REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du Diplôme de Master professionnel en génie civil.

Option : Construction Civile Et Industrielle.

Thème

Étude d'une structure d'un bâtiment en (RDC en entre sol+5étages courants + un étage en attique +charpente en bois) à usage multiple en voiles et portique Avec l'application du logiciel ETABS 9.7.0

Étudié par:
- Melle : RAFAI Kahina.
- Melle : OUGUERROUDJ Sabrina.

Dirigé par :
- Mr : MEGHLAT.E

Promotion
2020-2021

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciement à ALLAH le plus puissant qui nous a donné la force, le courage, et la volonté

Pour élaborer ce travail.

Au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à Mr MEGHLAT EL MAHDI pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, qui a toujours été disponible afin de répondre à toutes nos questions et nous éclairer dans notre travail et y apporter les corrections nécessaires.

Un remerciement à Mm Kheloui Fatma pour l'aide précieuse qu'elle nous a apporté au cours de ce travail.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de Génie-civil Qui ont contribué à notre formation ainsi que les personnes de la bibliothèque de Génie-civil pour leurs disponibilités

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de prés ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour nous venir en aide.

Enfin, nous remercions également les membres du jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous

Dédicace

Papa , j'espère que de là haut , tu es fier de moi et de mon parcours, ton absence aujourd'hui m'est insupportable mais je ressens ta présence à mes côtés tel un ange gardien tout les jours .
Maman , sans qui rien n'aurait été possible ,la source de ma force et persévérance .
Je tiens à honorer les parents respectueux, honnêtes, et généreux que vous êtes.
Je vous dédie ce travail pour tous les sacrifices que vous avez fait pour moi.

BRAHIM ,FARID, KARIM ,mes piliers ,mes pères de substitution, merci est un faible mot devant la gratitude que je ressens envers vous , merci à vous et à mes chères belles sœurs pour votre aide et écoute quotidiens et surtout merci d'avoir supporté mes sautes d'humeur et mes nuits blanches.

Je tiens à remercier aussi mon cher mari pour son soutien, malgré la distance qui nous sépare il a su m'épauler pendant mes pires moments et être heureux pendant les meilleurs. Merci à ma précieuse belle famille.

Remerciement spécial à ma binôme et amie kahina, après tant d'obstacles nous y sommes arrivées ! Nous avons réussi !

Je dois bien-sûr citer oncle Mohammed et oncle Kamel et leurs familles.
Sans oublier mon oncle Rabah et sa famille merci pour votre présence dans ma vie, dieu vous garde !

Oncle Said, tante Ouardia vous ainsi que mes cousins / cousines êtes sans doute ma deuxième famille merci de n'avoir jamais cessé de m'aider.

À Salim qui fait en sorte de me faire rire surtout dans les moments difficiles je sais que je peux compter sur toi ainsi que sur mes sœurs de cœur et confidentes : Ourida ,Cyria ,Hafida ,Sylia et Sylia.

Enfin à ma sauveuse, Nadjet Mesmoul au cœur pur tu es une personne magnifique merci pour ton aide indispensable.

SABRINA

Dédicaces

A ma plus grande fierté, mon cher papa et ma chère maman Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime et le dévouement que j'ai toujours eu pour vous. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de vos sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et ma formation.

A ma sœur **THINHINANE**, qui a toléré toutes mes nuits blanches et mes très tôt matins.

A mon meilleur et unique frère **MOHAMED LAMINE** avec qui j'ai partagé les meilleurs moments de ma vie.

A mon oncle **MOKRANE** et sa petite famille

A mes aimables amis notamment **LILA, DYHIA, HANANE TINA SABRINA, LAMINE, KOUCEILA, HAMID, OUSSAMA**

A ma Binôme, **OUGUERROUDJ SABRINA** pour son soutien, sa tolérance et sa compréhension durant toute cette période.

Enfin, à tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à l'élaboration de ce travail.

KAHINA

Liste des figures

Listes des figures

Figure I.1) : Dimensions de la structure……...……1

Figure I.2) : Plancher en corps creux……...……2

Figure I.3) : Dalle pleine…..……...…….…….3

Figure I.4) : Échantillon de maçonnerie…….…….……..4

Figure I.5) : Mur intérieur et extérieur…….……..…..……..4

Figure I.6) : Principaux termes relatifs à un escalier……..…….…….5

Figure I.7) : Schéma descriptif de la toiture…….……..…...6

Figure I.8) : Diagramme des contraintes –déformation du béton …….……10

Figure I.9) : Diagramme des contraintes-Déformation à l'ELS……..……..12

Figure I.10) : Diagramme de déformation de l'acier……...…14

Figure II.1) : Dimensions des poutres ……..…….19

Figure II.2) : Plancher en corps creux……...20

Figure II.3) : Pré-dimensionnement des voiles…….…….23

Figure II.4) : Plancher en corps creux…….…..26

Figure II.5) : Dalle pleine…….…….…27

Figure II.6) : Schéma de la surface du panneau revenant au poteau …….……..…30

Figure III.1.1) : Plancher corps creux……38

Figure III.1.2) : Ferraillage de la dalle de compression……40

Figure III.1.3) : Dimensionnement des poutrelles…….……41

Figure III.1.4) : les cas des poutrelles à étudier……43

Figure III.1.5) : Diagramme des moments…….……44

Figure III.1.6) : Diagramme des moments pour le cas 3 à l'ELU……49

Figure III.1.7) : Diagrammes des efforts tranchants du le cas 3 à l'ELU…….50

Figure III.1.8) : Diagramme des moments pour le cas 3 à l'ELS……..…….53

Figure III.1.9) : Diagrammes des efforts tranchants du le cas 3 à l'ELS……..……..55

Figure III.1.10) : Diagramme des moments et efforts tranchant du cas 2 à l'ELU…….56

Figure III.1.11) : Diagramme des moments et efforts tranchant du cas 2 à l'ELS…..……57

Figure III.1.12) : Diagramme des moments et efforts tranchant du cas 1 à l'ELU…….…..58

Figure III.1.13) : Diagramme des moments et efforts tranchant du cas 1 à l'ELS…….58

Figure III.1.14) : Ferraillage des planchers……..…...66

Figure III.2.1) : Schéma de l'escalier……..…..……..67

Figure III.2.2) : Vue en plan de l'escalier ……..…...68

Figure III.2.3) : Schéma statique de l'escalier…….69

Figure III.2.4) : Diagramme des moments fléchissant des efforts tranchants à l'ELU…...…78

Figure III.2.5) : coupe schématique sur la section à prendre dans les calcules……...…79

Figure III.2.6) : Diagramme des moments fléchissant des efforts tranchants à l'ELS...…….89

Figure III.2.7) : Ferraillage des escaliers……...…..…93

Figure III.3.A.1) : Schéma et vue en plan de la console …….……...……..…..94

Figure III.3.A.2) : Schéma statique de la console…….…..96

Figure III.3.A.3) : Ferraillage de la console……..100

Figure III.3.B.1) : Vue en plan de dalle pleine hall ascenseur.....101

Figure III.3.B.2) : Ferraillage dalle pleine hall ascenseur…….111

Figure III.C.1) Ascenseur……..……112

Figure III.C.2) Dalle salle machine…….....112

Figure III.C.2) Méthode de calcul d'une charge excentrée……..….115

FigureIII.C.3) ferraillage de la dalle salle machine sens X-X et Y-Y……...126

Figure III.4.1) : Principaux termes relatifs à une toiture……...……127

Figure III.4.2) : Disposition des pannes sur les poutres……129

Figure III.4.3) : Disposition des chevrons sur les pannes …….133

Figure III.4.5) : Disposition des liteaux sur les chevrons……..136

Figure IV.1) : Disposition des voiles……...……..140

Figure IV.2) : Refends longitudinaux……141

Figure IV.3) : Refends transversaux ……..…….……..141

Figure IV.4) : Diagramme des moments des aires ……..…….150

Figure V.1) : Vu en 3D de la structure…….…….……158

Figure V.2) : Mode 1…….……161

Figure V.3) : Mode 2……...……..161

Figure V.4) : Mode 3…….……162

Figure VI.1.1) : Les moments dans les poteaux……170

Figure VI.1.2) : Diagramme des efforts normaux à l'ELU axe 1..…….…….171

Figure VI.1.3) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU axe 1…….…….171

Figure VI.1.4) : Les moments dans les poteaux à l'ELU axe 1……..……...……172

Figure VI.1.5) : Schéma de ferraillage du poteau RDC et 1^{ér} étage…….…….191

Figure VI.1.6) : Schéma de ferraillage du poteau2$^{éme\ ;}$ 3$^{éme\ ;}$ 4^{éme} étage…….191

Figure VI.1.7) : Schéma de ferraillage du poteau 5^{éme} ; 6^{éme} ……...…….192

Figure VI.1.8) : Schéma de ferraillage du poteau toiture……. 192

Figure VI.2.1) : Les moments dans les poutres…….……193

Figure VI.2.2) : Les efforts tranchant dans les poutres …….194

Figure VI.2.3) : Section rectangulaire doublement armée…….……197

Figure VI.2.4) : Ferraillage de la poutre principal loin des voiles…….……213

Figure VI.2.5) : Ferraillage de la poutre principal proche des voiles…….……..214

Figure VI.2.6) : Ferraillage de la poutre secondaire loin de voiles…….…….215

Figure VI.2.7) : Ferraillage de la poutre secondaire proche des voiles……...…….216

Figure VI.2.8) : Ferraillage de la poutre de chaînage……...…….217

Figure VI.2.9) : Ferraillage de la poutre de ferme…….……...…..218

Figure VI.2.10) : Ferraillage de la poutre de chaînage de ferme…….……...……219

Figure VI.3.1) : Disposition des voiles……...…….……..221

Figure VI.3.2) : Ferraillage du voile du groupe V3…….……...……233

Figure VII.1) : Schéma statique du mur plaque……..…..241

Figure VII.2) : Diagramme des contraintes à l'ELU……..…..243

Figure VII.3) : Diagramme des contraintes à l'ELS……..……243

Figure VII.4) : Le panneau le plus sollicités……..……244

Figure VII.5) : Schéma statique de ferraillage du mur plaque……..247

Figure VII.6) : Ferraillage du mur plaque……..……254

Figure VIII.1) : Semelle filante sous voiles…….…..257

Figure VIII.2) : Représentation du radier……...……261

FigureVIII.3) : Coupe verticale du radier …….……264

FigureVIII.4) : Diagramme des contraintes ……...…..268

FigureVIII.5) : Le panneau le plus sollicité……...……273

FigureVIII.6) : Présentation du chargement simplifiée……..……281

FigureVIII.7) :Répartition trapézoïdale…….……282

FigureVIII.8) :Répartition triangulaire…….…….282

FigureVIII.9) : Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant à l'ELU(X-X)….286

FigureVIII.10) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (X-X)……..……..286

FigureVIII.11) : Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant l'ELS(X-X)……286

FigureVIII.12) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (X-X)……..……287

FigureVIII.13) : Schéma statique pour le calcul des efforts tranchant à l'ELU (X-X)…...287

FigureVIII.14) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (X-X)…….…….……287

FigureVIII.15) : Schéma statique pour le calcul des efforts tranchant à l'ELS (X-X)…..…287

FigureVIII.16) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (X-X)……...……..…..288

FigureVIII.17) : Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant à l'ELU (Y-Y)..288

FigureVIII.18) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (Y-Y)…….288

FigureVIII.19) : Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant à l'ELS (Y-Y).288

FigureVIII.20) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Y-Y)……..……..….289

FigureVIII.21) : Schéma statique pour le calcul des effort tranchant à l'ELU (Y-Y)…….289

FigureVIII.22) : Diagramme des effort tranchant à l'ELU(Y-Y)……..289

FigureVIII.23) : Schéma statique pour le calcul des efforts tranchant à l'ELS (Y-Y)…….289

FigureVIII.24) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS(Y-Y)…….…..…290

Figure VIII.25) : Ferraillage des nervures dans le sens X-X…….295

Figure VIII.26) : Ferraillage des nervures dans le sens Y-Y…….296

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau II.1) : Dimensions des poutres……..…….19

