.25	**6HA14+=9.24**	**C.V**
5.25	**6HA14+=9.24**	**C.V**
5.25	**6HA14+2HA12=11.50**	**C.V**

Tableau V.6. ferraillages des poutres secondaires en travée et aux appuis(Bloc B).

- **BLOC C:**

- **Les poutres principales (40x30**)

	Niveau	position	Mu_{max} (KN.m)	combinaison	A' (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)
							CBA
Intermédiaire	Terrasse	Travée	33.62	G+Q+E	0	2.29	1.2
		Appui	42.23	1.35G+1.5Q	0	3.36	1.2
	Etages	Travée	71.82	1.35G+1.5Q	0	5.88	1.2
		Appui	124.42	1.35G+1.5Q	0	10.82	1.2
Rive	Terrasse	Travée	30.34	1.35G+1.5Q	0	2.4	1.2
		Appui	110.07	G+Q+E	0	7.95	1.2
	Etages	Travée	41.71	1.35G+1.5Q	0	3.32	1.2
		Appui	141.64	G+Q+E	0	10.55	1.2

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
6.00	**6HA14 =09.24**	**C.V**
6.00	**6HA14 =09.24**	**C.V**
6.00	**6HA14 =09.24**	**C.V**
6.00	**8HA14 =12.32**	**C.V**
6.00	**6HA14=9.24**	**C.V**
6.00	**6HA14=9.24**	**C.V**
6.00	**6HA14=9.24**	**C.V**
6.00	**8HA14=12.32**	**C.V**

Tableau V.7. ferraillages des poutres principales en travée et aux appuis(Bloc C).

- **Les poutres secondaires (30x35)**

	Niveau	position	Mu_{max} KN.m	Combinaison	A' cm^2	A_{cal} cm^2	A_{min} cm^2 CBA
Rive et Intermédiaire	Terrasse	Travée	16.06	1.35G+1.5Q	0	1.45	1.05
		Appui	91.77	G+Q+E	0	7.72	1.05
	Etages	Travée	17.23	G+Q+E	0	3.41	1.05
		Appui	111.45	G+Q+E	0	9.60	1.05

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
5.25	**6HA14=9.24**	**C.V**
5.25	**6HA14=9.24**	**C.V**
5.25	**6HA14=9.24**	**C.V**
5.25	**8HA14=12.32**	**C.V**

Tableau V.8. ferraillages des poutres secondaires en travée et aux appuis(Bloc C).

V.2. 3 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

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

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

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

  $\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc_{28}=15 MPa. et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

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

  $\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3) ×fe ; 110$\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Bloc A :

➢ **Les poutres principales (30x45)**

	Niveau	position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	A_{adopte} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	36.68	12.32	3.81	81.35	**C .V**
		Appui	-103.52	12.32	10.74	201.63	
	Etages	Travée	63.18	12.32	6.56	140.12	**C .V**
		Appui	-106.10	12.32	11.01	201.63	
Rive	Terrasse	Travée	17.48	12.32	1.44	15.30	**C .V**
		Appui	-29.83	12.32	3.10	66.16	
	Etages	Travée	26.80	12.32	2.78	59.44	**C .V**
		Appui	-46.52	15.14	4.53	84.88	

Tableau V.9. ferraillages des poutres principales (30x45)en travée et aux appuis à L'ELS (Bloc A)

➢ **Les poutres principales (50x90)**

	Niveau	position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	A_{adopte} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	213.66	22.87	3.65	119.76	**C .V**
		Appui	-62.11	22.87	0.82	10.06	
	Etages	Travée	348.2	22.87	6.27	195.17	**C .V**
		Appui	-112.17	22.87	1.47	18.17	

Tableau V.10. ferraillages des poutres principales (50x90)en travée et aux appuis à L'ELS(Bloc A) .

- **Les poutre secondaire (30x35)**

	Niveau	position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	A_{adopte} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Rive et Intermédiaire	Terrasse	Travée	21.71	9.24	3.87	83.73	**C.V**
		Appui	-34.36	9.24	6.13	132.52	
	Etages	Travée	13.60	9.24	2.43	52.45	**C.V**
		Appui	-25.52	12.32	4.52	98.42	

Tableau V.11. ferraillages des poutres secondaire en travée et aux appuis à L'ELS(Bloc A) .

Bloc B :

- **Les poutres principales (40x30)**

	Niveau	position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	A_{adopte} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	22.08	9.24	3.10	73.20	**C .V**
		Appui	-25.55	9.24	3.58	84.70	
	Etages	Travée	40.52	9.24	5.68	134.32	**C .V**
		Appui	-79.19	10.68	10.61	201.63	
Rive	Terrasse	Travée	20.91	9.24	2.23	69.32	**C .V**
		Appui	-30.96	9.24	4.34	102.63	
	Etages	Travée	50.79	9.24	7.12	168.37	**C .V**
		Appui	-87.89	10.68	11.77	201.63	

Tableau V.12.ferraillages des poutres principales en travée et aux appuis à L'ELS(Bloc B) .

- **Les poutre secondaire (30x35)**

	Niveau	position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	A_{adopte} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Rive et Intermédiaire	Terrasse	Travée	11.73	9.24	1.26	13.63	**C.V**
		Appui	-13.93	9.24	1.50	16.19	
	Etages	Travée	11.21	9.24	1.21	13.03	**C.V**
		Appui	-16.75	11.50	2.80	52.59	

Tableau V.13. ferraillages des poutres secondaire en travée et aux appuis à L'ELS(Bloc B) .

Bloc C :

- **Les poutres principales (40x30)**

	Niveau	position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	A_{adopte} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	20.91	9.24	2.93	69.32	**C .V**
		Appui	-30.96	9.24	4.34	102.63	
	Etages	Travée	50.79	9.24	7.12	168.37	**C .V**
		Appui	-87.97	12.32	11.28	201.63	
Rive	Terrasse	Travée	22.08	9.24	3.10	73.20	**C .V**
		Appui	-21.28	9.24	2.92	70.54	
	Etages	Travée	29.63	9.24	4.16	98.22	**C .V**
		Appui	-35.19	12.32	4.51	88.98	

Tableau V.14. ferraillages des poutres principales en travée et aux appuis à L'ELS (Bloc C) .

- **Les poutre secondaire (30x35) :**

	Niveau	position	$M_{ser\ max}$ (KN.m)	A_{adopte} (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Rive et Intermédiaire	Terrasse	Travée	11.77	9.24	1.64	16.91	**C.V**
		Appui	-14.27	9.24	2.55	55.04	
	Etages	Travée	11.21	9.24	1.56	16.10	**C.V**
		Appui	-16.75	12.32	2.74	49.31	

Tableau V.15. ferraillages des poutres secondaire en travée et aux appuis à L'ELS(Bloc C) .

V.2.4. Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement du béton " τ_u " sera calculée par la formule donnée par le règlement " CBA 93 " $\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$ avec T_u: effort tranchant

La Fissurations est considérée comme préjudiciable : $\overline{\tau}_u = \min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$

- ✓ $\overline{\tau}_u = 2.5MPa$ (Situation durable).
- ✓ $\overline{\tau}_u = 3.26\,MPa$ (Situation accidentelle).

❖ **Bloc A:**

- **Les poutres principales (30x45)**

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	(Mpa)	τu≤
Intermédiair	Terrasse	122.90	1,35G+1,5Q	0.96	2.5	**C.V**
	Etages	185.19	1,35G+1,5Q	1.45	2.50	**C.V**
Rive	Terrasse	219.94	G+Q+E	1.72	3.26	**C.V**
	Etages	196.28	G+Q+E	1.53	3.26	**C.V**

Tableau V.16. : Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres principales (30x45) (Bloc A) .

- **Les poutres principales (50x90) :**

Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	(Mpa)	τu≤
Terrasse	208.92	1,35G+1,5Q	0.47	2.5	**C.V**

Tableau V.17 . Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres principales (50x90) (Bloc A) .

- **chinage (30x30) :**

Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	(Mpa)	τu≤
Terrasse	10.56	1,35G+1,5Q	0.12	2.5	**C.V**

Tableau V.18. Valeurs des contraintes de cisaillement des chinages (Bloc A) .

- **Les poutres secondaires (30x35) :**

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	(Mpa)	τu≤
Intermédiair	Terrasse	38.02	1,35G+1,5Q	0.54	2.5	**C.V**
	Etages	94.67	G+Q+E	1.34	3.26	**C.V**
Rive	Terrasse	79.30	G+Q+E	1.12	3.26	**C.V**
	Etages	73.23	G+Q+E	1.03	3.26	**C.V**

Tableau V.19. Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres secondaires (Bloc A) .

- **Bloc B:**

- **Les poutres principales (40x30)**

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	(Mpa)	τu≤
Intermédiair	Terrasse	55.02	1,35G+1,5Q	0.48	2.5	**C.V**
	Etages	152.80	G+Q+E	1.35	3.26	**C.V**
Rive	Terrasse	74.71	1,35G+1,5Q	0.66	2.5	**C.V**
	Etages	167.61	1,35G+1,5Q	1.48	2.5	**C.V**

Tableau V.20. Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres principales(Bloc B) .

- **Les poutre secondaire (30x35)**

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	(Mpa)	τu≤
Rive	Terrasse	57.08	G+Q+E	0.58	3.26	**C.V**
	Etages	68.52	G+Q+E	0.70	3.26	**C.V**

Tableau V.21 . Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres secondaire (Bloc B) .

- **Bloc C:**

- **Les poutres principales (40x30)**

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	(Mpa)	τu≤
Intermédiair	Terrasse	60.37	1,35G+1,5Q	0,53	2.5	**C.V**
	Etages	167.61	1,35G+1,5Q	1.48	2.50	**C.V**
Rive	Terrasse	74.71	G+Q+E	0.66	3.26	**C.V**
	Etages	99.59	G+Q+E	0.88	3.26	**C.V**

Tableau V.22. Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres principales(Bloc C) .

- **Les poutre secondaire (30x35)**

	Niveau	Vu (KN)	combinaison	τu (Mpa)	(Mpa)	τu≤
Rive et	Terrasse	57.09	G+Q+E	0.58	3.26	**C.V**
	Etages	68.53	G+Q+E	0.70	3.26	**C.V**

Tableau V.23. Valeurs des contraintes de cisaillement des poutres secondaire (Bloc C) .

V.2.5 Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE 235.
- $\varphi_t \leq Min\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\varphi_l\right]$

Donc $\varphi_t = 8mm$

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

✓ **Selon le RPA 99V2003**

$$\begin{cases} S_t \le \dfrac{A_t}{0.003.b} \\ S_t \le Min\left(\dfrac{h}{4};\ 12\varphi\right) \quad zone\ nodale \\ S_t \le \dfrac{h}{2} \quad zone\ courante \end{cases}$$

✓ **D'après CBA 93**

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \ge \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \le Min(0.9d;\ \ 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \ge 0.4MPa \end{cases}$$

Avec

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque Poutre sont résumés dans les tableaux suivant :

❖ **BlocA:**

		CBA 93		RPA 99V2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x45	1.72	38.25	1.95	11.25	22.5	1.01	10	15	2.01=4HA8
30x35	1.34	29.25	1.49	8.75	17.5	0.78	7.5	15	2.01=4HA8
50 x90	0.47	78.75	3.70	22.5	45	3.37	15	35	4.02=8HA8
30x30	0.12	24.75	1.26	7.5	15	0.67	7.5	15	2.01=4HA8

Tableau V.24. Valeurs des armateurs transversales(Bloc A) .

❖ **Bloc B:**

		CBA 93		RPA 99V2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x40	1.48	33.75	1.72	10	20	0.9	7.5	15	2.01=4HA8
30x35	0.70	29.25	1.49	8.75	17.5	0.78	7.5	15	1.51=3HA8

Tableau V.25. Valeurs des armateurs transversales(Bloc B) .

Bloc C:

		CBA 93		RPA 99V2003			$S_{t\ adopte}$ (cm)		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) (cm)	$A_{t\ choisie}$ (cm^2)
30x40	1.48	33.75	1.72	10	20	0.9	10	15	2.01=4HA8
30x35	0.70	29.25	1.49	8.75	17.5	0.78	10	15	1.51=3HA8

Tableau V.26. Valeurs des armateurs transversales(Bloc C) .

V.2.6 Vérification de la flèche :

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec $M_t = K^* M_0$

➢ K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend $K = 0.75$.

❖ **Bloc A:**

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
30x45	0.09	0.062	**C.V**	0.09	0.075	**C.V**	0.0096	0.0105	**C.V**
50x90	0.083	0.062	**C.V**	0.083	0.075	**C.V**	0.0052	0.0105	**C.V**
30x35	0.086	0.062	**C.V**	0.086	0.075	**C.V**	0.0094	0.0105	**C.V**

Tableau V.27. Vérification de la flèche des poutres(Bloc A) .

❖ **Bloc B:**

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{b\,d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{4.2}{f_e}$
30x40	0.08	0.062	**C.V**	0.08	0.075	**C.V**	0.0094	0.0105	**C.V**
30x35	0.081	0.062	**C.V**	0.081	0.075	**C.V**	0.0094	0.0105	**C.V**

Tableau V.28: Vérification de la flèche des poutres(Bloc B) .

❖ **Bloc C:**

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\rho = \frac{A}{b\,d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\rho \leq \frac{4.2}{f_e}$
30x40	0.08	0.062	**C.V**	0.08	0.075	**C.V**	0.0082	0.0105	**C.V**
30x35	0.081	0.062	**C.V**	0.081	0.075	**C.V**	0.0094	0.0105	**C.V**

Tableau V.29. Vérification de la flèche des poutres(Bloc C) .