Tableau II.2) : Charges permanentes de la toiture…….…….…25

Tableau II.3): Charges permanentes de corps creux…….…….....26

Tableau II.4) : Charges permanentes de la dalle pleine……...…….....27

Tableau II.5) : Charges permanentes de murs extérieurs…….....28

Tableau II.6) : Charges permanentes de mursintérieurs……..….....28

Tableau II.7) : Charges d'exploitations……...29

Tableau II.8) : Pré- dimensionnement des poteaux…….....34

Tableau II.9) : Vérification du flambement…….35

Tableau II.10) : Vérification relatifs aux coffrages…….36

Tableau II.1.1) : Pré –dimensionnement des éléments structuraux……..……..37

Tableau III.1.1) : Calcul des moments à l'ELU……..48

Tableau III.1.2) : Calcul des moments du cas 3 à l'ELS…….....53

Tableau III.1.3) : Calcul des moments du cas 2 à l'ELU……...55

Tableau III.1.4) : Calcul des moments du cas 2 à l'ELS ……...56

Tableau III.1.5) : Calcul des moments du cas 1 à l'ELU ……..57

Tableau III.1.6) : Calcul des moments du cas 1 à l'ELS ……...58

Tableau III.2.1) : Charge total du palier……..71

Tableau III.2.2) : Charge total du volées……..71

Tableau III.3.A.1) : Charges permanente de garde corps …….....95

Tableau III.3.C.1) : Tableau récapitulatif du ferraillage de la dalle salle machine…….....121

Tableau III.4.1) :diamètre des clous selon les type du bois utilisé……139

Tableau IV.1) : Inertie des voiles longitudinaux……..…….142

Tableau IV.2) : Inertie des voiles transversaux …….142

Tableau IV.3) : Rigidités des poutres dans le sens longitudinal (x-x)……...…143

Tableau IV.4) : Rigidités des poutres dans le sens transversal (y-y)…….144

Tableau IV.5) : Rigidités des poteaux longitudinaux……..……...…145

Tableau IV.6) : Rigidités des poteaux transversaux……...145

Tableau IV.7) : Calcul des rigidités des portiques sens longitudinal (x-x)……....147

Tableau IV.8) : Calcul des rigidités des portiques sens transversales(y-y)…….....148

Tableau IV.9) : Calcul des flèches dans les refends ……..…..151

Tableau IV.10) : Inertie fictives des portiques dans le sens longitudinal (x-x)……..….153

Tableau IV.11) : Inertie fictives des portiques dans le sens longitudinal (y-y)……..155

Tableau V.1) : La période et pourcentage de masse participante tirés du logiciel ETABS.....160

Tableau V.2) :Déplacement inter-étage sens X-X……...166

Tableau V.3) :Déplacement inter-étage sens Y-Y……..….166

Tableau V.4) :Vérification de l'effet pi-delta sens X-X…….….168

Tableau V.5) :Vérification de l'effet pi-delta sens Y-Y……...…...168

Tableau VI.1.1) : Caractéristiques mécaniques des matériaux……170

Tableau VI.1.2) : Ferraillage des poteaux à l'ELU …….....178

Tableau VI.1.3) : Valeur de « λg » et « ρa » pour les différentes sections de poteau……181

Tableau VI.1.4) : La section minimal des armatures transversales dans la zone courante....181

Tableau VI.1.5) : La section minimal des armatures transversales dans la zone nodale……182

Tableau VI.1.6) : Les armatures transversales dans la zone courante……..….182

Tableau VI.1.7) : Les armatures transversales dans la zone nodale …….....183

Tableau VI.1.8) :Vérification des contraintes à l'ELS……...…….187

Tableau VI.1.9) :Vérification de la condition de non fragilité à l'ELS……...……189

Tableau VI.1.10) : Ferraillage finale des poteaux……..……..……190

Tableau VI.2.1) : Ferraillage de la poutre principal loin des voiles…….. …..198

Tableau VI.2.2) : Ferraillage de la poutre principale proche des voiles……...…..…..198

Tableau VI.2.3) : Ferraillage de la poutre secondaire loin des voiles…….....199

Tableau VI.2.4) : Ferraillage de la poutre secondaire proche des voiles… ……..…...199

Tableau VI.2.5) : Ferraillage de la poutre de chaînage.....199

Tableau VI.2.6) : Ferraillage de la poutre de ferme (charpente)……...…...…199

Tableau VI.2.7) : Ferraillage de la poutre de chaînage de ferme(charpente)……. ..200

Tableau VI.2.8) : Ferraillage des armatures transversal dans la zone courante……207

Tableau VI.2.9) : Ferraillage des armatures transversal dans la zone nodale……...207

Tableau VI.2.10) : Vérification du ferraillage des poutres principales loin des voiles…....208

Tableau VI.2.11) : Vérification du ferraillage des poutres principales proche des voiles....208

Tableau VI.2.12) : Vérification du ferraillage des poutres secondaire loin de voiles.....208

Tableau VI.2.13) : Vérification du ferraillage des poutres secondaireadhéréaux voiles…..209

Tableau VI.2.14) :Vérification du ferraillage de poutre de chaînage……209

Tableau VI.2.15) :Vérification du ferraillage de poutre de ferme (charpente)……..209

Tableau VI.2.16) : Vérification du ferraillage de poutre de chaînage de ferme ……....209

Tableau VI.2.17) : Ferraillages finales des poutres…….…….212

Tableau VI.3.1) : Calcul des contraintes N max…….222

Tableau VI.3.2) : Calcul des contraintes N min……...…223

Tableau VI.3.3) : Calcul des contraintes M max……..…..224

Tableau VI.3.4) : les efforts normaux…….…225

Tableau VI.3.5) : Armatures verticales……...226

Tableau VI.3.6) : Voile du groupe V1 ……...234

Tableau VI.3.7) : Voile du groupe V2……235

Tableau VI.3.8) : Voile du groupe V3…….236

Tableau VI.3.9) : Voile du groupe V4…….....……237

Tableau VI.3.10) : Voile du groupe V5……...…….238

Tableau VI.3.11) : Voile du groupe V6……...….239

Tableau VI.3.12) : Ferraillage finale des voiles ……..240

Tableau VII.1) : Ferraillage du mur plaque…….249

Tableau VII.2) : Vérification des contraintes à l'ELS ……252

Tableau VIII.1) : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)……...257

Tableau VIII.2) : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale)……...257

Tableau VIII.3) : Résultante des charges sous les poteaux…..……....259

Tableau VIII.4) : Vérification à la condition de résistance dans les deux sens……..270

Tableau VIII.5) : Récapitulatif du ferraillage de la dalle de radier…….276

Tableau VIII.6) : Détermination de la charge uniforme dans le senslongitudinal……..284

Tableau VIII.7) : Détermination de la charge uniforme dans le senstransversale …….285

Tableau VIII.8) : Résumées des résultats obtenues…….290

Tableau VIII.9) : Récapitulatifs du ferraillage des nervures……...291

Tableau VIII.10) : Vérification de la contrainte de compression du béton et de l'acier …...294

Sommaire

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Description et présentation de l'ouvrage ……..……01

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments…….16

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux…….…….38

III.1-Planchers ……..……..38

III.2 Escaliers ……..…….67

III.3-Les dalles plaines ……..……..……....94

III.3.A-Console…….…….……..94

III.3.B - Dalle sur plusieurs appuis …….……101

III.3.C- Calcul de la dalle salle machine …….……...……112

III-4-Calcul de la toiture ……127

Chapitre IV : Étude du contreventement……..140

Chapitre V : Modélisation et vérification des conditions du RPA……..…….157

Chapitre VI : Ferraillage des éléments structuraux……...169

VI-1-ferraillage des poteaux ……..……169

VI.2-Ferraillage des poutres ……..193

VI.3- Ferraillage des voiles …….……..220

Chapitre VII : Étude du mur plaque……..241

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure……..……...……..…254

Conclusion Générale

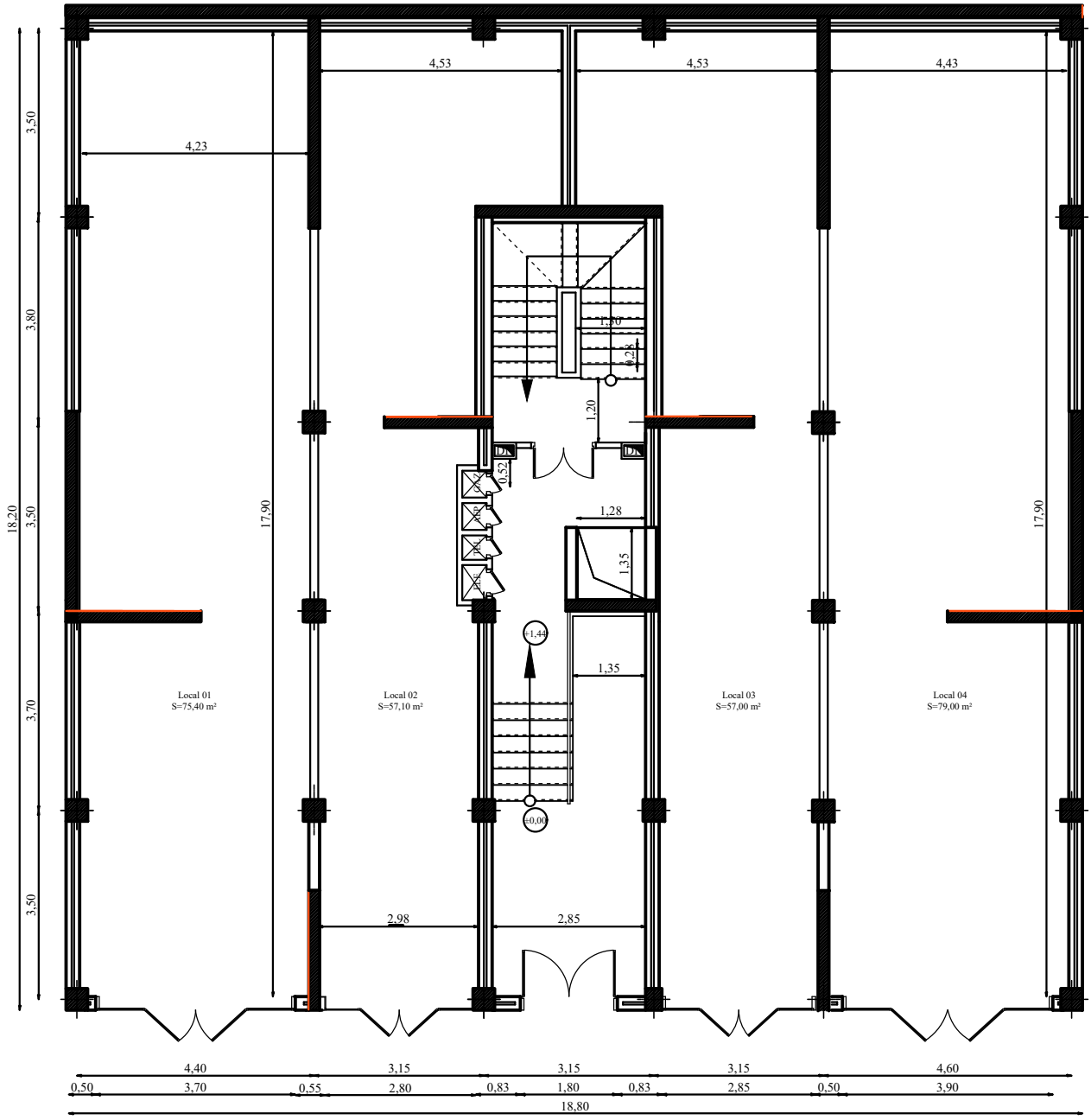
Chapitre IX : Plan d'exécution

Bibliographie

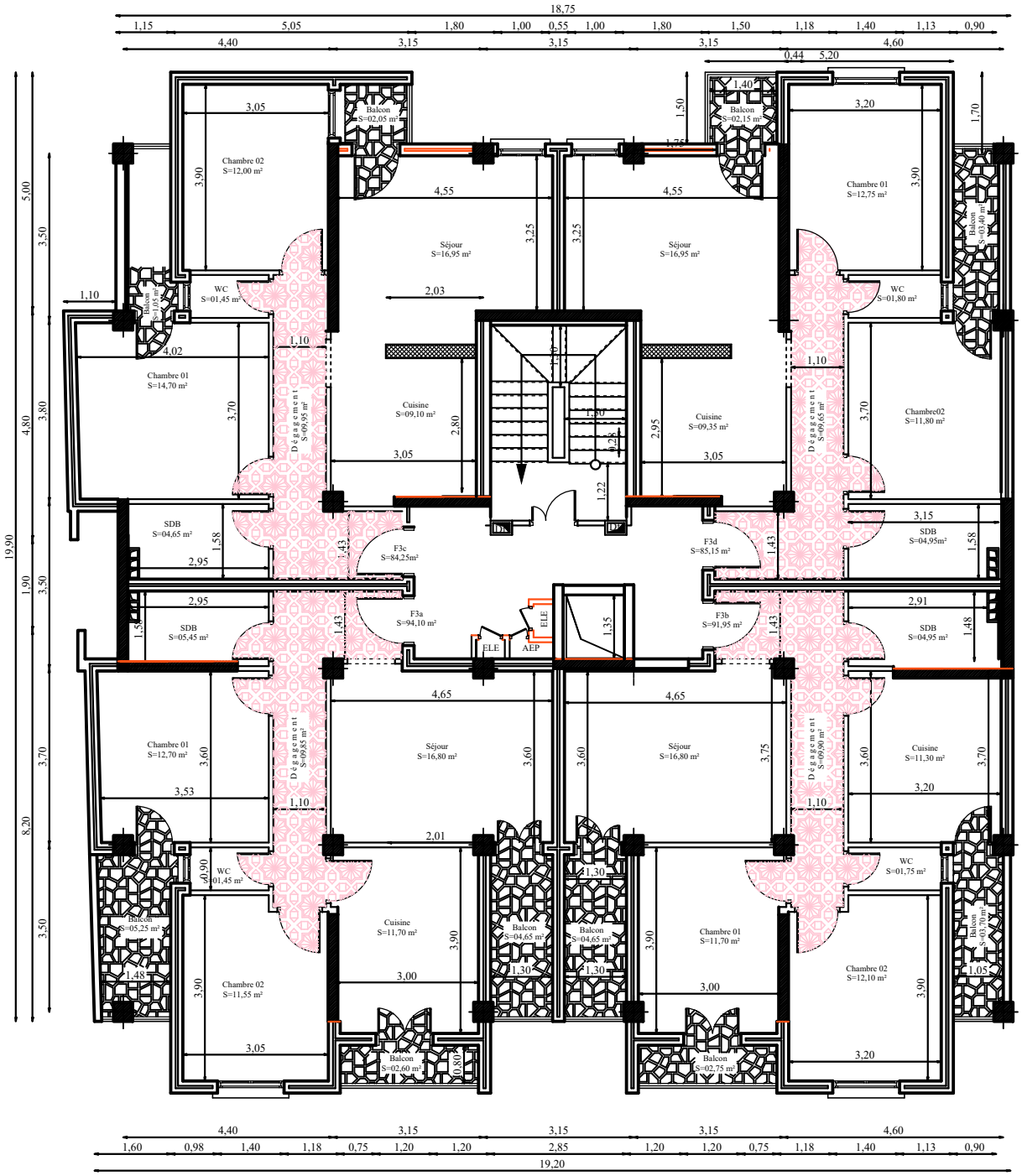
Chapitre I :

Description et présentation de l'ouvrage

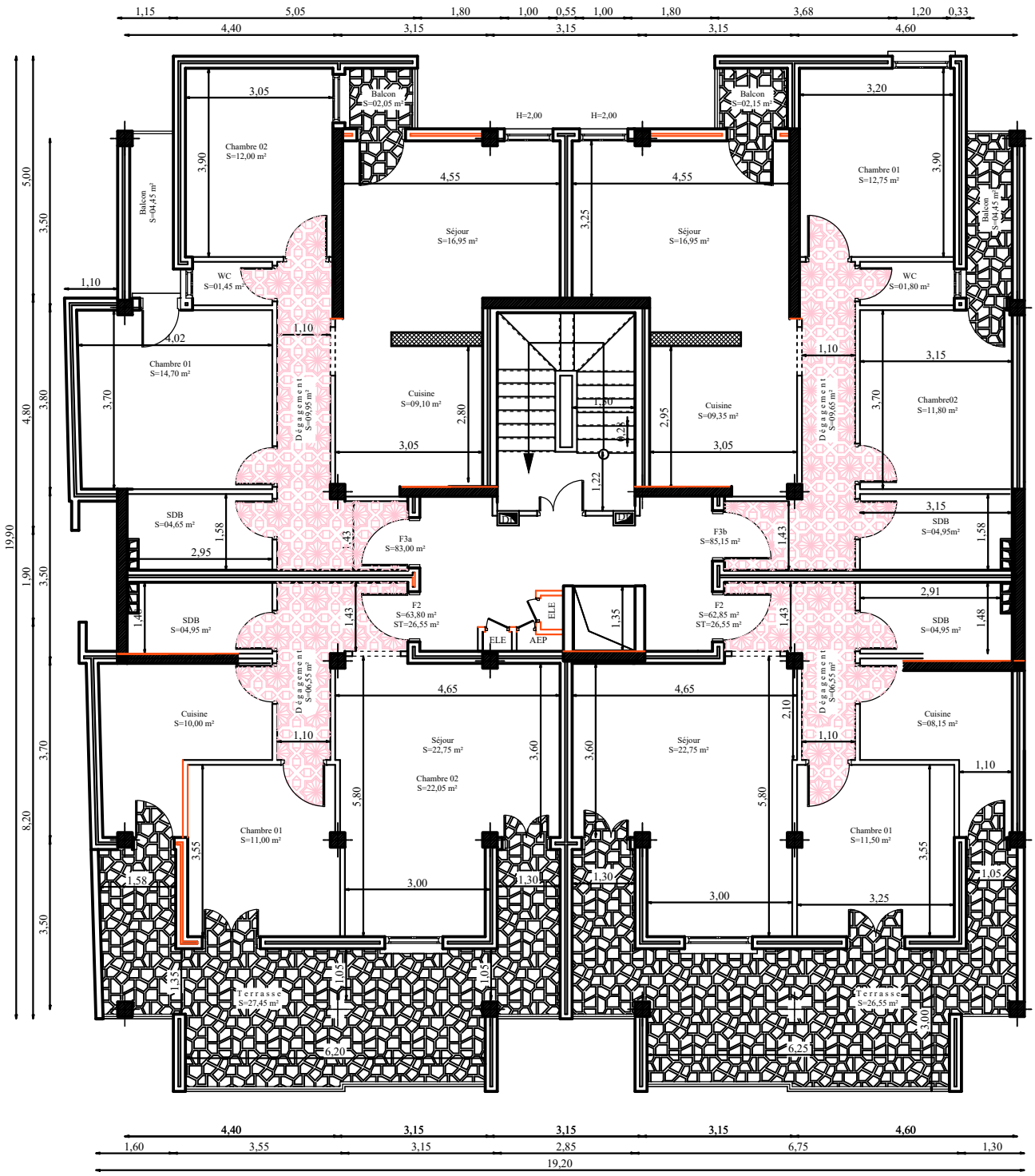
Façade Principale


4,53
4,53
4,43
4,23
3,50
3,80
3,50
3,70
3,50
18,20
17,90
17,90
1,20
0,28
1,20
0,52
1,28
1,35
1,35
+1,44
±0,00
Local 01
S=75,40 m²
Local 02
S=57,10 m²
Local 03
S=57,00 m²
Local 04
S=79,00 m²
2,98
2,85
4,40
3,15
3,15
3,15
4,60
0,50
3,70
0,55
2,80
0,83
1,80
0,83
2,85
0,50
3,90
18,80