- ✓ **Les poutres principales (30x45)**

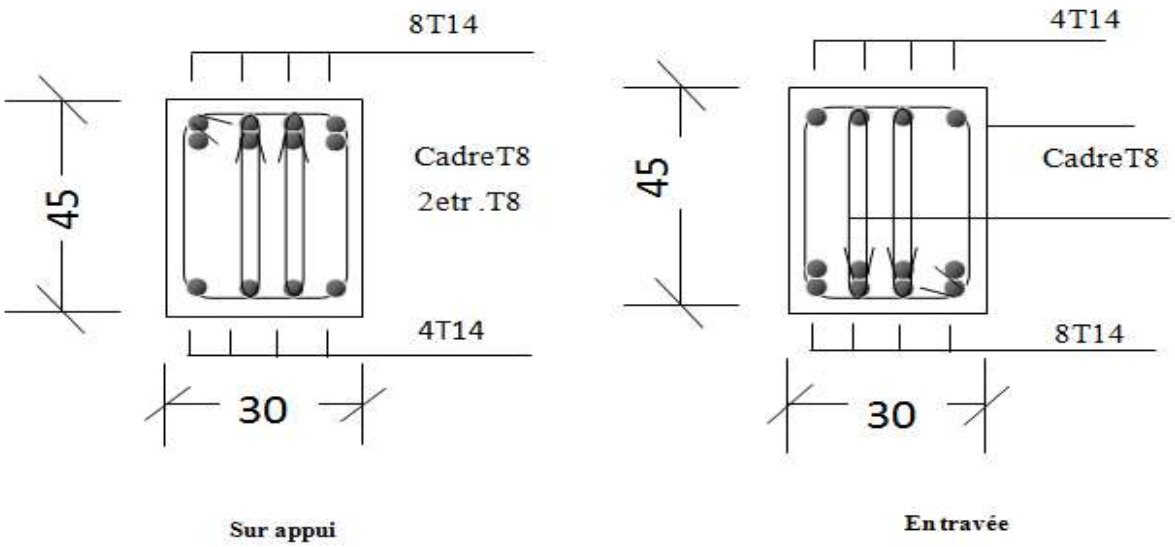


Fig.V.1. disposition des armateurs des poutres (intermédiaire et rive) terrasse et (intermédiaire) étage

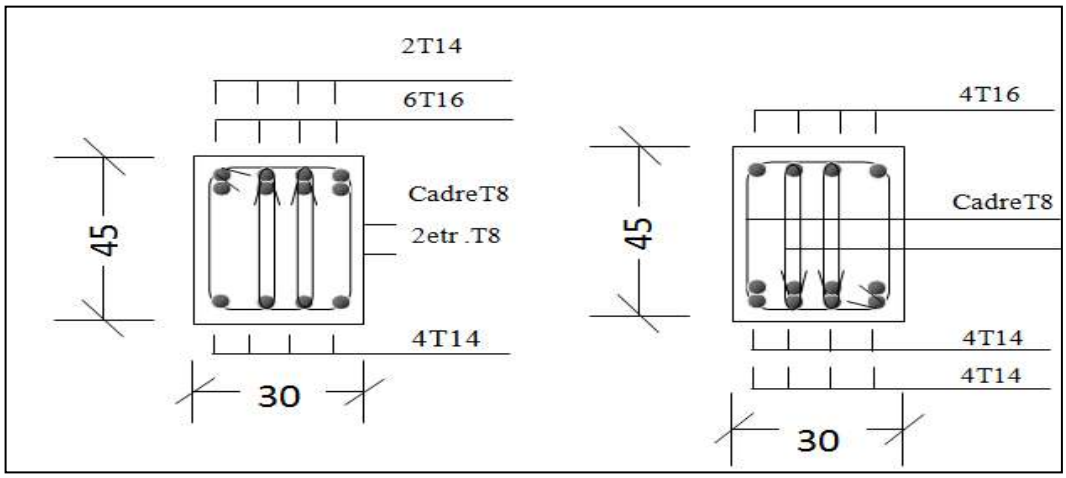


Fig.V.2. disposition des armateurs des poutres (intermédiaire)

- ✓ **Les poutres principales (50x90)**

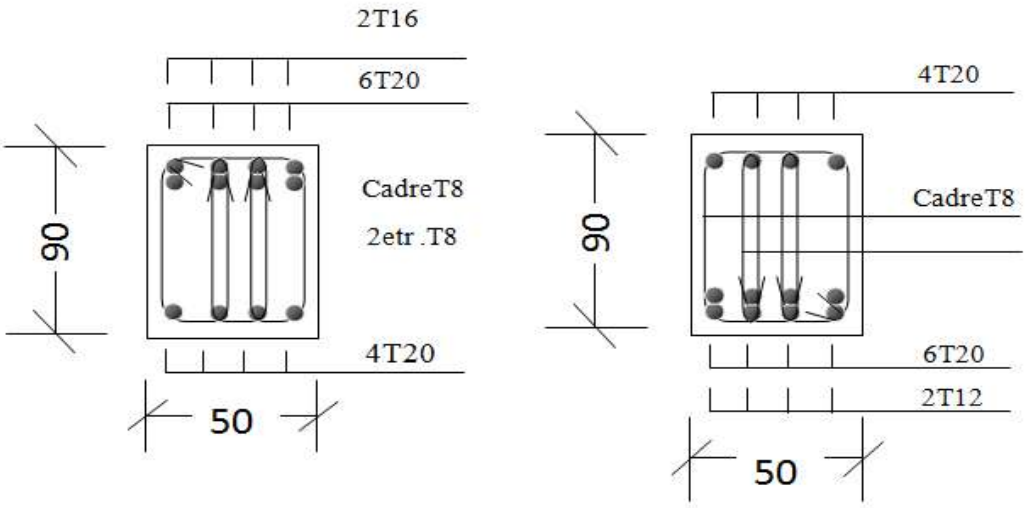


Fig.V.3. disposition des armateurs des poutres (rive) étage

- ✓ **Les poutres secondaire (30x45)**

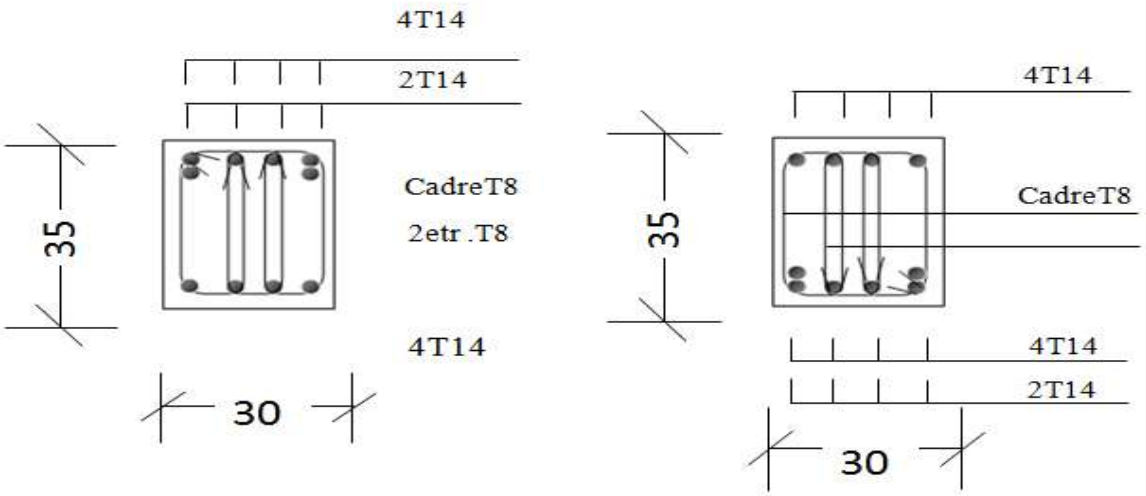


Fig.V.4. disposition des armateurs des poutres (rive) étage

- ✓ **Les poutres principale (30x40) :**

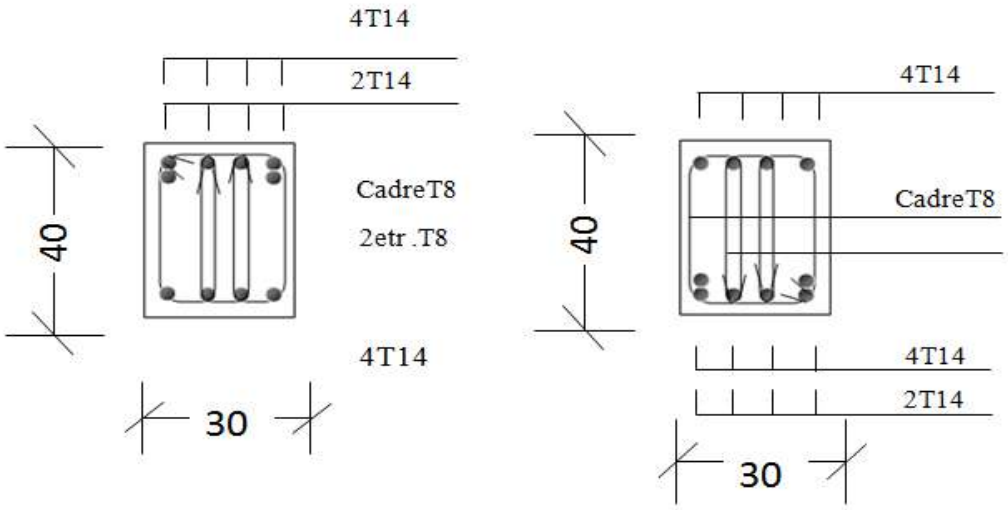


Fig.V.5. disposition des armateurs des poutres (intermédie.rive) terasse

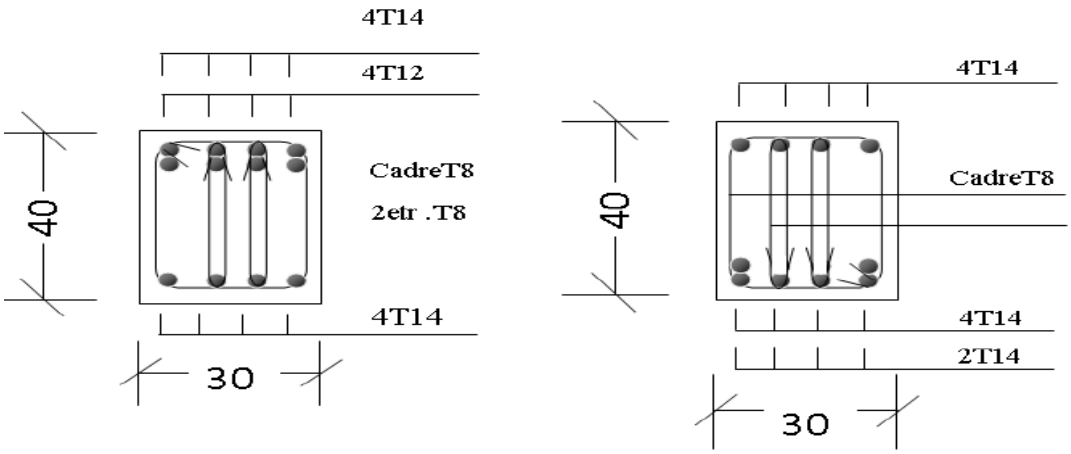


Fig.V.6. disposition des armateurs des poutres (intermédiaire ,rive) étage

- ✓ **Les poutres secondaire (30x40) :**

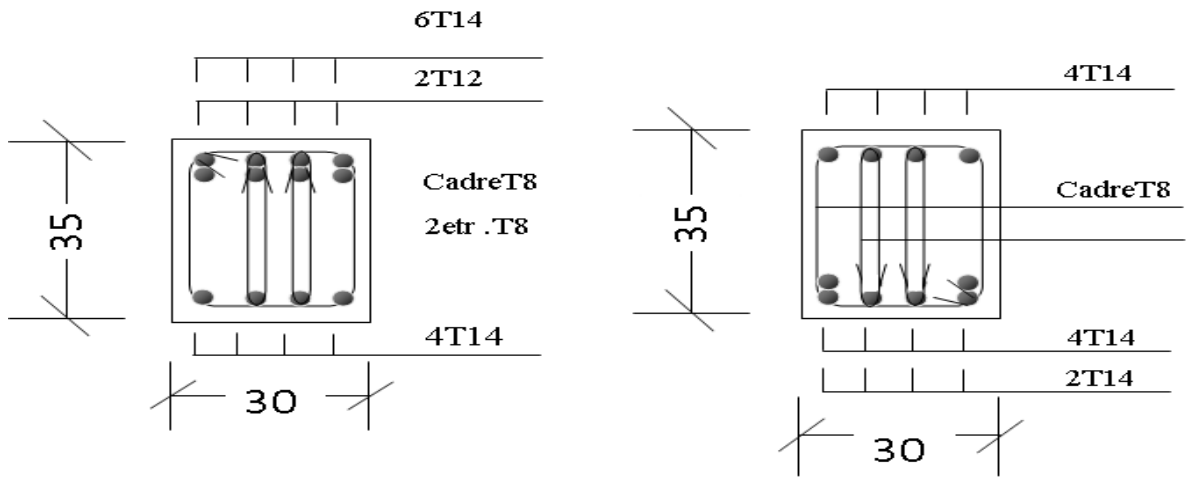


Fig.V.7. disposition des armateurs des poutres (rive) terrasse

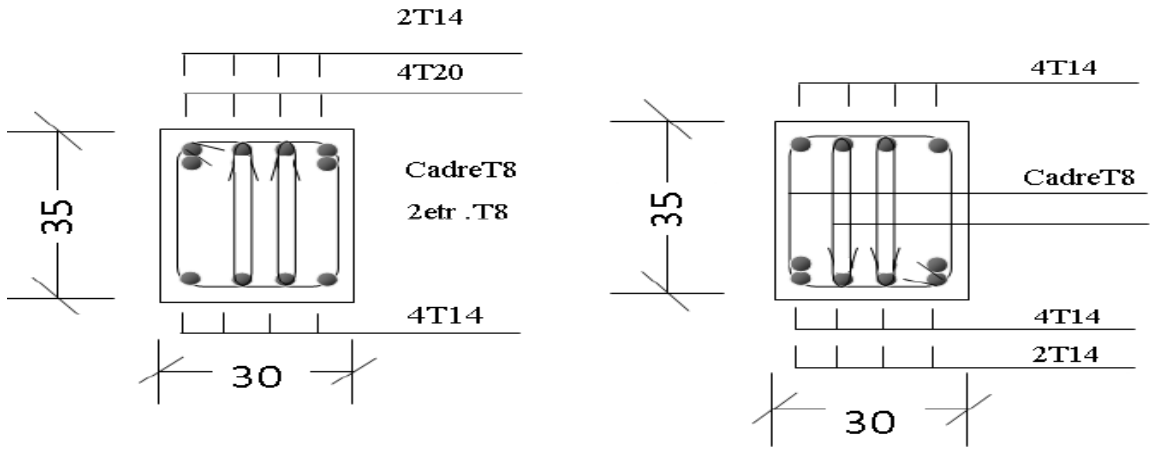


Fig.V.8. disposition des armateurs des poutres (rive) étage

V.3. Ferraillages des poteaux:

V.3.1 Introduction:

Les poteaux de notre ouvrage sont sollicités en flexion composée (sous un effort "N" et un moment fléchissant "M"). Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables. Trois cas sont possibles :

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

V.3.2 Armatures longitudinales :

La section A_ℓ des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- **Selon le CBA 93:**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2 \text{ pour par mètre } \textit{de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 5\% \quad \textit{B : section de béton comprimé} \end{cases}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 :**

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

- Leur pourcentage est limité en zone IIa par:

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 4\% \text{ (Zone courante).}$$

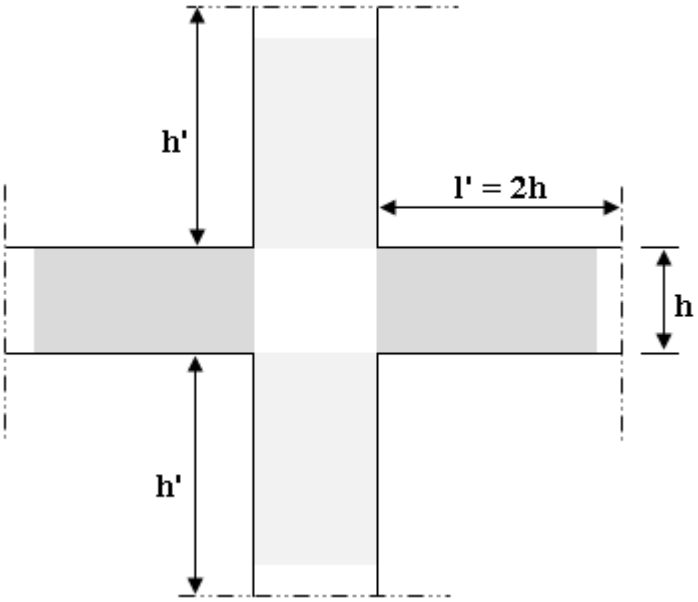
$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\% \text{ (Zone de recouvrement).}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm ;

- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone IIb ;

- la distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIb

- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :



$$h' = Max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\,cm\right)$$

h_e : la hauteur d'étage.

Fig.V.9. zone nodale

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Bloc A:**

Niveau (m)	Section	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Acal (cm2)	Amin(cm2) CBA
35.36	PT40x40	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	42.44	-2.42	-6.21	6.40	1.60
35.36	PT40x40	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdY	12.08	22.22	-4.41	6.40	1.60
35.36	PT40x40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	1.77	10.16	3.17	6.40	1.60
31.28	PT40x40	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	104.44	0.99	-2.39	6.40	1.60
31.28	PT40x40	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdY	32.15	16.21	28.55	6.40	1.60
31.28	PT40x40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-14.05	8.11	9.86	6.40	1.60

27.20	PT40x40	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	148.47	-2.08	-4.12	6.40	1.60
27.20	PT40x40	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdY	-25.41	26.68	12.65	6.40	1.60
27.20	PT40x40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-41.98	22.34	12.65	6.40	1.60
23.12	PT40x40	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	223.11	-2.30	-4.06	6.40	1.60
23.12	PT40x40	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdY	-109.92	29.74	13.60	6.84	1.60
23.12	PT40x40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	-141.61	35.68	13.60	8.46	1.60
19.04	PT40x40	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	279.38	-3.36	-3.16	3.20	1.60
3.40	PT40x40	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	-333.34	128.82	35.03	20.47	5.02
19.04	PT35*35	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	-183.88	65.48	13.00	15.20	1.225
19.04	PT35*35	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdY	39.95	14.75	2.93	5.60	1.225
14.96	PT35*35	Mmax --> Ncorr	G+Q+EdX	326.64	78.05	-0.26	5.60	1.225
14.96	PT35*35	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-48.04	20.44	18.95	5.60	1.22
11.56	PT35*35	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	-175.40	68.27	15.71	15.44	1.22
11.56	PT35*35	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-69.89	2.41	15.71	6.18	1.22
7.48	PT35*35	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdX	-260.83	49.25	4.83	14.48	1.22
7.48	PT35*35	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-214.98	-3.58	4.83	6.18	1.22
3.40	PT35*35	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-113.46	-83.30	35.03	16.38	1.22
14.96	PTC40	Nmax -->	1,35.G+1,5.Q	737.27	3.34	-0.22	5.30	5.02

		Mcorr						
11.56	PTC40	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	929.60	-3.68	-2.83	5.30	5.02
7.48	PTC40	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1294.26	-8.15	-2.79	5.30	5.02
3.40	PTC40	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1636.46	-132.96	-18.38	31.47	5.02

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
14.40	6HA20+2HA16= 22.87cm2	**C.V**
11.02	4HA20+4HA12= 17.09cm2	**C.V**
11.30	8HA20+4HA16= 33.18cm2	**C.V**

Tableau V.30. Les Armatures longitudinaux des poteaux carrées et circulaires(BlocA).

❖ **Bloc B :**

Niveau (m)	Section	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Acal (cm2)	Amin(cm2) CBA
14.96	PT40*40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-38.27	0	0	8.40	1.6
14.96	PT40*40	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdY	-13.87	0	0	8.40	1.6
14.96	PT40*40	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	307.74	0	0	6.40	1.6
11.56	PT40*40	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdY	23.36	0	0	6.40	1.6
11.56	PT40*40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-6.9	0	0	8.40	1.6
11.56	PT40*40	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	701.15	0	0	6.40	1.6
7.48	PT40*40	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdY	-109.44	0	0	8.40	1.6

7.48	PT40*40	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1102.57	0	0	6.40	1.6
7.48	PT40*40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-145.77	0	0	8.40	1.6
3.4	PT40*40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-373.38	0	0	9.33	1.6
3.4	PT40*40	Mmax --> Ncorr	0,8.G+EdY	-328.22	0	0	8.40	1.6
3.4	PT40*40	Nmax --> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1511.91	0	0	6.40	1.6

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
14.40	6 HA 16 + 2HA 14 = 15.14cm2	**C.V**

Tableau V.31. Les Armatures longitudinaux des poteaux carrées(Bloc B).

❖ **Bloc C :**

Niveau (m)	Section	Cas	Combinaison	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Acal (cm2)	Amin(cm2) CBA
14.96	PT40*40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-38.27	0	0	8.4	1.6
14.96	PT40*40	Mmax -> Ncorr	0,8.G+EdY	-13.87	0	0	8.4	1.6
14.96	PT40*40	Nmax -> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	307.74	0	0	6.4	1.6
11.56	PT40*40	Mmax -> Ncorr	0,8.G+EdY	23.36	0	0	6.4	1.6
11.56	PT40*40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-6.9	0	0	8.4	1.6
11.56	PT40*40	Nmax -> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	701.15	0	0	6.4	1.6
7.48	PT40*40	Mmax -> Ncorr	0,8.G+EdY	-109.44	0	0	8.4	1.6
7.48	PT40*40	Nmax -	1,35.G+1,5.Q	1102.57	0	0	6.4	1.6

		-> Mcorr						
7.48	PT40*40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-145.77	0	0	8.4	1.6
3.4	PT40*40	Nmin --> Mcorr	0,8.G+EdX	-373.38	0	0	9.33	1.6
3.4	PT40*40	Mmax -> Ncorr	0,8.G+EdY	-328.22	0	0	8.4	1.6
3.4	PT40*40	Nmax -> Mcorr	1,35.G+1,5.Q	1511.91	0	0	6.4	1.6

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
14.40	6HA 16 + 2HA 14 = 15.14cm2	**C.V**

Tableau V.32. Les Armatures longitudinaux des poteaux carrées(Bloc C).

V.3.3.Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir faire le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'état limite de service, sous les sollicitations les plus défavorables (M_{ser}, N_{ser})

- La contrainte de béton est limitée par: $\overline{\sigma}_b = 15\,MPa$
- La fissuration est considérée comme Préjudiciable

$$\overline{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = \min\left[266.7\,MPa; 201.63\,MPa\right] = 202\,MPa$$

Bloc A :

Section	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	бbx	бby	бs1x	бs1y	бs2x	бs2y	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$
PT40x40	31.24	-1.43	-0.93	0.2	0.18	0	0	2.94	2.63	15	202
PT40x40	24.3	-0.53	0.29	0.13	0.12	0	0	1.92	1.77	15	202
PT40x40	28.72	-0.92	0.41	0.17	0.14	0	0	2.45	2.14	15	202
PT40x40	76.73	-0.91	-0.26	0.38	0.35	0	0	5.6	5.2	15	202
PT40x40	49.55	0.25	4.29	0.23	0.42	0	0	3.41	5.91	15	202
PT40x40	76.27	-0.91	0.26	0.38	0.35	0	0	5.57	5.17	15	202
PT40x40	108.77	-0.47	-0.67	0.5	0.51	0	0	7.43	7.55	15	202
PT40x40	70.65	0.03	3.54	0.31	0.48	0	0	4.65	6.83	15	202
PT40x40	108.39	-0.48	0.62	0.5	0.5	0	0	7.41	7.5	15	202
PT40x40	163.1	-0.78	-0.3	0.75	0.73	0	0	11.19	10.89	15	202
PT40x40	108.27	0.45	3.98	0.49	0.66	0	0	7.38	9.57	15	202
PT40x40	161.11	-0.64	0.42	0.73	0.72	0	0	10.97	10.83	15	202
PT40x40	204.1	-0.8	0.47	0.93	0.91	0	0	13.89	13.68	15	202
PT40x40	433.97	-5.84	5.73	2.92	2.91	0	0	42.93	42.82	15	202
PT35*35	105.45	-11.78	17.09	1.46	1.85	1.92	6.89	20.13	25.1	15	202
PT35*35	82.34	-2.16	7.61	0.63	1.03	0	0.01	9.13	14.23	15	202
PT35*35	89.55	-27.9	13.6	2.77	1.51	34.04	5	35.75	20.46	15	202
PT35*35	16.92	0.31	0.47	0.12	0.13	0	0	1.75	1.9	15	202
PT35*35	212.78	-23	9.65	2.9	1.93	3.16	0	39.89	27.4	15	202
PT35*35	60.31	0.18	0.48	0.36	0.38	0	0	5.37	5.66	15	202
PT35*35	342.95	-22.41	6.9	3.6	2.48	0	0	50.58	36.06	15	202
PT35*35	87.8	0.37	0.3	0.53	0.53	0	0	7.93	7.86	15	202
PT35*35	121.53	-0.22	0.04	0.72	0.7	0	0	10.7	10.53	15	202
PTC40	543.61	-1.24	2.37	3.29	3.38	0	0	49.04	50.3	15	202
PTC40	679.69	11.06	2.07	5.08	4.14	0	0	73.97	61.71	15	202
PTC40	938.16	3.31	0.59	5.79	5.49	0	0	86.19	82.18	15	202
PTC40	1179.84	0.98	0.29	6.96	6.85	0	0	104.16	102.76	15	202

Tableau V.33. Valeurs des contraintes à l'E.L.S(Bloc A).

❖ **Bloc B :**

Niveau (m)	Section	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	бb	$б_s$	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$
14.96	PT40*40	17.64	0	0	0.1	1.46	15	202
14.96	PT40*40	29.55	0	0	0.16	2.44	15	202
14.96	PT40*40	226.99	0	0	1.25	18.78	15	202
11.56	PT40*40	82.35	0	0	0.45	6.81	15	202
11.56	PT40*40	85.33	0	0	0.47	7.06	15	202
11.56	PT40*40	506.12	0	0	2.79	41.87	15	202
7.48	PT40*40	121.19	0	0	0.67	10.03	15	202
7.48	PT40*40	791.02	0	0	4.36	65.45	15	202
7.48	PT40*40	123.65	0	0	0.68	10.23	15	202
3.4	PT40*40	157.81	0	0	0.87	13.06	15	202
3.4	PT40*40	154.21	0	0	0.85	12.76	15	202
3.4	PT40*40	1081.5	0	0	5.97	89.48	15	202

Tableau V.34. Valeurs des contraintes à l'E.L.S(Bloc B).

❖ **Bloc C:**

Niveau (m)	Section	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	бb	$б_s$	$\overline{\sigma_b}$	$\overline{\sigma_s}$
14.96	PT40*40	17.64	0	0	0.1	1.46	15	202
14.96	PT40*40	29.55	0	0	0.16	2.45	15	202
14.96	PT40*40	226.99	0	0	1.26	18.85	15	202
11.56	PT40*40	82.35	0	0	0.46	6.84	15	202
11.56	PT40*40	85.33	0	0	0.47	7.09	15	202
11.56	PT40*40	506.12	0	0	2.8	42.03	15	202
7.48	PT40*40	121.19	0	0	0.67	10.06	15	202
7.48	PT40*40	791.02	0	0	4.38	65.68	15	202
7.48	PT40*40	123.65	0	0	0.68	10.27	15	202
3.4	PT40*40	157.81	0	0	0.87	13.1	15	202
3.4	PT40*40	154.21	0	0	0.85	12.81	15	202
3.4	PT40*40	1081.5	0	0	5.99	89.81	15	202

Tableau V.35. Valeurs des contraintes à l'E.L.S(Bloc C).

V.3.4. Calcul de contrainte de cisaillement

La contrainte tangente dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à :

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$; V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u).

b_0 : la largeur de poteau.

d : la hauteur utile (d = h-c).

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

- **Selon le CBA 93:**

Armatures droites ($\alpha = 90°$)

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidentale}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min}\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,\text{MPa}\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,\text{MPa} \rightarrow \textit{situation accidentale}\end{cases}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 :**

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & si\ \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & si\ \lambda < 5\end{cases}$$

- **Élancement λ :**

$$\left.\begin{aligned}\lambda &= \frac{\ell_f}{i}\\ i &= \sqrt{\frac{I}{B}}\end{aligned}\right\}$$ Pour une section rectangulaire de hauteur h, l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{h}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{h}$$

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux plans sont représentées dans les tableaux suivant :

❖ **Bloc A:**

Niveau (m)	Section	Combinaison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
3.4	40x40	G+Q+Ex	51.25	0.34	20.58	0.075	1.875	3.26	**C.V**
4.08	40x40	G+Q+Ex	218.75	1.45	24.70	0.075	1.875	3.26	**C.V**
3.4	35x35	G+Q+Ex	109.35	0.96	23.54	0.075	1.875	3.26	**C.V**
4.08	35x35	G+Q+Ex	67.10	0.59	28.24	0.075	1.875	3.26	**C.V**
3.4	$S = \frac{\pi D2}{4}$	G+Q+Ex	44.84	0.40	23.8	0.075	1.875	3.26	**C.V**
4.08	$S = \frac{\pi D2}{4}$	G+Q+Ex	31.01	0.27	28.56	0.075	1.875	3.26	**C.V**

Tableau V.36. Valeurs des contraintes limites de cisaillement(Bloc A).