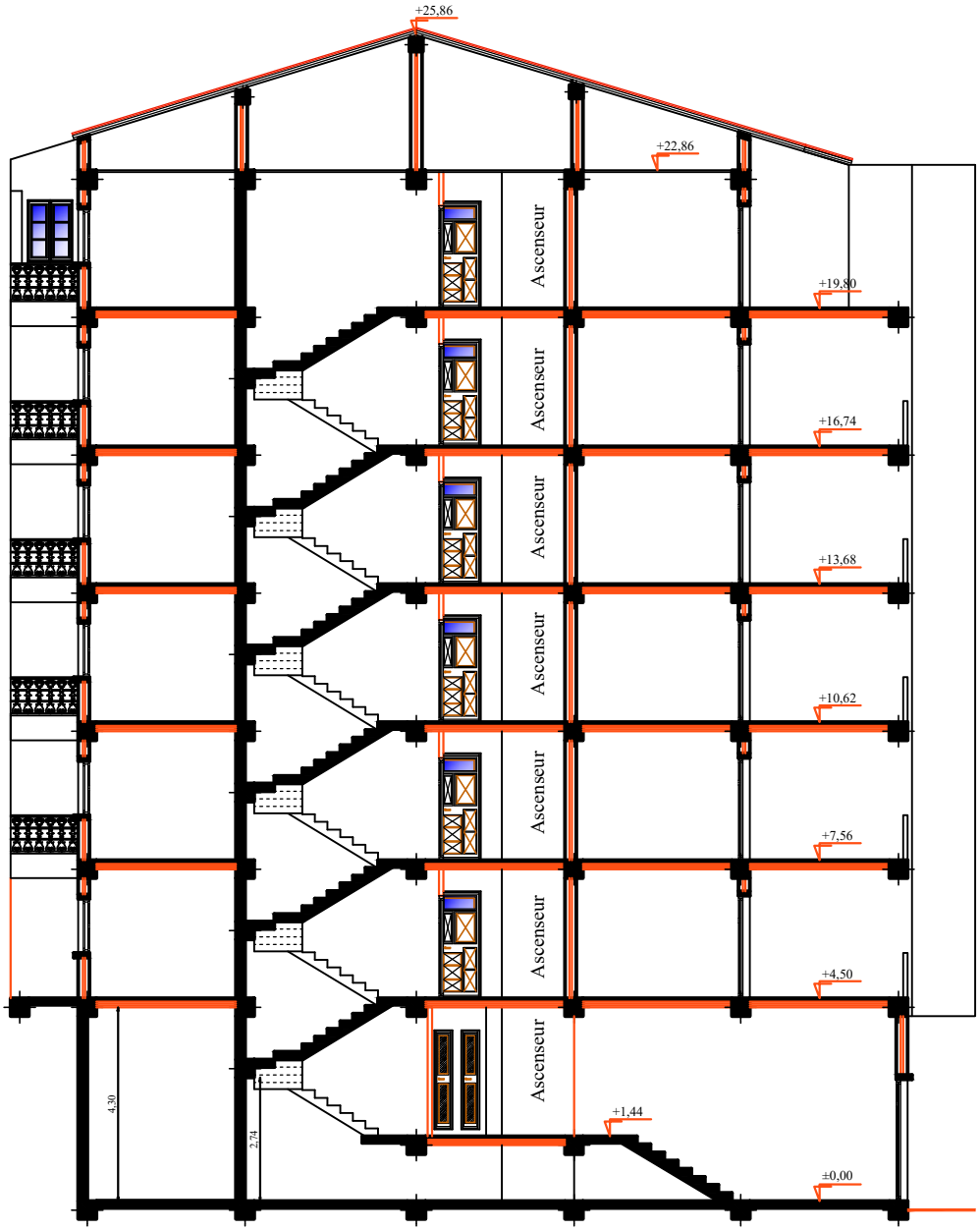
Plan du RDC



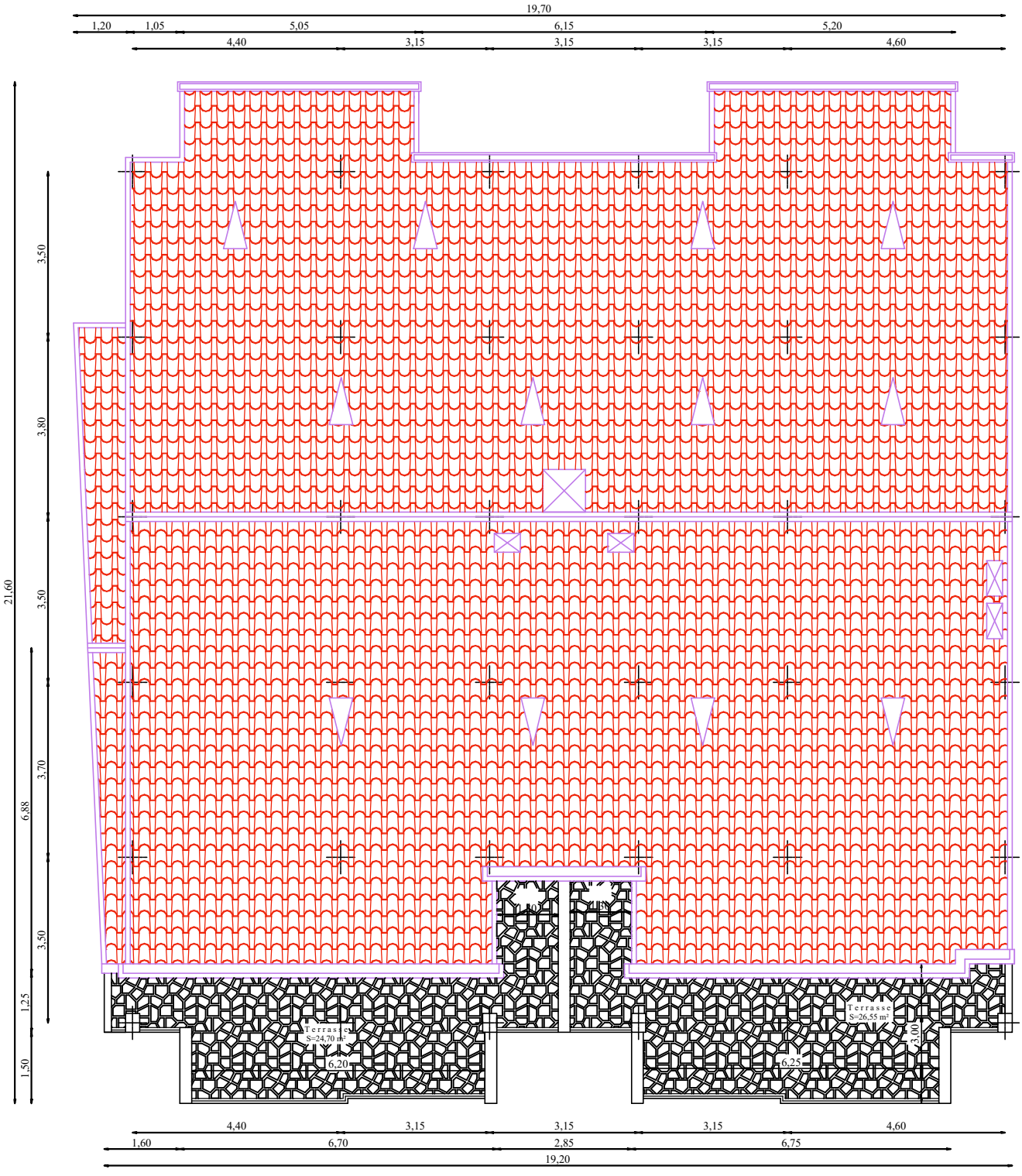
Plan Etages Courant



Plan Etage en attique


+25,86
+22,86
+19,80
+16,74
+13,68
+10,62
+7,56
+4,50
+1,44
±0,00
Ascenseur
Ascenseur
Ascenseur
Ascenseur
Ascenseur
Ascenseur
4,30
2,74

Coupe -AA-



Plan de Toiture

I.1) Description de l'ouvrage :

Ce projet, proposé par le bureau d'étude technique et d'architecture & d'urbanisme, consiste à l'étude et calcul des éléments résistant d'une structure à usage d'habitation et commercial en RDC en entre sol + 5 étages courants + un étage en attique + charpente en bois qui est implanté à la haute ville de (TIZI-OUZOU).

Selon le règlement parasismique algérien RPA99 modifié en 2003, cet ouvrage est classé, selon sa destination, dans la catégorie d'ouvrage de moyenne importance est situé en zone de moyenne sismicité (IIa).

I.2) Nature de l'ouvrage :

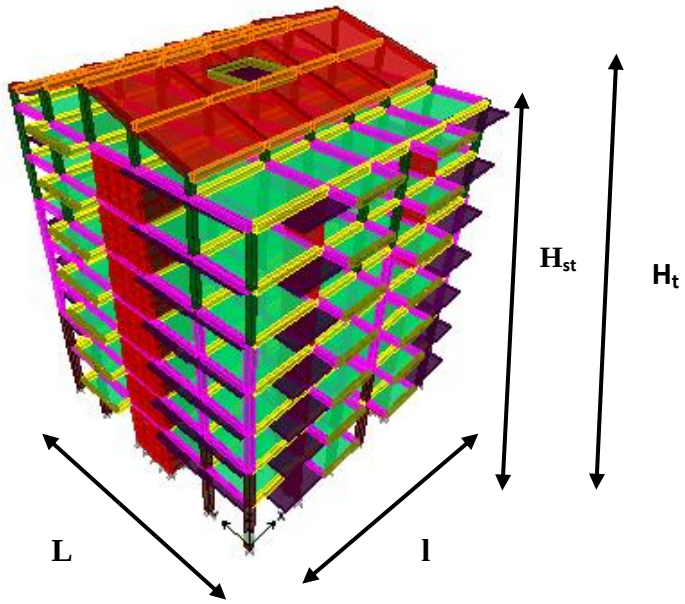


Figure I.1 : Dimension de la structure

Notre ouvrage est une structure comportant :

- 01 RDC en entre sol à usage commercial
- 05 étages courants à usage d'habitation
- 01 cage d'escalier
- 01 Salle machine
- 01 étage en attique à usage d'habitation

I.3) Caractéristiques géométriques :

Hauteur totale ……Ht=25 ,86m

Hauteur sous toiture…… Hst= 22 ,86m

Longueur totale …… L=21.40m

Largeur total …….. l=18,45m

Hauteur du RDC…… ..……..4,50m

Hauteur d'étage courant……..3,06m

Hauteur de l'étage en attique……..3.06m

I.4) Éléments de l'ouvrage :

a) Ossature :

L'ossature de notre structure est constituée de poteau et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles des bétons armée.

- **portiques :**

Ou bien des cadres rigides constitués de poutres et des poteaux, ils sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticale et des charges horizontales.

- **Voile :**

Se sont des éléments rigides en béton armée coulés sur place.

Leurs rôles est de reprendre des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

- **b) les planchers :**

➢ **b.1) les planchers en corps creux :**

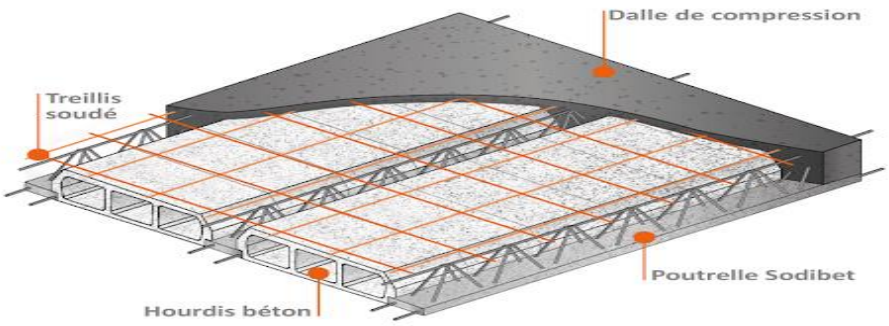


Figure I.2 : Plancher en corps creux

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux.il peut exécuter en bois, en acier, ou en béton armée.

Ont pour fonctions principales :

- Porter les charges et les surcharges du bâtiment.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontales.
- Assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

b.2) Dalle plein en béton armé :

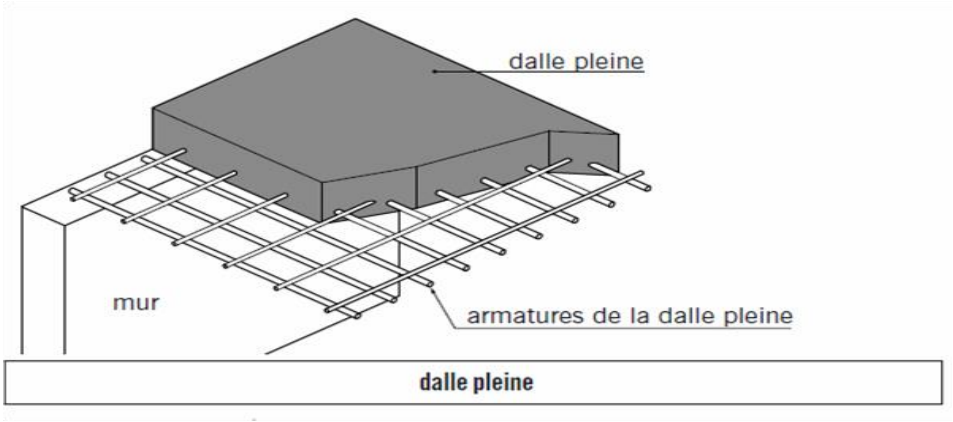


Figure I.3 : Dalle pleine

Les dalles pleines sont prévues dans les consoles, et dans les paliers de repos d'escaliers.

Est appeler aussi dalle massive est une plaque dont l'épaisseur est petite par rapport à ses autres dimensions

c) la maçonnerie :

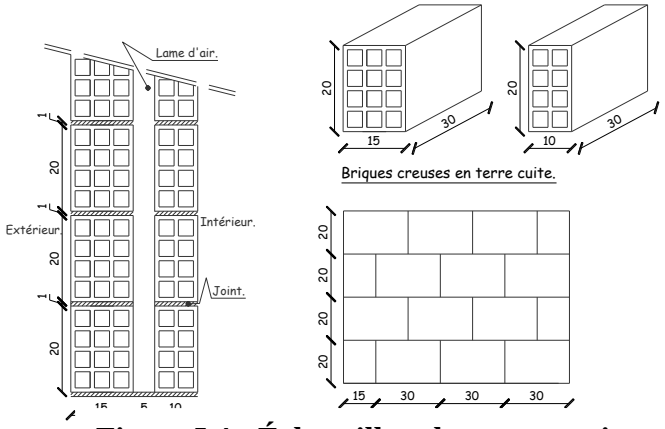


Figure I.4 : Échantillon de maçonnerie

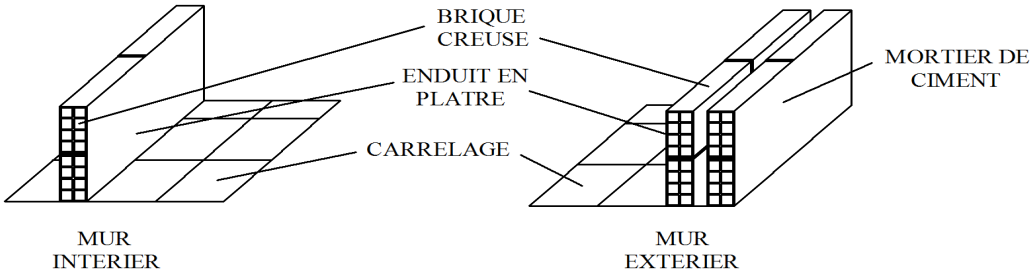


Figure I.5 : Mur intérieur et extérieur

- ✓ **Mur extérieurs :**

Ils seront réalisés avec de brique creuse en double cloisons de 10cm d'épaisseur séparés par une lame d'aire de 5cm.

- ✓ **Mur intérieurs :**

Ils seront réalisés en simple cloison de briques de 10cm d'épaisseur.

- **d) les escaliers :**

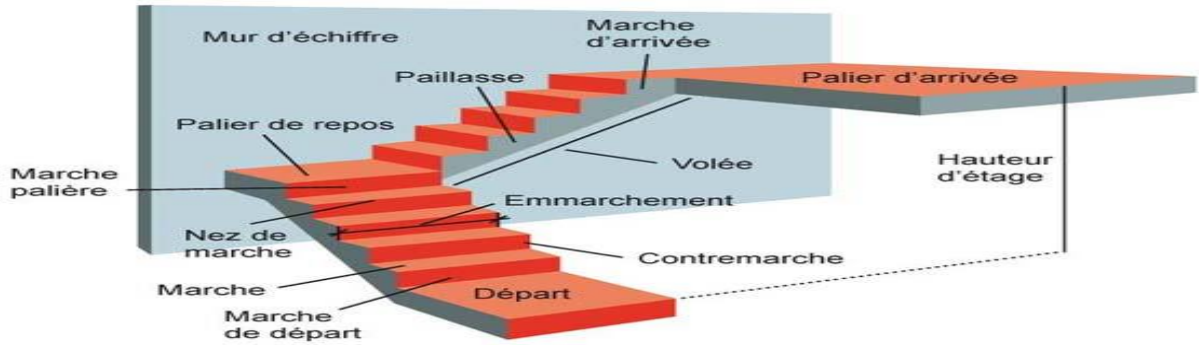


Figure I.6 : Principaux termes relatifs à un l'escalier

La structure est munie d'une 01 cage d'escaliers qui est destinée à assurer l'accès aux différents étages.

Ces escaliers seront constitués des paliers de repos et de paillasse en béton armé coulé sur place

- **e) Cage d'ascenseur :**

Notre structure est munie d'une cage d'ascenseurs qui sera réalisée en voiles, coulées sur place.