❖ **Bloc B:**

Niveau (m)	Section	Combinaison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
3.4	40x40	G+Q+Ex	00.00	00.00	20.57	0.075	1.875	3.26	**C.V**
4.08	40x40	G+Q+Ex	00.00	00.00	24.70	0.075	1.875	3.26	**C.V**

Tableau V.37. Valeurs des contraintes limites de cisaillement(Bloc B).

❖ **Bloc C:**

Niveau (m)	Section	Combinaison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]$RPA (MPa)	$[\tau_u]$CBA (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
3.4	40x40	G+Q+Ex	0.00	0.00	20.57	0.075	1.875	3.26	Oui
4.08	40x40	G+Q+Ex	0.00	0.00	24.70	0.075	1.875	3.26	Oui

Tableau V.38. Valeurs des contraintes limites de cisaillement(Bloc C).

❖ **Remarque :**

Dans les deux bloc B et C ,R=3.5(voile porteur) => les efforts tranchants réduites seulement sur les voiles donc les efforts tranchant dans les poteaux est nulle.

V.3.5 Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.
- Empêcher le flambement des armatures.

✍ **Selon le CBA93 :**

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Φ_t est donnée par la relation suivante :

Aves : Φ_ℓ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t=n_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

Dans le cas de la flexion composée.

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]

Et

-

✍ **Selon le RPA99 version 2003 : (A.**7.4.2.2)

$$S_t = \frac{h.f_{e.A_t}}{\rho.V_u}$$

Avec : $A_t= n_t.a_t$

ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g= \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho =2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho=3.75 \text{ dans les cas contraires.} \end{cases}$$

Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

- Dans la zone nodale: $St \leq 10cm$ en zone IIb.

- Dans la zone courante: $St \leq$ Min (b/2 , h/2 , $10\phi_l$) en zone IIb.

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b) en % est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{S_t.b_1} = \begin{cases} 0.3\% & \text{si} \quad \lambda_g \geq 5 \\ \left(\frac{10}{\lambda_g^{\,2}}\right)\% & \text{si} \quad 3 < \lambda_g < 5 \\ 0.8\% & \text{si} \quad \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$ >12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **Bloc A :**

Section	V_u (kN)	λ_g	ρ	Zone	$S_{t\ adopte}$ (cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix
40x40	150.53	7.14	2.5	Z.C	15cm	6.05	1.80	8T10=6.28
				Z.N	10 cm	4.00	1.2	6T10=4.71
35x35	109.35	6.8	2.5	Z.C	15cm	4.98	1.57	7T10=5.50
				Z.N	10 cm	3.32	1.05	5T10=3.93
$S = \frac{\pi D2}{4}$	44.84	7.14	2.5	Z.C	15cm	1.78	1.8	4T8=2.01
				Z.N	10 cm	1.19	1.2	4T8=2.01

Tableau V.39. Armatures transversales des poteaux(Bloc A).

Bloc B et C :

- ✓ A_t= 2 cadre $\emptyset_t$=8

- **L'espacement :**
  - ✓ S_t = 10 cm (zone nodale).
  - ✓ S_t = 15 cm (zone courante).

Remarque :

Les efforts tranchants dans les poteaux sont nuls donc les armateurs transversales ne sont pas nécessaires mais on prévoit ces derniers pour attacher les armatures longitudinales.

V.4. Ferraillage des voiles :

V.4.1 Introduction:

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93, et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99 version(2003) sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

On a un seul type de voiles dans notre structure (les voiles pleins) . Le ferraillage des voiles est déterminé selon la combinaison des charges la plus défavorable.

V.4.2. Recommandations des règlements:

- **Selon le CBA :**

  - $0{,}1\% \le \dfrac{2.A_v}{a.b} \le 0{,}5\%$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue

- Condition de non fragilité.

- **Selon le RPA 99 version 2003 :**
  - Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitiésur**1/10** de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm.**
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :
  - ✓ Globalement dans la section du voile **0,15 %**
  - ✓ En zone courante **0,10 %**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

S ≤1.5 a

S ≤30cm

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins **4 épingles** au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - ✓ 40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
  - ✓ 20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.3.Armatures verticales:

❖ Bloc A :

✓ **Sens longitudinale X :**

➢ **Voile 1 (L=1.75m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	combinaison	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	A_{min} CBA
$1^{ére}$ RDC	1.75	G+Q+Ex	554.36	429.96	7.68	7.68	1.48
		0,8G+Ex	610.78	376.78	7.68	7.68	
$1^{éreSS}$ $2^{èmeSS}$	1.75	G+Q+Ex	204.97	1052.49	13.25	13.25	1.48
		0,8G+Ex	253.09	938.08	10.97	10.97	

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
5.95	2*(8HA12=9.05)	**C.V**
5.95	2*(12HA12=13.57)	**C.V**

Tableau V.40.Ferraillage verticale du voile 1(sens x)(Bloc A) .

- **Voile 2 (L=0.90m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	combinaison	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	A_{min} CBA
6 éme 5 éme 4 ème	0.9O	G+Q+Ex	111.67	247.43	9.04	9.04	0.55
		0,8G+Ex	103.60	173.36	6.01	6.01	
3 ème 2ème	0.90	G+Q+Ex	213.81	312.07	10.56	10.56	0.55
		0,8G+Ex	213.06	276.32	9.07	9.07	
1ére RDC	0.90	G+Q+Ex	213.77	445.27	16.14	16.14	0.55
		0,8G+Ex	196.20	382.65	13.73	13.73	
1éreSS 2èmeSS	0.90	G+Q+Ex	173.52	499.89	18.91	18.91	0.55
		0,8G+Ex	115.35	396.93	15.29	15.29	

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
2.21	**2*(9HA12=10.18)**	**C.V**
2.21	**2*(10HA12=11.31)**	**C.V**
2.21	**2*(15HA12=16.96)**	**C.V**
2.21	**2*(18HA12=20.36)**	**C.V**

Tableau V.41. Ferraillage verticale du voile 2(sens x) (Bloc A) .

- ✓ **Sens longitudinale Y :**
  - ✓ **Voile 1 (L=1.75m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	combinaison	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	A_{min} CBA
1ére RDC	1.75	G+Q+Ex	384.91	374.47	7.68	7.68	1.48
		0,8G+Ex	461.18	322.44	7.68	7.68	
1éreSS 2èmeSS	1.75	G+Q+Ex	1816.77	1002.77	7.68	7.68	1.48
		0,8G+Ex	1600.29	928.98	7.68	7.68	

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
5.95	**2*(8HA12=09.05)**	**C.V**
5.95	**2*(8HA12=09.05)**	**C.V**

Tableau V.42.Ferraillage verticale du voile 1(sens y) (Bloc A) .

- ➢ **Voile 2 (L=0.90m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	combinaison	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	A_{min} CBA
6éme 5éme 4ème	0.90	G+Q+Ex	116.46	326.88	12.33	12.33	0.55
		0,8G+Ex	126.77	288.56	10.59	10.59	
3ème 2ème	0.90	G+Q+Ex	330.08	445.05	14 .80	14.80	0.55
		0,8G+Ex	451.77	370.54	10.68	10.68	
1ére RDC	0.90	G+Q+Ex	757.64	803.76	27.07	27.07	0.55
		0,8G+Ex	472.46	687.03	23.71	23.71	
1éreSS 2èmeSS	0.90	G+Q+Ex	344.71	953.20	35.76	35.76	0.55
		0,8G+Ex	326.86	786.32	29.05	29.05	

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
2.21	**2*(9HA12=10.18)**	**C.V**
2.21	**2*(10HA12=11.31)**	**C.V**
2.21	**2*(15HA12=16.96)**	**C.V**
2.21	**2*(18HA12=20.36)**	**C.V**

Tableau V.43: Ferraillage verticale du voile 2(sens y) (Bloc A) .

❖ Bloc B :

✓ **Sens longitudinale X :**

➢ **Voile 1 (L=1.75m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	combinaison	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	A_{min} CBA
1éré RDC	1.75	G+Q+Ex	986.56	1617.19	7.68	7.68	1.48
		0,8G+Ex	1191.40	1509.41	7.68	7.68	
1éreSS 2èmeSS	1.75	G+Q+Ex	164.36	400.30	7.68	7.68	1.48
		0,8G+Ex	164.36	373.41	7.68	7.68	

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
5.95	2*(8HA12=9.05)	**C.V**
5.95	2*(8HA12=9.05)	**C.V**

Tableau V.44. Ferraillage verticale du voile 1(sens x) (Bloc B) .

- **Voile 2 (L=2m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	Combinaison	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	A_{min} CBA
$1^{ére}$ RDC	2	G+Q+Ex	1388.28	1511.03	8.68	8.68	1.7
		0,8G+Ex	1312.64	1393.32	8.68	8.68	
$1^{éreSS}$ $2^{èmeSS}$	2	G+Q+Ex	652.85	272.74	8.68	8.68	1.7
		0,8G+Ex	632.06	218.87	8.68	8.68	

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	$A_{min}(RPA) \leq A_{choisies}$
6.8	**2*(8HA12=9.05)**	**C.V**
6.8	**2*(8HA12=9.05)**	**C.V**

Tableau V.45. Ferraillage verticale du voile 2(sens x) (Bloc B) .

- ✓ **Sens longitudinale Y :**

- **Voile 1 (L=1.75m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	combinaison	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	A_{min} CBA
$1^{ére}$ RDC	1.75	G+Q+Ex	1085.42	1416.86	7.68	7.68	1.48
		0,8G+Ex	878.26	1301.05	7.68	7.68	
$1^{éreSS}$ $2^{èmeSS}$	1.75	G+Q+Ex	342.22	356.65	7.68	7.68	1.48
		0,8G+Ex	266.94	335.04	7.68	7.68	

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	$A_{min}(RPA) \leq A_{choisies}$
5.95	**2*(8HA12=9.05)**	**C.V**
5.95	**2*(8HA12=9.05)**	**C.V**

Tableau V.46.Ferraillage verticale du voile 1(sens y) (Bloc B) .

- **Voile 2 (L=2m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	combinaison	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	A_{min} CBA
1ére RDC	2.00	G+Q+Ex	1247.37	1503.66	8.68	8.68	1.7
		0,8G+Ex	1011.37	1377.83	8.68	8.68	
1éreSS 2èmeSS	2.00	G+Q+Ex	667.12	310.20	8.68	8.68	1.7
		0,8G+Ex	645.57	251.14	8.68	8.68	

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
6.8	2*(8HA12=9.05)	**C.V**
6.8	2*(8HA12=9.05)	**C.V**

Tableau V.47. Ferraillage verticale du voile 2(sens y)(Bloc B) .

- **Bloc C:**

✓ **Sens longitudinale X :**

- **Voile 1 (L=1.75m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	combinaison	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	A_{min} CBA
1ére RDC	1.75	G+Q+Ex	953.45	1687.70	7.68	7.68	1.48
		0,8G+Ex	959.95	1564.85	7.68	7.68	
1éreSS 2èmeSS	1.75	G+Q+Ex	463.41	628.70	7.68	7.68	1.48
		0,8G+Ex	315.74	559.25	7.68	7.68	

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
5.95	**2*(8HA12=9.05)**	**C.V**
5.95	**2*(8HA12=9.05)**	**C.V**

Tableau V.48. Ferraillage verticale du voile 1(sens x) (Bloc C) .

- **Voile 2 (L=2m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	Combinaison	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	A_{min} CBA
1ére RDC	2	G+Q+Ex	1636.197	1513.52	8.68	8.68	1.7
		0,8G+Ex	1864.57	1379.66	10.10	10.10	
1éreSS 2èmeSS	2	G+Q+Ex	565.19	326.10	8.68	8.68	1.7
		0,8G+Ex	598.19	274.40	8.68	8.68	

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
6.8	**2*(10HA12=11.31)**	**C.V**
6.8	**2*(8HA12=9.05)**	**C.V**

Tableau V.49. Ferraillage verticale du voile 2(sens x) (Bloc C) .

- ✓ **Sens longitudinale Y :**

- **Voile 1 (L=1.75m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	combinaison	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	A_{min} CBA
1ére RDC	1.75	G+Q+Ex	1327.08	645.13	12.35	12.35	1.48
		0,8G+Ex	683.59	556.48	7.68	7.68	
1éreSS 2èmeSS	1.75	G+Q+Ex	1327.08	645.13	12.35	12.35	1.48
		0,8G+Ex	683.59	556.48	7.68	7.68	

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
5.95	2*(12HA12=13.57)	**C.V**
5.95	2*(12HA12=13.57)	**C.V**

Tableau V.50: Ferraillage verticale du voile 1(sens y) (Bloc C) .

- **Voile 2 (L=2m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	combinaison	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	A_{min} CBA
1ére RDC	2.00	G+Q+Ex	221.22	507.09	8.68	8.68	1.7
		0,8G+Ex	514.65	443.29	8.68	8.68	
1éreSS 2èmeSS	2.00	G+Q+Ex	685.75	507.09	8.68	8.68	1.7
		0,8G+Ex	514.65	443.29	8.68	8.68	

A_{min} (cm^2) RPA	$A_{choisies}$ (cm^2)	A_{min}(RPA)≤ $A_{choisies}$
6.8	2*(8HA12=9.05)	**C.V**
6.8	2*(8HA12=9.05)	**C.V**

Tableau V.51: Ferraillage verticale du voile 2(sens y) (Bloc C) .