- **f) Les fondations :**

C'est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain d'assise et qui à pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées par cet ouvrages

Leurs choix est dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

- **g) Les revêtements :**

Ils seront réalisés en :

- Céramique pour les salles d'eau.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- mortier de ciment pour les murs de façade et de cage d'escalier.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

- **h) La charpente :**

Les charpentes présentent diverses formes et différente pentes d'inclinaison suivant les régions et les types de couverture. Elle a pour rôle de porter le matériau de couverture et de résister aux actions de vent.

La charpente traditionnelle : est réalisée par :

- ✓ Des **fermes** qui s'appuient sur les murs
- ✓ Des **pannes** qui reposent sur les fermes
- ✓ Des **chevrons** fixés sur les pannes, ils servent de support aux matériaux de couvertures

  Notre structure sera munie d'une charpente a deux versant elle est composée de pannes, liteaux et chevrons .Elle est inclinée d'un angle (α=22.34°) par rapport a l'horizontal.

Les différentes pièces dont elle est constituée sont données par la figure suivante :

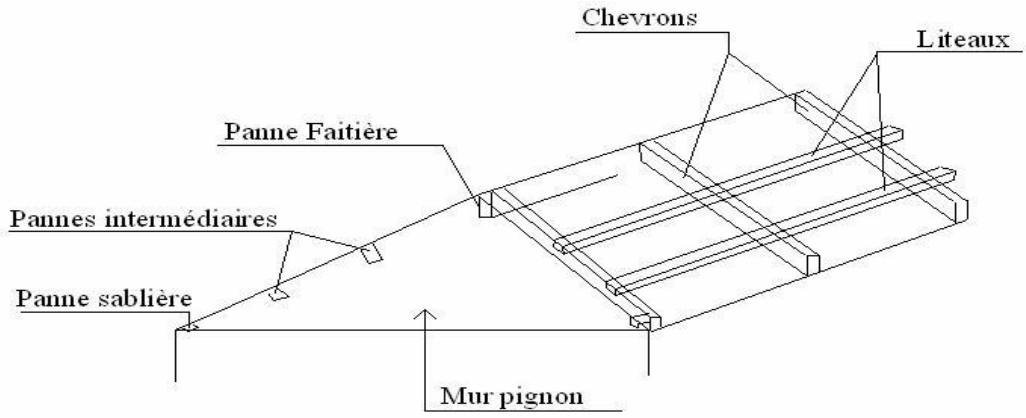


Figure I.7 : Schéma descriptif de la toiture

I.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre structure, nous allons utiliser deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences de la RPA99modifié 2003 Ainsi que aux règles de béton armé aux états limites
(BAEL91 modifié99).

I.5.1) Béton :

Le béton est un matériau composite aggloméré, constitué de
Granulat (sable+gravier), d'un liant hydraulique qui est le ciment et l'eau de gâchage. Pour l'améliorer, des adjuvants sont ajoutés. De point de vue mécanique, il est caractérisé par sa résistance à la compression qui est plus importante par rapport à sa résistance à la traction.

a) Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle se mesure par compression axiale de cylindre droit de révolution et d'une hauteur double de leur diamètre.

$\emptyset = 16\text{cm}$ (16X32)

-Influence de l'âge du béton sur la résistance à la compression :

1jour⇒15%, 3jours⇒50%, 7jours⇒70%

14 jours⇒80%, 21jours⇒90%, 28jours⇒99%

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours

Valeurs caractéristique Requise ou Spécifiée f_{c28} :

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours est inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique $f_{c\,j}$

Définie par :

$$f_{cj}=\frac{j}{4,76+0,83J}\ fc_{28} \quad \text{Pour} \quad f_{cj}\leq 40MPa$$

$$f_{cj}=\frac{j}{1,40+0,95J}\ fc_{28} \quad \text{Pour} \quad f_{cj}\geq 40MPa$$

(BAEL91/Art 2 .1 ,11)

$$f_{cj}=1,10\ f_{c28} \quad \text{pour} \quad j\geq 60$$

b) Résistance caractéristique du béton à la traction :

La mesure que fait par mise en traction des cylindres (16X32). Ce type d'essais est difficile à réaliser, car il nécessite, après sciage des extrémités, le collage des têtes de traction parfaitement centrée, on obtient alors directement

$$\sigma=\frac{F}{S}$$

On fait souvent appel à des essais de traction indirecte pour déterminer le comportement du béton en traction.

La résistance à la traction pour un béton est très faible elle est donnée par la relation suivante :

$F_{tj}=0,6+0,06f_{cj}$; avec fcj<60MPa…… *(*BAEL91/Art2 .1 ,12)

c) Le module de déformation longitudinale du béton :

Sous des contrainte normales d'une durée d'application inférieur à 24h heurs, le module de déformation longitudinale à l'âge « j » jours est donné par la formule suivante :

$E_{IJ=11000}\sqrt[3]{}$ fc28 …… (BAEL91/Art 2 .1 ,21)

Pour j=28jours $f_{c28=}$25MPa $E_{I=}$32164,2MPa

d) Le module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale du béton est donné par cette formule :

$G=\frac{E}{2(1+\nu)}$ …… (BAEL91/Art2.1 ,3)

e) Le coefficient de poisson :

En compression, comme en traction, la déformation longitudinale (dans le sens de l'effort) est accompagnée d'une déformation transversale.

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale en valeurs relatives.

Le BAEL recommande :

$\nu=0$ (pour les calcules de sollicitations)

$\nu=0,2$ (pour les calculs de déformations)

❖ **Les états limites :**

Les états limites sont des états d'une construction qui ne doivent pas être atteint sous peine de ne plus permettre à la structure de satisfaire les exigences structurelles ou fonctionnelles définies lors de son projet.

La justification d'une structure consiste à s'assurer que tels états ne peuvent pas être atteints ou dépassés avec une probabilité dont le niveau dépend de nombreux facteur.

On distingue deux états limites :

ELU : État limite ultime

ELS : État limite service

❖ l'état limite ultime ELU :

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de la stabilité déforme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture).

a) Diagramme contrainte-déformation : (BAEL91/Art4.3, 41)

En compression avec flexion (ou induite par de la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tout les cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle »

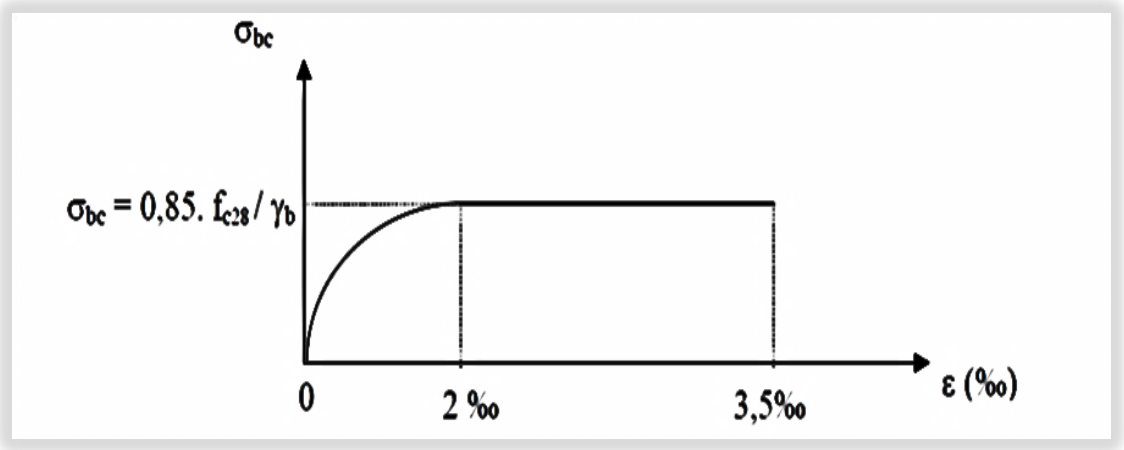


Figure I.8 : Diagramme des contraintes-déformations du béton

Avec :

ε_{bc} : raccourcissement du béton.

σ_{bc} : contrainte de calcul du béton en compression

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$fbc = \frac{0.85}{\theta.\gamma b}.\ fc_{28}$$ **(BAEL91modifé99/A.4.3,41)**

Avec : fbc : la contrainte limite à la compression du béton

γb : Coefficient de sécurité du béton qui a pour valeurs :

- γb =1.5 dans le cas d'une situation courante.
- γb =1.15 dans le cas d'une situation accidentelle.

θ **:** Coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges

Avec :

- θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.
- θ=1 : si la durée d'application est >24heures.
- θ=0.9 : si la durée est entre 1heure et 24heurs.
- θ=0.85 : si la durée d'application est <à 1heure

b) Contrainte tangentielle conventionnelle :(B.A.E.L 91 modifié.99/Art 5.1-1)

Elle est donnée par la formule suivante : $\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b.d}}$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- $\tau_u \leq$ Min $(0{,}13 f_{c28}/\gamma_b ; 5Mpa)$ → **pour fissuration non préjudiciable.**
  - $\tau_u \leq$ min $(0{,}10 f_{c28}/\gamma_b ;$ 4 MPA) →**pour fissuration préjudiciable /très préjudiciable**

➢ l'état limite services ELS :

C'est l'état au-delà du quel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité, cette limite vise à empêcher l'ouverture des fissures.

Le calcul sera effectuer vis-à-vis des charges de service, pendent l'usage de la structure.

a) Contrainte limite de service à la compression du béton

$\sigma_{bc}=0.6 f_{c28}$→ (Art. A.4.5-2 B.A.E.L.91 Modifié.99)

Pour f_{c28}=25MPA ➔ $\sigma_{bc}=0.6x25=15MPa$

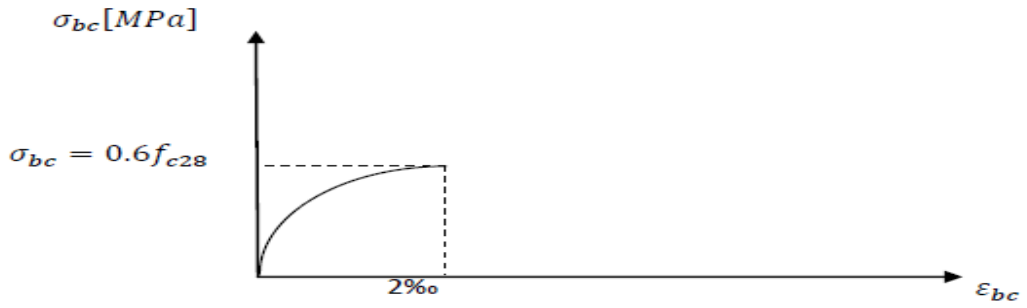


Figure I.9 : Diagramme de calcul contraintes –déformation à l'ELS

b) Contrainte limite ultime de cisaillement (BAEL91/Art5.1 ,1)

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

V_u

$$\tau_u = \frac{Vu}{bXd}$$

Avec :

Vu : la valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calcul à l'ELU)

b: valeur de la longueur de la section cisaillée

d : valeur de la hauteur utile (d=h-c)

- $\tau_u \leq$ min $(0{,}15f_{c28}/\gamma_b$; 4 MPA) →pour **fissuration préjudiciable /très préjudiciable**
- $\tau_u \leq$ Min $(0{,}20f_{c28}/\gamma_b$;5Mpa) → pour **fissuration non préjudiciable**

I.5.2 Aciers :

1) Généralités :

Le béton est un matériau qui résiste bien a la compression, mais malheureusement résiste mal a la traction, est pour sa on fait appel aux aciers qui vont équilibrés les efforts de traction qui vont s'engendrer par le béton tendu.