V.4.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Bloc A :

- ✓ **Sens longitudinale X :**

- **Voile 1 (L=1.75m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	σ_b	σ_{s1}	σ_{s2}
1ére RDC	1.75	-23.84	156.77	**9.05**	**9.05**	0.7	10.42	00.00
1éreSS 2èmeSS	1.75	104.46	316.63	**13.57**	**13.57**	1.8	26.69	00.00

Tableau V.52. Vérification à l'ELS de voile 1(sens x) (Bloc A)

- **Voile 2 (L=0.65m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	σ_b	σ_{s1}	σ_{s2}
6 éme 5 éme 4 ème	0.65	-15.54	76.57	**10.18**	**10.18**	1.30	18.68	2.39
3 ème 2ème	0.65	1.7	128.35	**11.31**	**11.31**	0.97	14.43	00.00
1ére RDC	0.65	34.15	198.86	**16.96**	**16.96**	2.54	36.63	00.00
1éreSS 2èmeSS	0.65	3.63	290.88	**20.36**	**20.36**	2.34	33.75	00.00

Tableau V.53. Vérification à l'ELS de voile 2(sens x) (Bloc A)

- ✓ **Sens longitudinale Y :**
  - ✓ **Voile 1 (L=1.75m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	σ_b	σ_{s1}	σ_{s2}
1ére RDC	1.75	-71.33	154.48	**9.05**	**9.05**	1.13	16.66	2.38
1éreSS 2èmeSS	1.75	-99.64	211.63	**9.05**	**9.05**	1.56	23.08	3.52

Tableau V.54. Vérification à l'ELS de voile 1(sens y) (Bloc A)

➢ **Voile 2 (L=0.65m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	σ_b	σ_{s1}	σ_{s2}
6 éme 5 éme 4 ème	0.65	19.66	141.82	**13.57**	**13.57**	1.78	25.78	00.00
3 ème 2ème	0.65	68.49	254.47	**15.83**	**15.83**	4.34	63.00	18.46
1ére RDC	0.65	101.58	374.25	**27.71**	**27.71**	4.87	69.58	13.42
1éreSS 2èmeSS	0.65	99.94	505.25	**36.19**	**36.19**	4.68	67.51	00.00

Tableau V.55. Vérification à l'ELS de voile 2(sens y) (Bloc A).

❖ **Bloc B :**

✓ **Sens longitudinale X :**

➢ **Voile 1 (L=1.75m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	σ_b	σ_{s1}	σ_{s2}
1ére RDC	1.75	49.84	291.56	**9.05**	**9.05**	1.35	20.12	00.00
1éreSS 2èmeSS	1.75	8.43	102.65	**9.05**	**9.05**	0.39	5.87	00.00

Tableau V.56. Vérification à l'ELS de voile 1(sens x) (Bloc B).

- **Voile 2 (L=2m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	σ_b	σ_{s1}	σ_{s2}
1ére RDC	2.00	47.93	321.91	**9.05**	**9.05**	1.22	18.19	00.00
1éreSS 2èmeSS	2.00	49.39	153.01	**9.05**	**9.05**	0.77	11.44	00.00

Tableau V.57. Vérification à l'ELS de voile 2(sens x) (Bloc B).

- ✓ **Sens longitudinale Y :**
  - ✓ **Voile 1 (L=1.75m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	σ_b	σ_{s1}	σ_{s2}
1ére RDC	1.75	2.63	356.65	**9.05**	**9.05**	1.12	16.83	00.00
1éreSS 2èmeSS	1.75	89.45	88.86	**9.05**	**9.05**	1.09	16.04	7.83

Tableau V.58. Vérification à l'ELS de voile 1(sens y) (Bloc B)

- **Voile 2 (L=2m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	σ_b	σ_{s1}	σ_{s2}
1ére RDC	2.00	31.27	310.20	**9.05**	**9.05**	1.07	15.96	00.00
1éreSS 2èmeSS	2.00	104.65	175.40	**9.05**	**9.05**	1.23	18.17	00.00

Tableau V.59. Vérification à l'ELS de voile 2(sens y) (Bloc B).

❖ **Bloc C:**

✓ **Sens longitudinale X :**

➢ **Voile 1 (L=1.75m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	σ_b	σ_{s1}	σ_{s2}
$1^{ére}$ RDC	1.75	63.16	345.27	9.05	9.05	1.64	24.38	00.00
$1^{éreSS}$ $2^{èmeSS}$	1.75	28.83	187.90	9.05	9.05	0.84	12.53	00.00

Tableau V.60.Vérification à l'ELS de voile 1(sens x) (Bloc C).

➢ **Voile 2 (L=2m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	σ_b	σ_{s1}	σ_{s2}
$1^{ére}$ RDC	2	83.11	357.98	11.31	11.31	1.53	22.71	00.00
$1^{éreSS}$ $2^{èmeSS}$	2	114.86	148.30	9.05	9.05	1.23	18.13	6.01

Tableau V.61. Vérification à l'ELS de voile 2(sens x) (Bloc C).

✓ **Sens longitudinale Y :**

✓ **Voile 1 (L=1.75m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	σ_b	σ_{s1}	σ_{s2}
$1^{ére}$ RDC	1.75	126.62	279.15	13.57	13.57	1.88	27.71	2.95
$1^{éreSS}$ $2^{èmeSS}$	1.75	70.91	236.10	13.57	13.57	1.29	19.05	00 .00

Tableau V.62 .Vérification à l'ELS de voile 1(sens y) (Bloc C).

- **Voile 2 (L=2m ; a = 17cm)**

Niveau	L (m)	M KN.m	N KN	A_1 cm^2	A_2 cm^2	σ_b	σ_{s1}	σ_{s2}
$1^{ére}$ RDC	2	295.57	303.67	9.05	9.05	2.95	43.47	18.66
$1^{éreSS}$ $2^{èmeSS}$	2	185.72	93.50	9.05	9.05	1.59	23.34	15.70

Tableau V.63. Vérification à l'ELS de voile 2(sens y) (Bloc C).

V.4.5. Espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v \le \begin{cases} 1.5\,a \\ 30\,cm \end{cases} \Rightarrow S_v \le \begin{cases} 1.5*17 = 25.5\,cm \\ 30\,cm \end{cases}$$

Donc suivant le nombre de barres choisi, on adopte les espacements suivants:

- S_t = 15 *cm* (en zone courante)
- S_t = 10 *cm* (en zone d'extrémité du voile)

V.4.6. Calcul les armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93:**

Diamètre minimal: $\varphi_h \le \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales:

$$S_h \le \min[0.9d; 40cm]$$

$$S_h \le \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$$

$$S_t \le \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

- **Selon le RPA 99 version 2003:**

$$\varphi_h \le \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \le \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \le \min\left[1.5a ; 30cm\right]$$

A_{min} (RPA) = 0.15 %.B

- **Les contraintes limites de cisaillement $\overline{\tau}_b$:**

$$\tau \le \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{où } \tau = \frac{V}{b_0 d} \text{ avec: } V = 1.4\, V_{U\ Calcul}$$

Bloc A :

- ✓ **Sens longitudinale X :**

Etage	L (m)	V_u (kN)	$\overline{V}_u$ (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_{RPA}$ (MPa)	φ_h (mm)	$A_{h\,min}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	S_h (cm)		S_h adopt (cm)
									CBA	RPA	
RDC+1	**1.75**	295.93	414.33	1.54	5	10	4.46	**2*(6HA10)= 9.42**	40	25.5	20
1+2(ssl)	**1.75**	593.91	831.47	3.10	5	10	4.46	**2*(6HA10)= 9.42**	40	25.5	20
6 éme 5 éme 4 ème	**0.65**	64.26	89.96	0.9	5	10	1.65	**2*(3HA10)= 4.72**	40	25.5	20
3 ème 2ème	**0.65**	97.46	136.44	1.37	5	10	1.65	**2*(3HA10)= 4.72**	40	25.5	20
RDC+1	**0.65**	101.42	141.98	1.42	5	10	1.65	**2*(3HA10)= 4.72**	40	25.5	20
1+2(ssl)	**0.65**	109.63	153.48	1.54	5	10	1.65	**2*(3HA10)= 4.72**	40	25.5	20

Tableau V.64. Calcul des armatures horizontales sens x(Bloc A).

✓ **Sens longitudinale Y :**

Etage	L (m)	V_u (kN)	$\overline{V}_u$ (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_{RPA}$ (MPa)	φ_h (mm)	$A_{h\,min}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	S_h (cm)		S_h adopt (cm)
									CBA	RPA	
RDC+1	**1.75**	311.33	435.86	1.62	5	10	4.46	**2*(6HA10)= 9.42**	40	25.5	20
1+2(ssl)	**1.75**	587.79	822.90	3.07	5	10	4.46	**2*(6HA10)= 9.42**	40	25.5	20
6 éme 5 éme 4 ème	**0.65**	115.56	161.78	1.16	5	10	1.65	**2*(3HA10)= 4.72**	40	25.5	20
3 ème 2ème	**0.65**	153.09	214.32	2.15	5	10	1.65	**2*(3HA10)= 4.72**	40	25.5	20
RDC+1	**0.65**	304.89	426.84	4.29	5	10	1.65	**2*(3HA10)= 4.72**	40	25.5	20
1+2(ssl)	**0.65**	231.64	324.29	3.26	5	10	1.65	**2*(3HA10)= 4.72**	40	25.5	20

Tableau V.65. Calcul des armatures horizontales sens y(Bloc A).

Bloc B:

✓ **Sens longitudinale X :**

Etage	L (m)	V_u (kN)	$\overline{V}_u$ (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_{RPA}$ (MPa)	φ_h (mm)	$A_{h\,min}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	S_h (cm)		S_h adopt (cm)
									CBA	RPA	
RDC+1	**1.75**	260.71	364.99	1.36	5	10	4.46	**2*(6HA10)= 9.42**	40	25.5	20
1+2(ssl)	**1.75**	348.92	488.48	1.82	5	10	4.46	**2*(6HA10)= 9.42**	40	25.5	20
RDC+1	**2.00**	284.52	398.32	1.30	5	10	5.1	**2*(7HA10)= 11.00**	40	25.5	20
1+2(ssl)	**2.00**	374.98	524.97	1.77	5	10	5.1	**2*(7HA10)= 11.00**	40	25.5	20

Tableau V.66. Calcul des armatures horizontales sens x(Bloc B).

✓ **Sens longitudinale Y :**

Etage	L (m)	V_u (kN)	$\overline{V}_u$ (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_{RPA}$ (MPa)	φ_h (mm)	$A_{h\,min}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	S_h (cm)		S_h adopt (cm)
									CBA	RPA	
RDC+1	**1.75**	246.96	345.74	1.29	5	10	4.46	**2*(6HA10) =9.42**	40	25.5	20
1+2(ssl)	**1.75**	331	363.4	1.35	5	10	4.46	**2*(6HA10) =9.42**	40	25.5	20
RDC+1	**2.00**	294.85	412.79	1.54	5	10	5.1	**2*(7HA10) =11.00**	40	25.5	20
1+2(ssl)	**2.00**	381.15	533.61	1.99	5	10	5.1	**2*(7HA10) =11.00**	40	25.5	20

Tableau V.67. Calcul des armatures horizontales sens y(Bloc B).

Bloc C :

✓ **Sens longitudinale X :**

Etage	L (m)	V_u (kN)	$\overline{V}_u$ (kN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_{RPA}$ (MPa)	φ_h (mm)	$A_{h\,min}$ (cm²)	$A_{choisie}$ (cm²)	S_h (cm)		S_h adopt (cm)
									CBA	RPA	
RDC+1	**1.75**	224.55	314.37	1.17	5	10	4.46	**2*(6HA10)= 9.42**	40	25.5	20
1+2(ssl)	**1.75**	334	467.6	1.74	5	10	4.46	**2*(6HA10)= 9.42**	40	25.5	20
RDC+1	**2.00**	249.91	349.87	1.14	5	10	5.1	**2*(7HA10)=11.00**	40	25.5	20
1+2(ssl)	**2.00**	408	571.2	1.86	5	10	5.1	**2*(7HA10)=11.00**	40	25.5	20

Tableau V.68. Calcul des armatures horizontales sens x(Bloc C).

✓ **Sens longitudinale Y :**

Etage	L (m)	V_u (kN)	$\overline{V}_u$ (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_{RPA}$ (MPa)	φ_h (mm)	$A_{h\,min}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	S_h (cm)		S_h adopt (cm)
									CBA	RPA	
RDC+1	**1.75**	200.99	281.38	1.05	5	10	4.46	**2*(6HA10) =9.42**	40	25.5	20
1+2(ssl)	**1.75**	144.70	202.58	0.37	5	10	4.46	**2*(6HA10) =9.42**	40	25.5	20
RDC+1	**2.00**	296.80	415.52	1.35	5	10	5.1	**2*(7HA10) =11.00**	40	25.5	20
1+2(ssl)	**2.00**	142.33	199.26	0 .65	5	10	5.1	**2*(7HA10) =11.00**	40	25.5	20

Tableau V.69. Calcul des armatures horizontales sens y(Bloc C).

Chapitre VI

ETEDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

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

VI .2.Reconnaissance du sol (contrainte Admissible) :

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, en plus, il est surtout indispensable d'avoir des renseignements assez précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituant le terrain, afin de justifier le type de fondations correspondant.

- **Caractéristiques physiques et mécaniques du sol :**

D'après l'étude géologique; géotechnique et chimique, on peut dire qu'on a un sol :

- Argilo marneuse brunâtre grisâtre.
- Peu plastique
- Faible à moyenne humidité
- Faible à moyenne compacité
- Peu gonflant et de compressibilité moyenne.
- Moyenne cohésion

Par ailleurs, si on veut récapituler les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, elles seront:

- Teneur en eau naturelle : **W = 17.61 %**
- Limite de liquidité **W_L= 48%**
- Limite de plasticité **W_p= 24 %**
- Indice de plasticité : **I_p = 24 %**
- Pression de consolidation : **σ_c = 0.544 bars**
- Coefficient de compressibilité: **C_c=0.190**
- Coefficient de gonflement : **C_s=0.031**

- Angle de frottement interne : **φ = 18°**
- Cohésion : **C_u = 0.50**
- Poids volumique total humide: **γ= 18.00 kN/m^3**
- **La contrainte admissible : σ_{adm} = 1.4 bars= 0.14 Mpa**
- **D= 2.5m**

VI.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La distance entre axes des poteaux et des voiles.
- ✓ Les charges transmises par la superstructure.
- ✓ L'économique et la facilité de mise en œuvre.