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leurs nuance et leurs état de surface/ on trouve

- ✓ Les aciers à haute adhérence (FeE400 et FeE500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400MPa et de 500MPa
- ✓ Treillis soudé de type 520

b) Module d'élasticité longitudinale :

$E_S = 2.10^5 MPa$ ***(A.2.2.1/BAEL91/Modifié99)***

c) Coefficient de poisson des aciers :

$\upsilon = 0,2$

d) Contraintes limites :

- ✓ Contrainte limite ultime (ELU)

(A.2.2.1/BAEL91/Modifié99*)* $$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier

f_e : Limite d'élasticité

γ_s : Coefficient de sécurité :
- γ_s **=1,00** situation accidentelle
- γ_s **=1,15** situation courant

2) Contraintes limites à L'état limite de service (ELS :) (B.A.E.L 91/Art.2.1,3)

A fin de réduire le risque d'apparition de fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, le BAEL à limiter les contraintes dans les armatures tendues comme suite :

- **Fissuration peu nuisible (B.A.E.L 91/Art.4.5,32)**

La contrainte n'est soumise à aucune limitation : $\boldsymbol{\sigma s = \frac{fe}{\gamma s}}$

- **Fissuration préjudiciable (B.A.E.L 91/Art.4.5,33)**

Les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e \; ; \max(0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right\}$$

- **Fissuration très préjudiciable (BA.E.L 91/Art.4.5,34)**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{1}{2} f_e \; ; 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$$

η : Est le coefficient de fissuration: On appelle aussi coefficient de sécurité.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les files tréfilés lisse en treillis sou} \\ 1{,}3 & \text{pour les files HA } \phi<6 \\ 1{,}6 & \text{pour les barres HA et les files HA} \phi \geq 6\text{mm.} \end{cases}$$

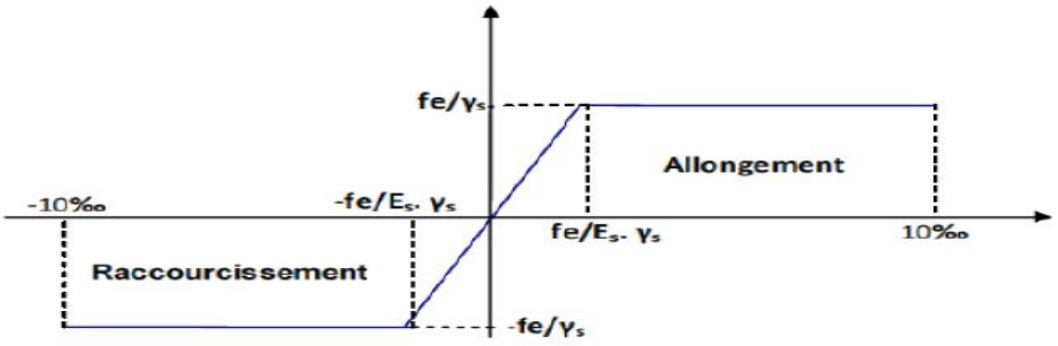


Figure I.10 : Diagramme des contraintes- déformation de l'acier

3) Protection des armatures :

D'après l'article **(BAEL modifiée99/A.7.2.4)**, pour avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, il faut veiller à ce que l'enrobage « c » des armatures soit :

- C ≥ 5cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- C ≥ 3cm : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- C ≥ 1cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposées aux condensations

Conclusion :

Après avoir fait une description de notre structure et avoir présenté les matériaux important qui vont la constituer, nous pouvons passer au pré-dimensionnement des éléments.

Chapitre II :

Pré dimensionnement

Des éléments

Introduction :

Les caractéristiques de notre ouvrage ainsi que les matériaux utilisés sont maintenant définis, nous allons donc passer dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments porteurs : les poutres, les planchers, les poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles.

Pour cela on se réfère aux règles de pré-dimensionnement utilisée en :

- **RPA99 modifié 2003**
- **CBA93**
- **BAEL91modifié99**

II.1) Pré- dimensionnement des éléments :

II.1.1) Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux en béton armé coulées sur place, leurs rôle est la transmission des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé), On distingue :

- les poutres principales
- les poutres secondaires
- Les poutres de chainage

-D'après **Art A.4.14 BAEL91modifié99** Les dimensions d'une section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

$L/15 \leq h \leq L/10$

$0.4h \leq b \leq 0.7h$

Avec h : la hauteur de la poutre

B : la largeur de la poutre

L : La plus grande travée considérée entre nu d'appuis

Elles doivent respecter les dimensions exigées par **Le RPA99 VS 2003 (RPA99.Art 7.5.1)** en zone 2 :

- Largeur $b \geq 20cm$
- Hauteur $h \geq 30cm$

- $\frac{h}{b}<4$
- bmax≤1.5h+b1

a : Pré-dimensionnement des poutres principales :

Il s'agit des poutres porteuses, elles sont disposé perpendiculairement aux poutrelles pour ainsi constituer leurs appuis.

La hauteur h :

l_{max} =460-25=435cm

$$\frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10}$$

$$29 \leq h \leq 43,5$$

On prend **h=40cm**

Largeur b :

0,4h≤b≤0,7h

0,4x40≤b≤0,7x40

16≤b≤28

On prend **b=25cm**

Vérification des exigences (RPA99 ; ART 7.5, 1)

→	b≥20cm	b=25cm	condition vérifiée
→	h≥ 30cm	h=40cm	condition vérifiée
→	$\frac{h}{b}<4$	1,6<4	condition vérifiée

Donc :

La section des poutres principales adoptée est : **PP (25×40)**

b : Pré-dimensionnement des poutres secondaires :

Les poutres secondaires assurent le chaînage sont perpendiculaires aux poutres principales et parallèle aux poutrelles.

Hauteur h :

l_{max} =380-25=355cm

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10}$$

$$23,667 \leq h \leq 35,5$$

On prend **h=35cm**

La largeur b :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4x35 \leq b \leq 0,7x35$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

On prend **b=25cm**

Vérification des exigences (RPA99 ; ART 7.5,1)

→	b≥20cm	b=25cm	condition vérifiée
→	h≥ 30cm	h=35cm	condition vérifiée
→	$\frac{h}{b}$<4	1,4<4	condition vérifiée

Donc : La section des poutres secondaires adoptée est : **PS (25×35)**

c : Pré-dimensionnement de la poutre de chaînage :

La hauteur h :

l_{max} =315-25=290cm

$$\frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10}$$

$$19,333 \leq h \leq 29$$

On prend **h=30cm**

Largeur b :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4x30 \leq b \leq 0,7x30$$

$$12 \leq b \leq 21$$

On prend **b=25cm**

Vérification des exigences (RPA99 ; ART 7.5, 1)

→ b≥20cm b=25cm condition vérifiée

→ h≥ 30cm h=30cm condition vérifiée

→ $\frac{h}{b}$<4 1,2<4 condition vérifiée

Donc :

La section des poutres de chainage adoptée est : **PC (25×30)**

RECAPITULATIF :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, alors les sections (bxh) adoptées pour les poutres seront comme suit :

Poutres	**Sections cm^2**
Poutre principales	**(25X40) cm^2**
Poutre secondaires	**(25X35) cm^2**
Poutre de chaînage	**(25X30) cm^2**

Tableau II.1 : les dimensions des poutres

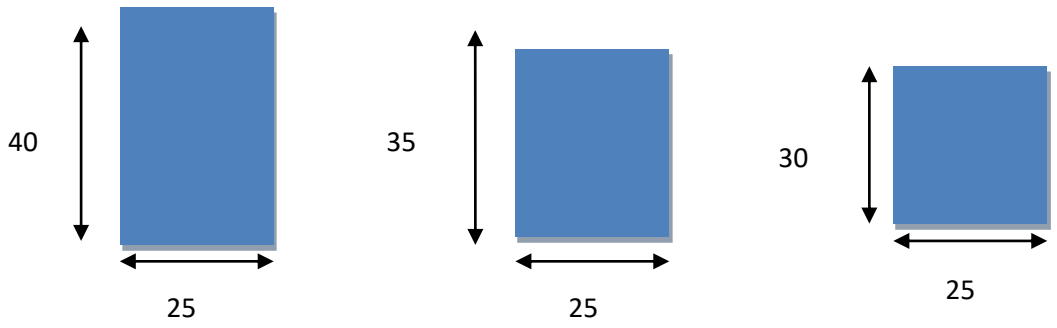


Figure II.1 : Dimensions des poutres

II.1.2) Pré-dimensionnement des planchers :

II.1.2.a) les planchers en corps creux :

Les planchers sont des aires planes dans le plan horizontal délimitant les différents étages successifs dans une construction et recueillant les charges et les surcharges d'exploitation du bâtiment.

Un plancher est constitué de plusieurs parties distinctes formant un bloc unique travaillant d'une manière monolithique : et d'une dalle de compression ferraillée, le corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposée suivant la petite portée.

Ce plancher assure deux fonctions principales :

- **Une fonction de résistance mécanique** :

Sa capacité à supporter à la foi son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, transmettre la somme de ces efforts aux poutres qui à leur tour transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.

- **Une fonction d'isolation acoustique et thermique :**

Et cela grâce au corps creux avec ses lames d'air.

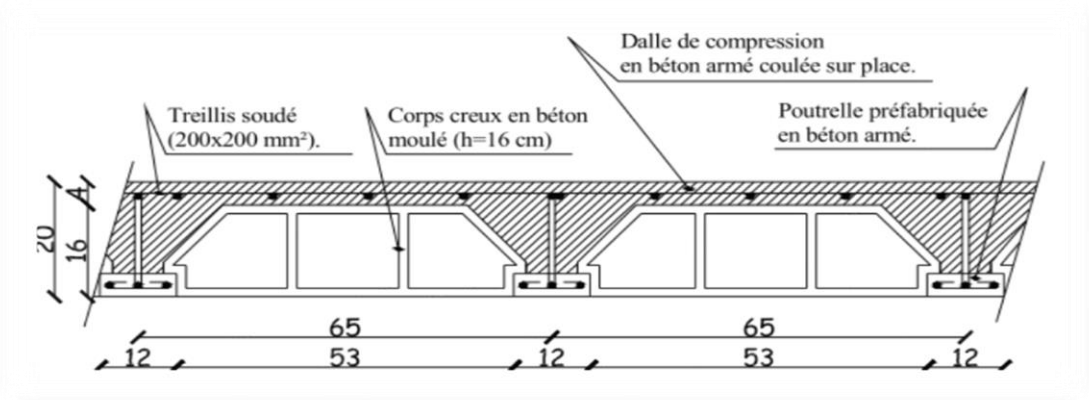


Figure II.2 : Plancher en corps creux

On peut se dispenser de donner une justification de la rigidité du plancher lorsque :

$$\frac{ht}{l\,max} \geq \frac{1}{22,5}$$ **(BAEL91 Modifie 99/B.6.8 ,424)**

Avec :

H_t : la hauteur du plancher

l_{max} : la portée libre maximale de la poutre dans le sens des poutrelles

L'épaisseur minimum doit satisfaire la condition suivante :

$$\mathbf{h_t \geq \frac{lmax}{22,5}}$$ **(BAEL91 Modifie 99/B.6.8 ,424)**

NB : le RPA préconise de prendre des poteaux de dimensions ≥25cm pour la zone 2a, nous allons prendre les poutres 25×35

Dans notre cas l_{max} =380-25=355cm

$$l_{max} = 3.55cm$$

$$h_t \geq \frac{355}{22,5} = 15.77$$

Donc : $\mathbf{h_t = 20cm}$

On opte une épaisseur de : $\mathbf{h_t = (16+4) = 20cm}$

- ✓ Épaisseur du corps creux **16cm**
- ✓ Épaisseur de la dalle de compression de **4cm**

II.1.2.b) Les planchers en dalle pleine :

La dalle pleine est un plancher en béton armé, le diamètre et le nombre des armatures varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte .

Pour les pré-dimensionner il faut vérifiée ses conditions :

- ➢ La résistance à la flexion.
- ➢ La résistance au feu.
- ➢ l'isolation acoustique.

a) La résistance au feu :

Pour 1heur de coupe-feu …….e≥ [7cm]

Pour 2heurs de coupe-feu…….. e≥ [11cm]

Pour 4heurs de coupe-feu…….. e≥ [17cm]

Pour 2heurs d'expositions au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être supérieur ou égale à 11cm

b) Isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique, est proportionnelle au logarithme de la masse :

L=13,3log (10M) si M<200kg /m^2

L=15log(M) +9 si M>200 kg /m^2 selon ouvrage en béton armée H .RENAUD page235

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg /m^2

D'où l'épaisseur minimale de la dalle égale :

$H_0=\frac{350}{2500} = 14cm$

c) La résistance à la flexion :

Panneau de dalle pleine reposant sur 1 appui

Si p≤0,4 la dalle travail dans un seul sens x et y : $e_p \geq \frac{lx}{25}$

Si p≥0,4 la dalle travail dans deux sens x et y : $e_p \geq \frac{lx}{30}$

Avec :

$p = \frac{lx}{ly}$

l_x : petite portée de la dalle considérée.

l_y : grande portée de la dalle considérée.

$p = \frac{150}{10} = 15cm$

On opte l'épaisseur de dalle pleine une épaisseur de : **15cm**

II.2) Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place.