Les différents types des fondations choisis pour notre structure sont :

- ✓ S_1: Semelles isolées sous poteaux carrés.
- ✓ S_2: Semelles filantes sous un poteaux et voiles.

VI.4. CALCUL DES FONDATIONS:

Pour le dimensionnement et le ferraillage de ces derniers types de fondations, on prend les sollicitations les plus défavorables pour les deux états limites (ultime, service).

Remarque: Le dimensionnement des fondations se fait à l'état limite de service, par contre le ferraillage se fait pour les deux états limite (ultime et de service).

VI.4.1. Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B

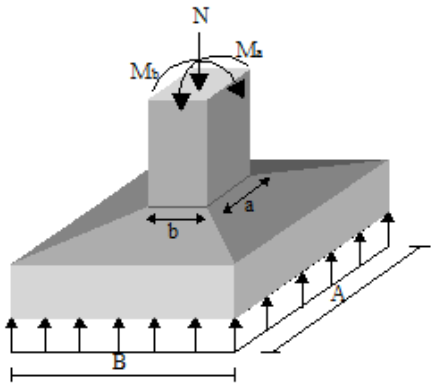


Figure VI.1.représentation des semelles isolées sous poteaux

✓ **Si M=0 :**

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma S}}$$

$$d_a \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow h \geq d+e+\frac{\phi}{2} \Rightarrow h_{adp} \Rightarrow \begin{cases} da_{adp} = h_{adp} - e - \frac{\phi}{2} \\ d_b = d_{a\ adp} - \frac{\phi a + \phi b}{2} \end{cases}$$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a = \frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} \\ A_b = \frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} \end{cases}$$

✓ **Si M≠0 :**

On procède comme suit:

Repartition trapézoïdale		Repartition triangulaire
Dimensionnement des semelles		
$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \leq B/6$		$e_{0b}=\frac{Mb}{N} \geq B/6$
$\frac{a}{b}\sigma s.B^3 - N.B - 3.e_{0b}.N \geq 0$ (1)		$\frac{1.995a}{b}\sigma s.B^2 - (3.99\frac{a}{b}.e_{0b}.\sigma s)B - 2.N \geq 0$
Ma=0	⇒ B ⇒A	A=$\frac{a}{b}$.B
Ma≠0	$\frac{b}{a}\sigma s.A^3 - N.A - 3.e_{0a}.N \geq 0$ (2)	

Ferraillage des semelles			
$e_{0b} \leq B/18$	$A_b=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{B-b}{8\ db\ \sigma s})$	$M_{1b}=A(B/2-0.35b)^2.((\sigma 3b+2.\sigma 2b)/6)$ $Ab= M_{1b}/\beta.db.\sigma s$	
Ma=0	$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$	Ma=0	$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/B))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$
Ma≠0 et $e_{0a} \leq A/18$	$A_a=N(1+(3\ e_{0b}/A))(\frac{A-a}{8\ da\ \sigma s})$	Ma≠0	$M_{1b}=B(A/2-0.35a)^2.((\sigma 3b+2.\sigma 2b)/6)$ $Aa= M_{1a}/\beta.da.\sigma s$

Tableau VI.1.récapitulation de la méthode de calcul des semelles

L'espacement est le suivant : $Sa=\frac{B-2(e+\phi b+\frac{\phi a}{2})}{na-1}$; $S_b=\frac{A-2(e+\frac{\phi b}{2})}{nb-1}$

Tel qu'on adopte le ferraillage maximal entre l'ELU et l'ELS.

VI.4.2. Dimensionnement des semelles isolées:

❖ Bloc A :

Semelle	Section de poteaux	N_{ser} KN	M_{ser} KN.m	e m	B m	A m	σ_m MPa	σ_{adm} MPa	$\sigma_m \leq \sigma_a$	h (m)	d (m)
S_1	35 x 35	582.80	0.24	0.0004	2.1	2.1	0.132	0.14	**C.V**	0.48	0.45
S_2	D=40	1179.84	0.59	0.0005	2.9	2.9	0.14	0.14	**C.V**	0.67	0.64
S_3	D=40	571.99	1.11	0.002	2.1	2.1	0.13	0.14	**C.V**	0.47	0.44

Tableau VI.2. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS(Bloc A)

Remarque:

D'après le tableau VI.2, on constate un chevauchement entre les semelles. On les remplace alors, par une semelle filante sous deux poteaux.

❖ Bloc B et C :

VI.4.2.1. Semelle isolée sous poteau carré : M=0

On se base pour déterminer la section des semelles isolées sur le rapport

$$\frac{A}{B}=\frac{a}{b}$$

$$S \geq \frac{N_{ser}^{max}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : contrainte admissible du sol .

N_{ser}^{max} : charge supportée par la fondation la plus sollicitée.

S : surface de la semelle.

$$S = B \times B \geq \frac{N_{ser\,Max}}{\sigma_{Sol}} \qquad \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser\,Max}}{\sigma_{Sol}}}$$

Donc :

$$d \geq \frac{B-b}{4_l}$$

Parmi les semelles isolées, on prend celle qui a un grand effort normale.

Bloc	semelles	Section de poteau	Nser (KN)	Bcal (m)	B chois (m)	σ (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	$\sigma \leq \sigma_{Sol}$	h(m)	d(m)
B	S_1	40*40	490.51	1.87	1.90	0.136	0.14	C. V	0.42	0.39
	S_2	40*40	1081.5	2.77	2.8	0.138	0.14	C. V	0.65	0.62
C	S_3	40*40	501.25	1.89	1.90	0.139	0.14	C. V	0.65	0.39
	S_4	40*40	1076.19	2.77	2.80	0.137	0.14	C. V	0.42	0.62

Tableau VI.3. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS(bloc B et C)

donc les dimensions finale de cette semelle :

- A*B = 1.90*1.90 m^2.
- A*B = 2.8*2.80 m^2

À partir de cet tableau on peut calculer le champ de chevauchement des semelles qui est égale à

$$D \geq \frac{1.5}{2}(A+A')$$

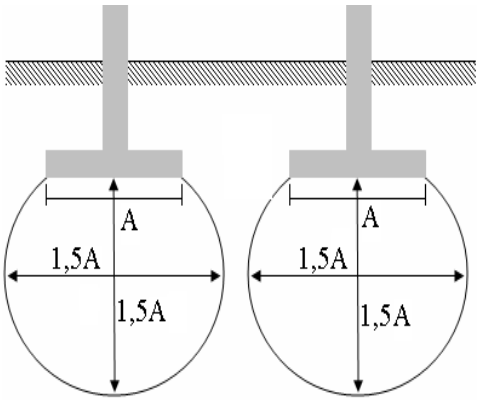
[introduction à la mécanique des sol Dr ali bouafia page 98]

- 4.30 m≥2.85m

Telque :

D : la distance entre les deux poteaux.

Il n'est pas de chevauchement entre les semelles isolées



Les bulles de pression

VI.4.2.1. Calcul de ferraillage :

VI.4.2.1.1. Calcul des semelles isolée :

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a = \frac{N(A-a)}{8.da.\sigma s} \\ A_b = \frac{N(B-b)}{8.db.\sigma s} \end{cases}$$

Le calcul de ferraillage est la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats. Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

Bloc	semelle	N(kN)	$A_a(cm^2)$	$A_b(cm^2)$
B	S1	490.51	6.09	6.09
	S2	1081.5	15.93	15.93
C	S3	501.25	7.06	7.06
	S4	1076.19	15.85	15.85

TableauVI.4. Ferraillage des semelles isolée à L'ELS (Bloc B et C)

Bloc	semelle	N(kN)	$A_a(cm^2)$	$A_b(cm^2)$
B	S1	679.36	9.57	9.57
	S2	1511.91	22.28	22.67
C	S3	697.36	9.83	9.83
	S4	1504.53	22.17	22.17

Tableau VI.5. Ferraillage des semelles isolée à L'ELU(Bloc B et C)

Bloc	semelles	$A_{a\ finale}(cm^2)$	$S_a(cm)$
B	S1	**11HA12**=12.44	18
	S1	**16HA14**=24.63	18
C	S3	**11HA12**=10.18	18
	S4	**16HA14**=24.63	18

Tableau VI.6. Ferraillage final des semelles isolée(Bloc B et C)**.**

VI.4.3.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 ;

VI.4.3.1. Semelles filantes sous poteaux :

- **Bloc A :**

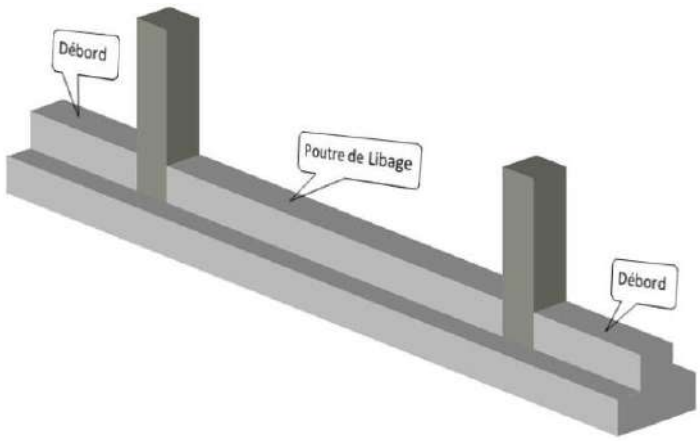


Figure VI.2. Semelle filante sous poteaux (Bloc A) .

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, en destines : la semelle et la poutre de libage :

- La semelle travaille transversalement, et support l'effort normale et le moment transversale trouvant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

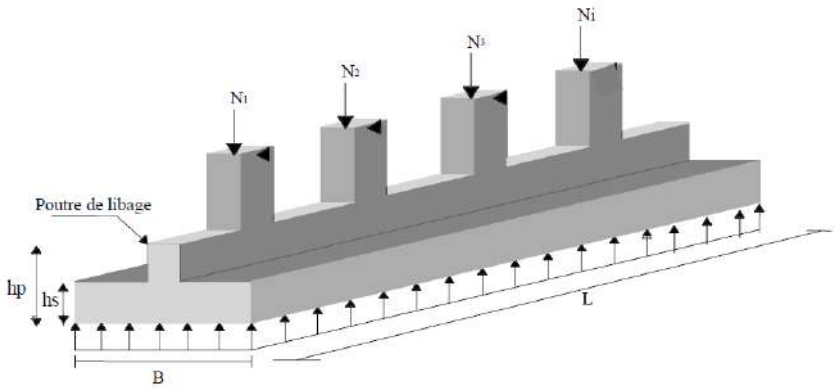


Figure VI.3. schémas d'une Semelle filante sous poteaux (Bloc A) .

VI.4.3.1.1 Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous poteaux et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit : $N = \frac{\sum N}{L}$ $M = \frac{\sum M}{L}$

Avec :

- ΣN : est la somme des efforts normaux concentrés aux poteaux.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante est calculée respectivement comme suit

$$B \geq \frac{N}{1000 \,.\, \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant compte le poids du remblai et le poids propre des semelles, les résultats de dimensionnement sont représentés dans le tableau suivant :

	N kN	M KN.m	L m	e m	B m	A m	σ_m MPa	σ_{adm} MPa	$\sigma_m < \sigma_{adm}$	h(cm)	d (cm)
SF1	5975.37	869.01	39.7	0.10	1.50	4.7	0.12	0.14	**CV**	31	28
SF2	4191.42	11.39	31.1	0.003	1.00	4.7	0.09	0.14	**CV**	18	15

Tableau VI.7. Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS (Bloc A) .

Remarque:

D'après le tableau VI.2, on remarque que il n'y a pas de chevauchement entre les semelles filantes donc on utilise ce type.

VI.4.3.1.2 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 suite le maximum des deux résultats.

- Armatures de répartition : $Arép = \frac{A(cm^2) \cdot B(m)}{4}$

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

	N_{ser}(kN)	$e_{0a\ ELU} \leq A/18$	A_b(cm²)	A_{rep} (cm²)
SF1	5975.37	C.V	20.87	7.82
SF2	4191.42	C.V	19.28	4.95

Tableau VI.8. Ferraillage des semelles filantes sous poteaux à L'ELS (Bloc A) .

	N_{ULT}(kN)	$e_{0a\ ELU} \leq A/18$	A_b(cm²)	A_{rep} (cm²)
SF1	5028.99	C.V	31.33	11.74
SF2	6659.28	C.V	17.38	4.34

Tableau VI.9. Ferraillage des semelles filantes sous poteaux à L'ELU (Bloc A) .

<u>Recapitulation:</u>

	$A_{a\ finale}$ (cm²)	$A_{rep\ finale}$ (cm²)	S_a(cm)	S_{rep} (cm)
SF1	**28HA12**=31.67	**11HA12**=12.44	**16**	**14**
SF2	**26HA12**=20.36	**7HA12**=7.92	**17**	**16**

Tableau VI.10. Ferraillage final des semelles filantes sous poteaux (Bloc A) .

➢ **Vérification des longueurs de scellement :**

	B(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ A/4
SF1	1.50	37.5	43	C.V
SF2	1.00	25	43	C.N.V

Tableau VI.11.Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes (Bloc A) .

Conclusion :

Donc toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle et comportent des ancrages courbes de 135^0.

➢ **Vérification de la stabilité au renversement :**

	N_{ELU}(kN)	M (kN.m)	e(m)	B(m)	B/4(cm)	e ≤B/4
SF1	5028.99	1259.35	0.25	1.50	37.5	C.V
SF2	6659.28	15.93	0.002	1.00	25	C.V

Tableau VI.12. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes (Bloc A) .

VI.4.3.2.Semelles filantes sous voile :

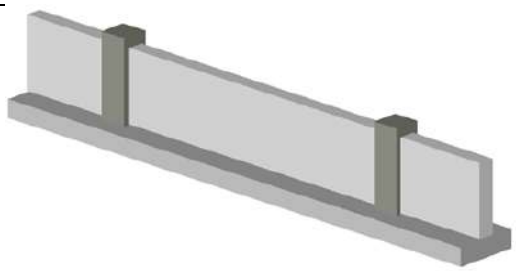


Figure VI.4. Schéma d'une semelle filante sous voile

VI.4.3.2.1. Dimensionnement des Semelles filantes sous voile

✓ **Dimensionnement :**

❖ **Bloc A :**

	N kN	M KN.m	L m	e m	B m	A m	σ_m MPa	σ_{adm} MPa	$\sigma_m \leq \sigma_{adm}$	h(cm)	d (cm)
SF1	7850.96	2301.05	31.1	0.29	2.5	4.7	0.13	0.14	**CV**	56	53

Tableau VI.13.dimensionnement des semelles filantes sous voile(Bloc A) .