Ses rôles :

- Reprendre une partie des charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- Participer au contreventement.
- S'opposer à la poussée de terre éventuellement d'eau.
- Assurer une isolation acoustique.
- Assurer une protection contre l'incendie.

Le pré-dimensionnement des voiles se fait on utilisant le : **(RPA99/2003)**

a) L'épaisseur d'un voile

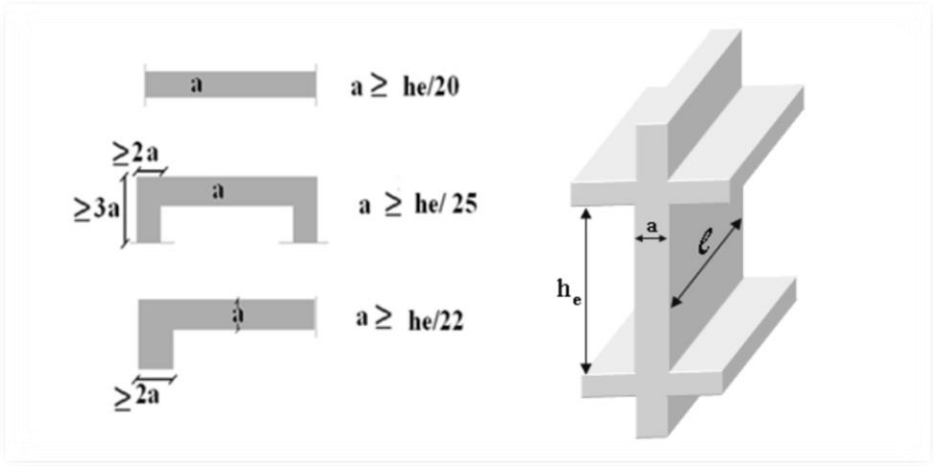


Figure II.3 : pré-dimensionnement des voiles

RPA99/2003(Article7.7.1)

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage (h) et des conditions de rigidité à l'extrémité $\mathbf{a = \frac{he}{20}}$

$h_e = h - e_{dalle}$ avec e_{dalle} : épaisseur de la dalle =20cm

	RDC	Etage courant
$\mathbf{h_e}$	450-20=430	306-20=286
$\mathbf{e_p}$	21.5	14.3

L'ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou qui est une zone 2a, selon le **RPA99/2003(Article7.7.1)** l'épaisseur minimale est de 15cm, Pour la sécurité et la facilité de la mise en œuvre, nous optons pour une épaisseur **e=25cm** du RDC jusqu'au dernier étage.

b) Longueur du voile :

D'après le règlement **RPA99/2003(Article7.7.1)**, la longueur des voiles doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur pour assurer la fonction de contreventement $\mathbf{L \geq L_{min}=4\ e}$

$l_{min}=4\times25=100cm$

On a:

$l_{min} \geq 4a=100cm$

DONC : La longueur de nos voiles doit dépasser **100**cm

II.3) Pré-dimensionnement des Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton avec armature incorporée. Son role est de stabiliser la structure et de transmettre les charges et les surcharges verticales e horizontales aux fondations.

La combinaison des charges et surcharges à **l'ELS** sera exprimée par la relation suivante :

$\mathbf{N_S=G+Q}$

Avec :

N_S : l'effort de compression revenant au poteau le plus sollicité, il sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL91/99**

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation

Le RPA99/2003 nous impose qu'en zone(IIa) la section suivante (b1,h1)≥25cm

On prévoit une section de $(25X25)cm^2$

D'après l'article **(RPA99/2003,A.7.4.1)**

$$\mathbf{S= {Ns}/{0,3xfc28}}$$

Les étapes à suivre dans les pré-dimensionnement des poteaux sont :

→ 1) détermination des charges et des surcharges.

→ 2) descente de charge.

- Choisir le poteau le plus sollicité
- Calculer la surface d'influence
- Détermination des poids propres des éléments
- Les surcharges d'exploitation
- Calculer la surcharge d'exploitation cumulée selon la loi de dégradation des charges

→ 3) Pré-dimensionnement des poteaux

4) vérifications (à l'exigence de RPA99/2003, au flambement).

1) Détermination des charges permanentes des éléments :

a) Toiture :

Éléments	G (KN/m2)
Couverture en tuile mécanique	0,45
Chevron et pannes et fixation	0,10
Isolation thermique et liège	0,16
Enduit de plâtre	0,20
Murs pignon (cloison)	0,90
Total	**G=1,81 KN/m2**

Tableau II.2 : Charges permanentes de la toiture

b) Les planchers :

b.1) Les planchers étage courant:

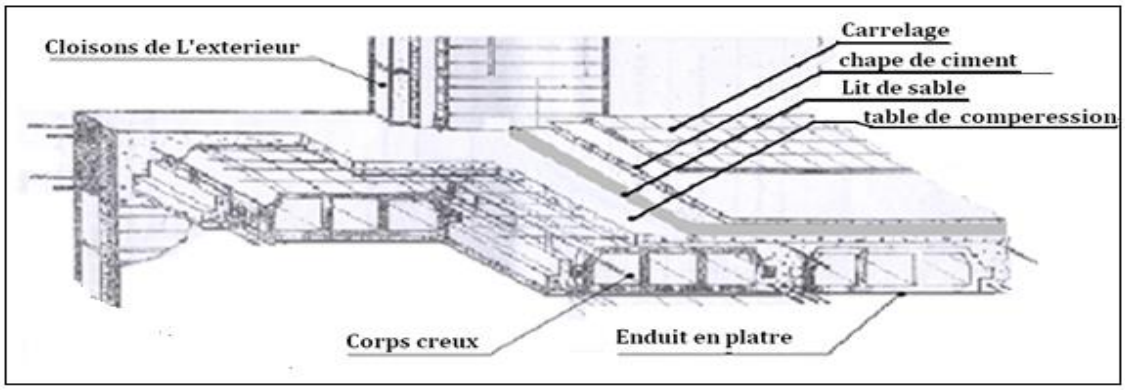


Figure II.4 : Plancher corps creux

Éléments	Poids volumique γ(KN/m^2)	Épaisseurs e(m)	charges (KN/m^2)
Revêtements carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Couche de sable	19	0,02	0,38
Dalle en béton armée	14	0,2	2,8
Enduits plâtre	10	0,02	0,20
Cloison de séparation	/	/	1,30
total			G_T=5,48(KN/m^2)

Tableau II.3 : Charges permanentes corps creux

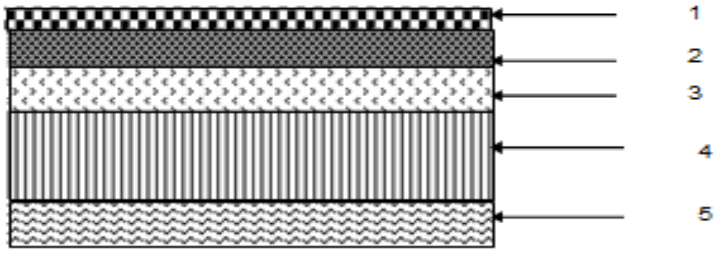


Figure II.5 : Dalle pleine

b.2) Les planchers dalles pleines:

Éléments	Poids volumique γ(KN/m²)	Épaisseurs e(m)	charges (KN/m²)
1) Revêtements carrelage	20	0,02	0,40
2) Mortier de pose	20	0,02	0,40
3) Couche de sable	19	0,02	0,38
4) Dalle en béton armée	25	0,15	3,75
5) Enduit ciment	20	0,02	0,40
total	/	/	G_T=5,33(KN/m²)

Tableau II.4 : charges permanentes dalle pleine

C) Maçonnerie :

c.1) Murs extérieurs :

Éléments	Poids volumique $\gamma(KN/m^2)$	Épaisseurs e(m)	charges (KN/m^2)
Enduit au mortier de ciment	20	0,02	0,40
Cloison en brique (8trous)	9	0,10	0,90
Lame d'aire	/	0,05	/
Cloison en brique creuses (12trous)	8,67	0,15	1,30
Enduit de plâtre sur la face intérieur	10	0,02	0,20
Total	/	/	$G_T=2,80(KN/m^2)$

Tableau II.5 : charges permanentes murs extérieurs

c.2) Murs intérieurs :

Éléments	Poids volumique $\gamma(KN/m^2)$	Épaisseurs e(m)	charges (KN/m^2)
1. Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
2.Briques creuse	0,1	9	0,9
3. Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Total	/	/	$G_T=1,30(KN/m^2)$

Tableau II.6 : charges permanentes murs intérieurs

Détermination des charges d'exploitation :

Selon le DTRB.C.2.2

Éléments	Surcharges « Q »[KN/m^2]
Toiture	**1**
Sous toiture	**1**
Plancher étage courant à usage d'habitation	**1,5**
L'entre sol à usage commercial	**5**
Balcons	**3,5**
Escaliers	**2,5**

Tableau II.7 : Charges d'exploitation

2) Descente de charge :

La descente de charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaitre la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

Toute structure étant soumise à des charges gravitationnelles le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut (Toiture) vers le niveau le plus bas (fondation).

La descente de charge a pour but l'évolution des actions de pesanteurs permanentes et variable permettant le calcul :

- Les poteaux ou les appuis.
- De leur fondation.

▪ Le poteau le plus sollicité :

On effectueras la descente de charge au poteaux plus sollicité qui est souvent a la plus grande surface afférente ou à coté de la cage d'escaliers.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est situé dans l'axe (5, E)

Calculer la surface d'influence

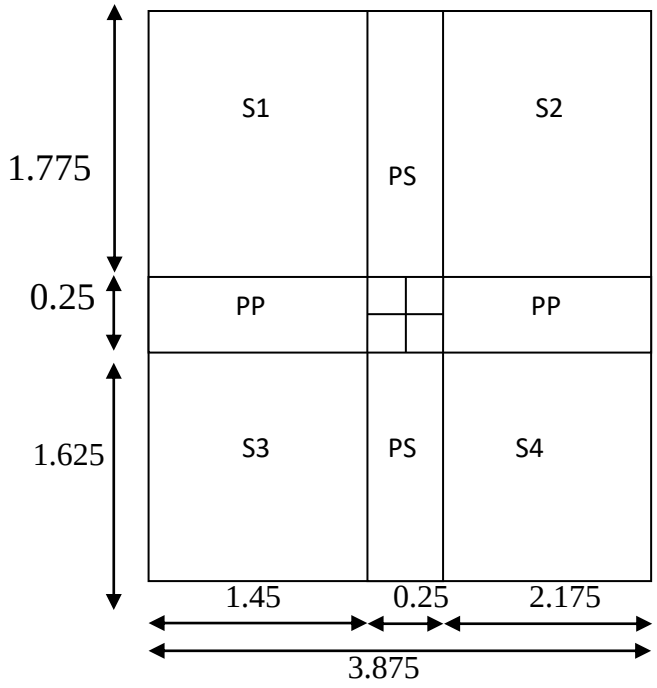


Figure II.6 : Schéma de la surface du panneau revenant au poteau

Section nette :

S_{nette}=S1+S2+S3+S4

Avec:

S1= 1,45X1, 775=2,573 m^2

S2=1, 775X2, 175=3,860 m^2

S3=1,45x1, 625=2,356 m^2

S4=2,175X1, 625= 3,534 m^2

S_{brute}= 3,875X3, 65=14,143 **S_{brute} =14,143 m^2**

S_{nette}=2,573+3, 86+2,356+3,534=12,323 **S_{nette}=12,323 m^2**

- **Détermination les poids propres des éléments :**

a) Les planchers :

$P_{plancher}=G_{plancher}$x S

a)Pour plancher étages courant :

P=5,48 X 12,323=67,530

P=67,530 KN

b) La toiture :

$P_{toiture}$ =1,81 X 12 ,323=22,304

$P_{toiture}$=22,304 KN

c) Les poutres:

P_{poutre}= (b x h x p) x L

Avec :

ρ=le poids volumique du béton égale à 25 KN/m^3

L : la longueur de la poutre

a)Les poutres principales (25X40) cm^2

ρ= (0,25 X 0,40 X 25) x 4,35= 10.875

$P_{poutre\ principale}$= 10.875 KN

b) Les poutres secondaire (25X35) cm^2

ρ= (0,25 X 0,35 X 25) x 3,55 = 7,765

$P_{poutre\ secondaire}$= 7,765 KN

Le poids total des poutres :

$P_{poutres}$=7,765+10.875=18.64 **$P_{poutres}$=18.64KN**

Les poteaux:

$P_{poteaux}$=S X ρ X h_e

Avec :

S : C'est la section des poteaux zone(IIa)≥25cm (RPA99/2003).