❖ **Bloc B et C :**

Bloc	semelles	N kN	L m	B m	σ_m MPa	σ_{adm} MPa	$\sigma_m < \sigma_{adm}$	h(cm)	d (cm)
B	**SF1**	475.15	3.00	1.2	0.131	0.14	**CV**	23	20
	SF2	493.31	3.00	1.2	0.137	0.14	**CV**	23	20
	SF3	1475.45	9.6	1.1	0.139	0.14	**CV**	21	18
C	**SF4**	562.69	3.00	1.40	0.133	0.14	**CV**	28	25
	SF5	526.41	3.00	1.40	0.125	0.14	**CV**	28	25

Tableau VI.14.dimensionnement des semelles filantes sous voile(Bloc B etC) .

✓ **Ferraillage :**

❖ **Bloc A :**

	N(kN)	$e_{0a\ ELU} \leq A/18$	$A_b(cm^2)$	$A_{rep}\ (cm^2)$
S1	7850.96	C.V	21.39	13.36

Tableau VI.15. Ferraillage des semelles filantes sous voile à L'ELS(Bloc A) .

	N(kN)	$e_{0a\ ELU} \leq A/18$	$A_b(cm^2)$	$A_{rep}\ (cm^2)$
SF1	7928.93	C.V	43.05	26.09

Tableau VI.16. Ferraillage des semelles filantes sous voile à L'ELU(Bloc A) .

	$A_{a\ finale}\ (cm^2)$	$A_{rep\ finale}\ (cm^2)$	S_a(cm)	S_{rep} (cm)
SF1	**22HA16**=44.23	**14HA16**=28.15	19	18

Tableau VI.17. Ferraillage final des semelles filantes sous voile à L'ELU(Bloc A) .

❖ **Bloc B et C :**

Bloc	semelles	N(kN)	$A_b(cm^2)$	$A_{rep}(cm^2)$
B	**SF1**	475.15	3.82	1.14
	SF2	493.31	3.96	1.18
	SF3	1475.45	5.07	1.39
C	**SF4**	562.69	3.62	1.26
	SF5	526.41	3.38	1.18

Tableau VI.18. Ferraillage des semelles filantes sous voile à L'ELS(Bloc B etC)

Bloc	semelles	N(kN)	$A_b(cm^2)$	$A_{rep}(cm^2)$
B	**SF1**	2012.42	9.39	2.81
	SF2	2033.12	9.49	2.84
	SF3	2040.57	4.07	1.11
C	**SF4**	1624.77	7.58	2.65
	SF5	1958.34	9.14	3.19

Tableau VI.19. Ferraillage des semelles filantes sous voile à L'ELU(Bloc B etC) .

Récapitulation:

Bloc	semelles	$A_{a\ finale}(cm^2)$	$A_{rep\ finale}(cm^2)$	$S_a(cm)$	$S_{rep}(cm^2)$
B	**SF1**	**12HA12=13.57**	**6HA12=6.79**	26	22
	SF2	**12HA12=13.57**	**6HA12=6.79**	26	22
	SF3	**11HA12=11.31**	**4HA12=4.52**	25	26
C	**SF4**	**12HA12=13.57**	**6HA12=6.79**	26	22
	SF5	**12HA12=13.57**	**6HA12=6.79**	26	22

Tableau VI.20. Ferraillage final des semelles isolée(Bloc B etC)

✓ **Vérification des longueurs de scellement**

	B(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ A/4
SF1	2.5	62.5	57	C.N.V

Tableau VI.21. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes(Bloc A).

✓ **Vérification de la stabilité au renversement :**

	NELU(kN)	M ELU(kN.m)	e(m)	B(m)	B/4(cm)	e ≤A/4
SF1	7928.93	4189.52	0.5	2.5	62.5	C.V

Tableau VI.22. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes (Bloc A).

VI.4.3.3.Semelles filantes sous joint :

Le dimensionnement de la semelle se fera pour la charge cumulée par des poteaux :

$N=N_1+N_2$

$M=M_1+M_2$

N_1 :La somme des efforts normaux transmis par les poteaux (01)

N_2 : La somme des efforts normaux transmis par les poteaux (02)

	N kN	M KN.m	L m	e m	B m	A m	σ_m MPa	σ_{adm} MPa	$\sigma_m<\sigma_{adm}$	h(cm)	d (cm)
SF1	3783.92	509.22	13.04	0.1	2.5	4.7	0.13	0.14	**CV**	43	40

Tableau VI.23.dimensionnement des semelles filantes sous joint(Bloc A).

✓ **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 suite le maximum des deux résultats.

❖ Armatures de répartition : $Arép = \frac{A(cm^2).B(m)}{4}$

Les résultats de ferraillage sont représentés dans les tableaux suivants :

	N(kN)	$e_{0a\ ELU} \leq A/18$	$A_b(cm^2)$	$A_{rep}\ (cm^2)$
S5	3783.92	C.V	37.58	23.48

Tableau VI.24. Ferraillage des semelles filantes sous joint à L'ELS(Bloc A).

	N(kN)	$e_{0a\ ELU} \leq A/18$	$A_b(cm^2)$	$A_{rep}\ (cm^2)$
SF1	5093.05	C.V	50.58	31.61

Tableau VI.25. Ferraillage des semelles filantes sous joint à L'ELU(Bloc A).

	$A_{a\ finale}(cm^2)$	$A_{rep\ finale}\ (cm^2)$	S_a(cm)	S_{rep} (cm)
SF1	**26HA16**=52.28	**22HA14**=33.87	18	11

Tableau VI.26. Ferraillage final des semelles filantes sous joint à L'ELU(Bloc A).

➢ **Vérification des longueurs de scellement :**

	B(m)	B/4(cm)	Ls(cm)	Ls≥ A/4
SF1	2.5	62.5	57	C.N.V

Tableau VI.27. Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes sous joint(Bloc A).

Conclusion :

- Pour la semelle SF1 toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

- **<u>Vérification de la stabilité au renversement :</u>**

	N_{ELU}(kN)	M_{ELU}(kN.m)	e(m)	B(m)	B/4(cm)	e ≤A/4
SF1	7638.45	1767.92	0.2	2.5	45	C.V

Tableau VI.28. Vérification de la stabilité au renversement des semelles filantes sous joint(Bloc A).

VI.5. Ferraillage Longitudinalement : «La poutre de libage »

VI.5.1. 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

$$l \leq \frac{\pi}{2}\ l_e \qquad l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E = 32164.19 MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille (L = 4.3 m)

- K : Coefficient de réduire du sol (K =4 kg/cm3).

- I : Moment d'inertie de la semelle, $I = \frac{b.h_p^{\ 3}}{12}$
- hp : la hauteur de la poutre de libage)

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{0.5 \ .k \ .l^4}{E}}$$

- on adoptée hp=70cm
- h_p=70 cm< 80 cm , donc il n'ya pas des armatures de peau .

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m2) qui calcule par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

$\sum N$: La somme des efforts normaux transmis par les poteaux :

Donc :

:

$$q_u = \frac{7928.93}{30.10} = 263.42\, kN/ml$$

$$q_{ser} = \frac{7850.96}{30.10} = 260.82\, kN/ml$$

VI.5.2. Ferraillage de la poutre de libage à l'ELU:

- **Détermination des armatures longitudinales à l'ELU :**

	M_u (kN.m)	A (cm^2)	A' (cm^2)	$A_{choisis}$ (cm^2)
travée	378.70	21.37	0	**8HA20**=25.13
appui	514.50	30.78	0	**10HA20**=31.42

Tableau VI.29.ferraillage la poutre de libage à l'ELU

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

	M_{ser} (kN.m)	A (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
travée	375.27	25.13	11.71	201.63	C.V	C.V
appui	509.40	31.42	14.85	201.63	C.V	C.V

Tableau VI.30.vérification des contraintes la poutre de libage à l'ELS

- **Armatures transversales :**

Tu = 566.33 KN

Calcul de la contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{\text{Tu}}{b_0 * d} = \frac{566.33 \,.\, 10^3}{400 \,.\, 675} = 2.09 MPa < [\tau] = 2.5\ MPa \qquad \text{C.V}$$

	CBA 93		RPA 99			At choisi et St choisi	
τ_u (MPa)	At (cm^2)	S (cm)	S' (courante) (cm)	At (cm2)	S (nodale) (cm)	At choisi (cm^2)	St choisi (cm)
2.09	2.72	40	35	2.10	17.50	**8HA10**=6.28	15

Tableau VI.31.calcul des armatures transversales de la poutre de libage et leur espacement

- **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 :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

	L(m)	h(cm)	h/L	1/16	Vérif.1	Mt/10Mo	Vérif.2	A/bo.d	4.2/fe	Vérif.3
Poutre de libage	4.30	75	0.17	0.0625	C.V	0.074	C.V	0.003	0.0105	C.V

Tableau VI.32.Vérification de la flèche pour la poutre de libage

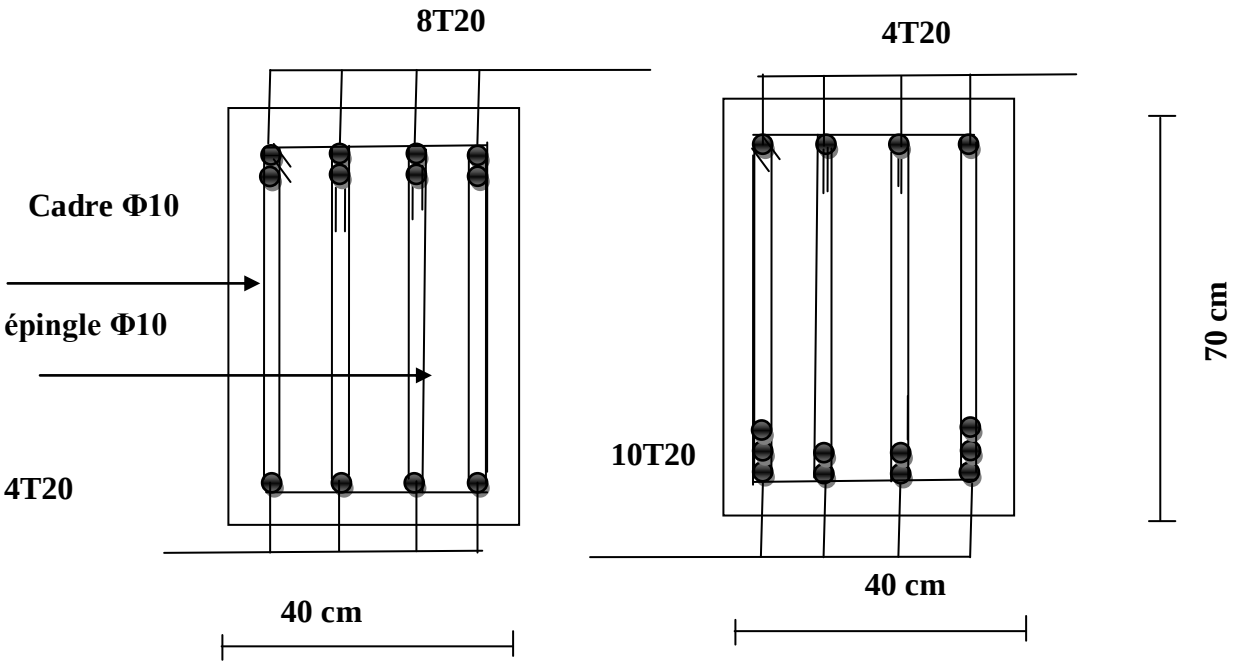


Figure VI.5.disposition du ferraillage de la poutre de libage

VI.6. Les longrines :

les longrines sont des poutres, en béton armé, qui sont coulées sur le sol et qui relient des fondations superficielles, leur rôle est de transmettre les efforts de traction ou de compression pouvant exister entre les fondations, elles peuvent également jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticales oudes moments.

VI.6.1 Prédimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : site de catégorie S_2. RPA99 version 2003►► [Art 10.1.1.b] ◄◄

les longrines transversals choisi sont : 30 cm x 30 cm

VI.6.2.Sollicitation :

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

$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\,\text{kN}$ Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

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

site	zone I	zone IIb;III	zone IIa
S_3	15	10	12

Tableau VI.33. Valeurs de α

Récapitulation:

Bloc	$N_u^{max}(KN)$	α	F(KN)	F≥20
A	1636.46	10	163.64	**C.V**
B	2033.12	10	203.31	**C.V**
C	1958.34	10	195.83	**C.V**

Tableau VI.34. Valeurs de F

VI.6.3. Ferraillage :

Étant donné que le béton tendu est néglige, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F :

- **ELU :**
- **Bloc A :**

$$A = \frac{F_u}{\sigma_s} = \frac{163.64.10^3}{348} = 470.22 mm^2 = 4.70\, cm^2$$

$$A_{choisi} \equiv 6\, HA12 = 6{,}78\, cm^2$$

- **Bloc B:**

$$A = \frac{F_u}{\sigma_s} = \frac{203.31.10^3}{348} = 584.22\, mm^2 = 5.84\, cm^2$$

$$A_{choisi} \equiv 6\, HA12 = 6{,}78\, cm^2$$

- **Bloc C:**

$$A = \frac{F_u}{\sigma_s} = \frac{195.8310^3}{348} = 562.72\, mm^2 = 5.62\, cm^2$$

$$A_{choisi} \equiv 6\, HA12 = 6{,}78\, cm^2$$

- **condition de non fragilité CBA 93** :

$$B \le \frac{A.f_e}{f_{tj}}$$

$$B = b.h = 30*30 = 900\, cm^2 \le \frac{A.f_e}{f_{tj}} = \frac{678.400}{2{,}1} = 129142{,}85\, \text{mm}^2 = 1291{,}42\, cm^2$$

ELS :
Vérification des contraintes à l'état limite de service :

- **Bloc A:**

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{choisi}} = \frac{N_{ser}}{12.A_{choisi}}$$

$$\sigma_s = \frac{1179.84.10^3}{8136} = 145.01\,\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\tfrac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 202\ MPa$$

$$donc : \sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

L'état limite de service est satisfait.

- **Bloc B:**

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{choisi}} = \frac{N_{ser}}{12.A_{choisi}}$$

$$\sigma_s = \frac{493.31.10^3}{8136} = 60.63\,\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\tfrac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 202\ MPa$$

$$donc : \sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

L'état limite de service est satisfait.

- **Bloc C:**

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A_{choisi}} = \frac{N_{ser}}{12.A_{choisi}}$$

$$\sigma_s = \frac{562.69.10^3}{8136} = 69.16\,\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left[\tfrac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right] = 202\ MPa$$

$$donc : \sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

L'état limite de service est satisfait.

le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section B : $A_{min} = \frac{0,6b.h}{100}$

$$A_{min} = \frac{0,6.30.30}{100} = 5,4\,\text{cm}^2$$

$$A_{choisi} \equiv 6\,\text{HA}12 = 6,78\,\text{cm}^2$$

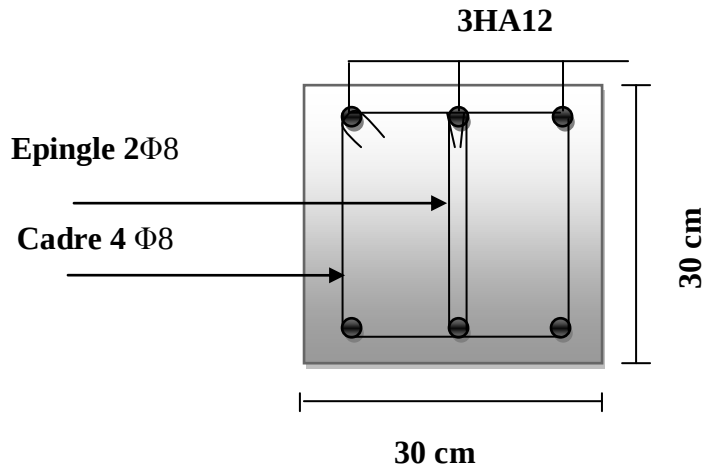


Figure VI.6.disposition de ferraillage des longrines

VI.5.4. 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, leurs espacement est définie par RPA qui est inférieur au min(20 cm ; $15\Phi_l$).

On adopte un diamètre $\phi 8$, avec espacement $S_t \leq \min(20\,cm;15.1,4) = 20cm$ on choisi:

S_t = 15 cm.

VI.7 Mur de soutènement :

VI.7.1. Dimensionnement :

D'après RPA99 (version 2003) le mur de soutènement 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 40 ϕ pour les renforcements des angles.
- On adopte une épaisseur e = 20 cm.

La hauteur de mur égale à 03.40 m. composé de panneau encastré dans les quatre coté

VI.7.2. Détermination des sollicitations :

Le mur de soutènement est sollicité en flexion simple, sous l'effet de la poussée des terres. Dans notre cas; le panneau est vertical, et la poussé est horizontal; et le frottement entre le mur et le remblai est négligeable.

Figure VI.7 : mur de soutènement.

VI.7.3. Méthode de calcul:

Le mur de soutènement est considéré comme dalle pleine encastrée sur les quatre cotés, il est sollicité par une charge uniformément répartie, représentant la poussée horizontale (P) due au poids des terres:

$$P = \frac{1}{2} k_a \gamma . H^2$$

γ: poids volumique des terres.

H: hauteur du voile.

k_a: coefficient de poussée loi de Rankine : $k_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right)$

φ': angle de frottement interne.

D'après le rapport de sol, on a:

$\varphi' = 18°$

$\gamma = 18$ KN/m^3

H = 3.4 m.

$$k_a = tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{18}{2}\right) = 0.52$$

Donc: $P = \frac{1}{2} \times 0.52 \times 18 \times (3.4)^2$

$$P = 54.10\ KN/m$$

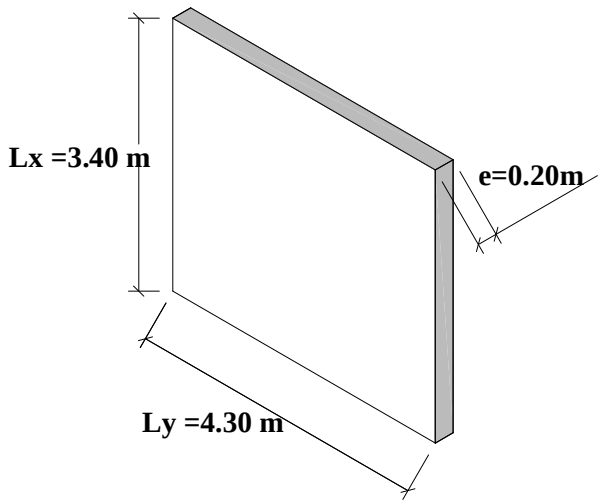


Figure VI.8: Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

VI.7.4.Calcul des moments:

Le mur de soutènement est un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable.

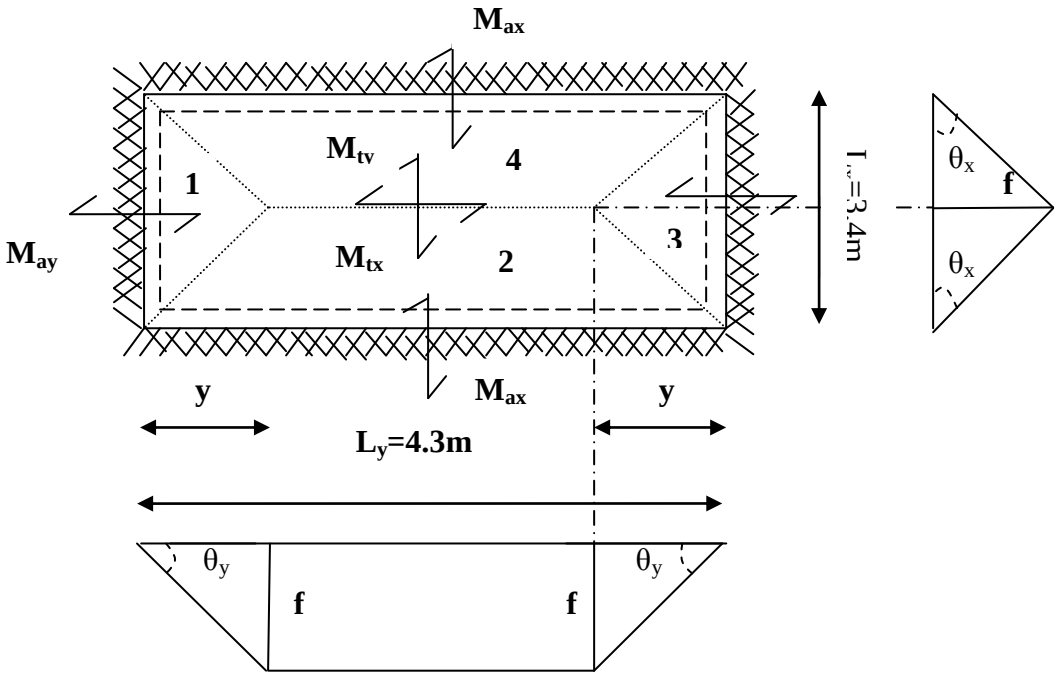


Figure VI.9: Les lignes de ruptures dans le panneau.

On a : $\sum T_{ext} = \sum T_{int}$

- ✓ **Travail externe :**

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

Avec : $T^2_{ext}= T^4_{ext}$; $T^1_{ext}= T^3_{ext}$

$$T^1_{ext} = P.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right).$$

$$T^2_{ext}=2T_{ext}^{2''} + 2T_{ext}^{2'} = P.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{3}.L_x.y\right)$$

Donc : $$T_{ext} = P.f.L_x\left(\frac{1}{2}.L_y - \frac{1}{3}.y\right)$$

Avec : L_x=3.40 m ; L_y=4.30 m

$$T_{ext} = (7.31 - 1.13y)P.f$$

✓ **Travail interne :**

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

Avec : $T_{int}^{1} = T_{int}^{3}$ et : $T_{int}^{2} = T_{int}^{4}$

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

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

Donc : $$T_{int} = 3M\left(\frac{L_x}{y} + 2\frac{L_y}{L_x}\right) f$$

Avec : L_x=3.40m ; L_y=4.30 m

✓ **Principe du travail virtuel :**

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

$$\frac{dP}{dy} = 0 \Rightarrow M = 0.39\,P$$

$$T_{int} = \left(\frac{10.2}{y} + 7.58\right)Mf$$

➢ **a l'E.L.U :**

$$P_u = 1.35x54.10 = 73.07KN/m$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$$M_u = 0.39 \times P_u = 28.49KN.m$$

VI.7.5. Calcul du ferraillage:

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

On a: $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.40}{4.30} = 0,79$. Donc la dalle travaille suivant les deux directions.

Sens	position	M_u (kN.m)	d (cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)	Esp (cm)	A_{min} (cm^2)
Sens x-x	En travée	28.49	17.50	05.19	6HA12=6.78	17	2.00
	En appuis	14.24	17.50	02.59	4HA10=3.14	25	2.00
Sens y-y	En travée	28.49	17.50	05.19	5HA12=5.65	17	2.00
	En appuis	14.24	17.50	02.59	4HA10=3.14	25	2.00

Tableau VI.35 . ferraillage du mur de soutènement.

VI.7.6. vérification nécessaire:

1. Condition de non fragilité:

La section minimale du RPA99 (version 2003) est donnée par:

$$A_{min} = 0.1\% \Rightarrow A_{min} = 2.00\,cm^2$$

- ✓ **En travée:**

Sens(x-x) : A=6 .78 (cm^2) > 02,00 (cm^2)…… (**c.v)**

Sens (y-y) : A=5,65(cm^2) > 02,00 (cm^2)…… (**c.v)**

- ✓ **Aux appuis:**

Sens(x-x) : A=3 .14 (cm^2) > 02,00 (cm^2)…… (**c.v)**

Sens (y-y): A= 3.14 (cm^2) > 02,00 (cm^2)…… (**c.v)**

2. Vérification de l'espacement:

- ✓ **En travées :**

Sens(x-x) : $S_t = 17cm < Min[3h = 60cm ; 33\,cm] = 33\,cm$ ….. (c.v).

Sens (y-y) : $S_t = 20cm < Min[3h = 60cm ; 33\,cm] = 33\,cm$ ….. (c.v).

- ✓ **Aux appuis**:

Sens(x-x) : $S_t = 25cm < Min[3h = 60cm ; 33\,cm] = 33\,cm$ ….. (c.v).

Sens (y-y) : $S_t = 25cm < Min[3h = 60cm ; 33\,cm] = 33\,cm$ ….. (c.v).

1. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = 0{,}07\frac{f_{c28}}{1.5} = 0{,}07 \times \frac{25}{1.5} = 1{,}16\,MPa$

✓ **Suivant X :**

$$V_{ux} = \frac{P_u . lx . ly}{2ly + lx} = 65.91\ kN$$

$$\tau_u = \frac{V_{ux}}{b_0 .d} = \frac{65.91x10^3}{1000x175} = 0.376MPa \leq \frac{0.07 .fc28}{\gamma b} = 1.16MPa$$

✓ **Suivant Y :**

$$V_{uy} = \frac{P_u . lx . ly}{3ly} = 61.31\ kN$$

$$\tau_u = \frac{V_{ux}}{b_0 .d} = \frac{61.31x10^3}{1000x175} = 0.350MPa \leq \frac{0.07 .fc28}{\gamma b} = 1.16MPa$$

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

4. Vérification des contraintes à l'ELS :

➢ **à l'E.L.S :**

$P_{ser} = 54.10\ KN/m$ et $M_{ser} = 0.39x54.10 = 21.09 KN.m$

Avec :

$M_a = 0.5M_{ser} = 10.54\ KN.m$

$M_t = M_{ser} = 21.09\ KN.m$

-La fissuration est préjudiciable Il faut vérifier que:

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15\ MPa$

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$ = min ((2/3) xfe ; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 MPa

Sens	position	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm^2)	σ_s (Mpa)	σ_b (Mpa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Sens x-x	En travée	21.09	6.78	142.00	5.74	**C.V**	**C.V**
	En appuis	10.54	3.14	163.00	4.26	**C.V**	**C.V**
Sens y-y	En travée	21.09	6.78	177.66	6.74	**C.V**	**C.V**
	En appuis	10.54	3.14	175.77	4.79	**C.V**	**C.V**

Tableau VI.36 : vérification de L'ELS.

5. Vérification de la flèche :

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

a) suivant (X) :

$$1\text{-}\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{20}{340} = 0{,}0588 \geq 0{,}04 \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(c.v).}$$

$$2\text{-}\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{06.78}{100 \times 17{,}5} = 0{,}0038 \leq \frac{2}{400} = 0{,}005 \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(c.v).}$$

b) suivant (Y) :

$$1\text{-}\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{20}\frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{20}{430} = 0{,}046 \geq 0{,}04 \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(c.v).}$$

$$2\text{-}\ \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{05{,}68}{100 \times 17.50} = 0{,}0032 \leq \frac{2}{400} = 0{,}005 \ \ldots\ldots\ldots\ldots \textbf{(c.v).}$$

CONCLUSION :

Dans ce projet, on a Essayé d'établir une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur *CBA 93* et *RPA 99 version 2003*.
Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien. Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : le facteur de sécurité, l'économie et l'esthétique.

BIBLIOGRAPHIE

➢ Documents réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en Béton Armé *C.B.A.93*.
- Règles Parasismiques Algériennes *RPA99 version 2003*.
- Charges permanentes et charges d'exploitation *DTR B.C.2.2*.

➢ Manuels techniques :

- Cours de béton armé. Olivier Gagliardini.
- Calcul dynamique des structures en zone sismique. Alain Capra.
- Dynamics of structures. Joseph Penzien.
- Cours de mécanique des sols. Tome 2 M. CALLAUD.
- introduction à la mécanique du sol. Dr Bouafia Ali.
- livre TRITE de BETON ARME . Tome V. A. Guerrin

➢ Les logiciels

- Auto CAD 2010.
- applications socotec.
- Robot Expert BA.
- SAP 2000 version 15.