ρ=le poids volumique du béton égale à 25 KN/m^3.

h_e=la hauteur des étages.

Le poids de poteau RDC :

$P_{poteaux}$=S X ρ X h_e

$P_{poteaux}$= (0,25 X 0,25 X 25 X 4,50)=7,031

$P_{poteaux\ (rdc)}$ =7,031 KN

Le poids des poteaux des étages courants :

$P_{poteaux}$=S X ρ X h_e

$P_{poteaux}$= (0,25 X 0,25 X 25 X «3,60)=4,781

$P_{poteaux\ (étage\ courant)}$ =4,781 KN

- **Les surcharges d'exploitations :**

✓ **Toiture** : Q=1,00 X 12,323= 12,323 KN

✓ **Plancher terrasse** : Q=1,00 X 12,323= 12,323 KN

✓ **Plancher étage courant** : Q= 1,5 X 12,323= 18,484 KN

✓ **Entresol à usage commercial**: Q= 5 X 12,323= 61 ,615 KN

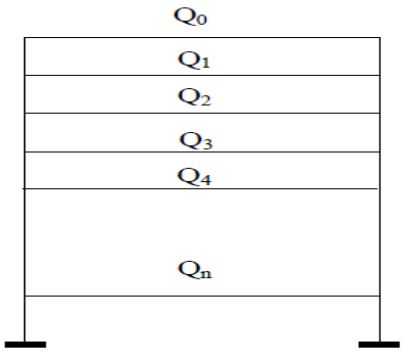
- **Le calcul des surcharges d'exploitation cumulé selon la loi de dégradation des charges :**

D'après le DTR B. C.2.2 la loi de dégradation des charges est applicable aux bâtiments de grand nombre niveaux.

Le nombre minimum des niveaux « n »pour tenir compte de cette loi est de cinq niveaux.

La loi de dégradation est donnée par cette formule :

$$\Sigma n = Q0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \times (Q1 + Q2 + Q3 + \ldots\ldots + Qn)$$



Les coefficients de dégradation des surcharges :

Niveau	toiture	attique	ET5	ET4	ET3	ET2	ET1	RDC
Coef	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0 ,75	0,714

Σ0 = Q0

Σ1 = Q0 +Q1

Σ2 = Q0 +0,95 x (Q1 + Q2)

Σ3 = Q0 +0,9 x (Q1 + Q2 + Q3)

$\Sigma n = Q0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \times (Q1 + Q2 + Q3 + \ldots\ldots + Qn)$

Pour n ≥ 5

Avec :

Q0 : surcharge d'exploitation de la toiture

Q_i=surcharge d'exploitation de l'étage i(i=1 a i=6)

n : c'est le numéro de l'étage du haut vers le bats

Qn : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges

Les surcharges cumulées :

Σtoiture = Q0

Σattique = Q0 +Q1

Σétage 5 = Q0 +0,95 x (Q1 + Q2)

Σétage 4= Q0 +0,9 x (Q1 + Q2 + Q3)

Σétage 3= Q0 +0,85 x (Q1 + Q2 + Q3+Q4)

Σétage 2= Q0 +0,85 x (Q1 + Q2 + Q3+Q4+Q5)

Σétage 1= Q0 +0,85 x (Q1 + Q2 + Q3+Q4+Q5+Q6)

Σétage RDC= Q0 +0,85 x (Q1 + Q2 + Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)

Calcul des surcharges cumulées :

Σtoiture = 12,323 X 1=12,323 KN

Σattique = 12,323+18,484=30,807 KN

Σétage 5 = 12,323 +0,95 x (2X 18,484)=47,442 KN

Σétage 4= 12,323+0,9 x (3 X 18,484) =62,229 KN

Σétage 3= 12,323 +0,85 x (4 X 18,484)=75,168 KN

Σétage 2= 12,323 +0,80 x (5 X 18,484)=86,259 KN

Σétage 1= 12,323 +0,75 x (5 x 18,484)=95,501 KN

Σétage RDC= 12,323+0,714 x (5X 18,484+61,615)=135,501 KN

3) Le pré-dimensionnement des poteaux :

Niveaux	G plancher	G poutre	G Poteau	G total	G_C	Q_C	N_S=G+Q	S= $Ns/_{0,3xfc28}$	Section adoptée
T	22,304	17,28	4,781	44,365	44,365	12,323	56,688	75,584	25x25
6	67,530	17,28	4,781	89,591	133,956	30,807	164,763	219,684	30X30
5	67,530	17,28	4,781	89,591	223,547	47,442	270,989	361,318	30X30
4	67,530	17,28	4,781	89,591	313,138	62,229	375,367	500,489	35X35
3	67,530	17,28	4,781	89,591	402,72	75,168	477,897	637,196	35X35
2	67,530	17,28	4,781	89,591	492,32	86,259	578,578	771,437	35X35
1	67,530	17,28	4,781	89,591	581,911	95,501	677,412	903,216	40X40
RDC	67,530	17,28	7,031	91,841	673,752	135,501	809,253	1079,004	40X40

Tableau II.8 : pré-dimensionnement des poteaux

A) Vérification des poteaux en flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures,

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques)
- ✓ La nature des appuis

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifiée les conditions suivantes :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

- **λ :** élancement du poteau
- **L_f :** longueur de flambement du poteau **$L_f = 0.7 x L_0$**……. **(BAEL 99/B.8.3 .31)**
- **L_0 = he :** longueur libre du poteau.

i: rayon de giration **$(i = \sqrt{\frac{I}{S}})$….. (L'article B.84.1CBA93page157)**

I : moment d'inertie du poteau : $I_{xx} = I_{yy} = \frac{bh^3}{12}$ avec b=h

S : section transversal du poteau **S=bxh** tel que b=h

$$\lambda = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.71\, L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Condition	Niveau	Poteau	L_0 (m)	b (m)	Λ	Vérification
$\lambda = 2.425 \frac{L_0}{b}$	toiture	25x25	3	0.25	29.1	vérifiée
	5eme au 6eme	30X30	3,06	0.30	24.735	vérifiée
	3ème, 2ème 4ème,étage	35X35	3,06	0.35	21.201	vérifiée
	1ér étage RDC	40X40	4,50	0.40	27.281	vérifiée

Tableau II.9 : Vérification du flambement

B) Les vérifications relatives aux coffrages (RPA99/2003/ART 7.4.1) :

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\ \text{cm}$

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq {}^{h_e}/_{20}$

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

Niveau	Poteaux	Conditions RPA	Valeurs calculés	Vérifications
Toiture	25x25	Min (b, h) ≥25cm	Min (b,h)=25cm	CV
		Min (b, h) ≥he/20	300/20=15≤25	CV
		1/4≤b/h≤4	1/4≤25/25≤4	CV
Du 5émé Au 6émé Niveau	30x30	Min (b, h) ≥25cm	Min (b, h)=30	CV
		Min (b, h) ≥he/20	306/20=15,3≤30	CV
		1/4≤b/h≤4	1/4≤30/30≤4	CV
Du 2émé Au 4émé Niveau	35X35	Min (b, h) ≥25cm	Min (b, h)=35	CV
		Min (b, h) ≥he/20	306/20=15.3≤35	CV
		1/4≤b/h≤4	1/4≤35/35≤4	CV
Du 1émé Au RDC	40X40	Min (b, h) ≥25cm	Min (b, h)=40	CV
		Min (b, h) ≥he/20	306/20=15.3≤40 ET1 450/20=22,5≤40 RDC	CV
		1/4≤b/h≤4	1/4≤40/40≤4	CV

Tableau II.10 : Vérifications relatives aux coffrages

NB : Les éléments structuraux sont maintenant pré-dimensionnés, mais les sections adoptées ne sont pas définitives, elles peuvent être modifiée après l'étude dynamique.

Voici le récapitulatif des éléments pré-dimensionnés à l'aide des différentes lois et règles et documents techniques

Les éléments	Les dimensions
Plancher corps creux	**(16+4)**
Voiles	**e=25cm**
Poutre principale	**(25X40) cm^2**
Poutre secondaire	**(25X35) cm^2**
Poutre de chainage	**(25X30) cm^2**
Dalle pleine	**e=15cm**
Les poteaux	**Du RDC au $1^{ér}$ étage (40X40) cm^2**
	Du $2^{éme}$ au $3^{éme}$ $4^{ème}$, étage (35X35) cm^2
	Du $5^{éme}$ au $6^{éme}$ étage (30X30) cm^2
	Toiture (25x25) cm^2

Tableau II.11 : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Conclusion :

Nous avons ainsi pré-dimensionné les éléments qui constituent notre structure, nous devons maintenant passer au calcul des éléments non structuraux.

Chapitre III :

Calcul des éléments non structuraux

Introduction :

Ce chapitre concerne l'étude des éléments non structuraux, ce dernier terme signifie que ces éléments n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble (ne font pas partie du système de contreventement), alors nous allons les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent.

Le calcul sera fait conformément au règlement de BAEL **91 modifiée 99** et **le RPA 99 version 2003.**

III.1) Planchers :

Planchers à corps creux :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression de 4 cm

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section T
- Remplissage en corps creux, sont utilisé comme coffrage et comme isolat phonique
- Une dalle de compression en béton

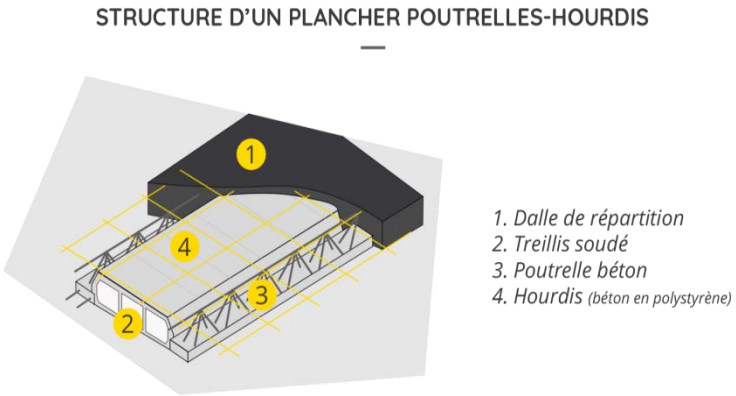


Figure III.1.1.Plancher corps creux

III.1.1) Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4cm, coulée sur place.

Elle sera armée d'un treillis soudé de nuance **(TLE 520Ø <6mm) ,** dont le but est de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait
- Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites
- Réparti les charges localisées entre poutrelles voisines

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par le **BAEL 91/ArtB.6.8.423 :**

- **20cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- **30cm** pour les armatures parallèles

Calcul des armatures :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

On a la distance entre axes des poutrelles compris entre 50 cm et 80 cm nous allons donc prendre 65cm **(Art B.6.8, 423 BAEL 91)**

$A_{\perp} \geq (4 \times L)/f_e$ | Avec L : la distance entre axe des poutrelles

f_e : Limite d'élasticité des aciers en MPa

$A_{\perp} \geq (4 \times 65)/520 = 0.5cm^2$ soit $A_{\perp} = 6\phi\ 6 = 1.7cm^2$ avec un espacement de **15cm.**

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$A_{//} = A_{\perp}/2$

$A_{//} = 1.7/2 = 0.85cm^2$

Soit $A = 6\ \phi\ 6 = 1.7cm^2$ avec un espacement de **15cm**

Conclusion

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles (6×150×6×150)

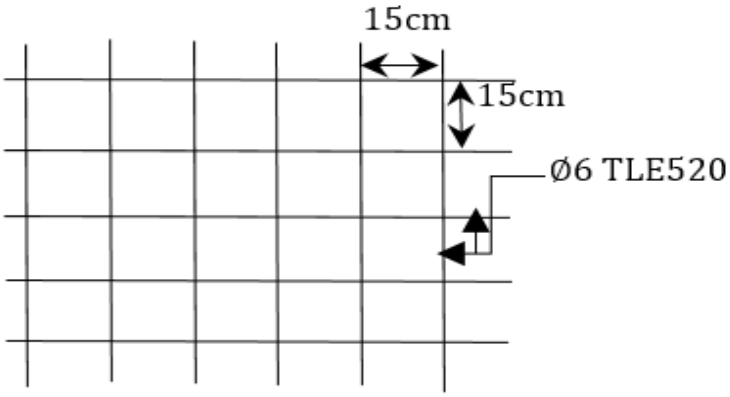


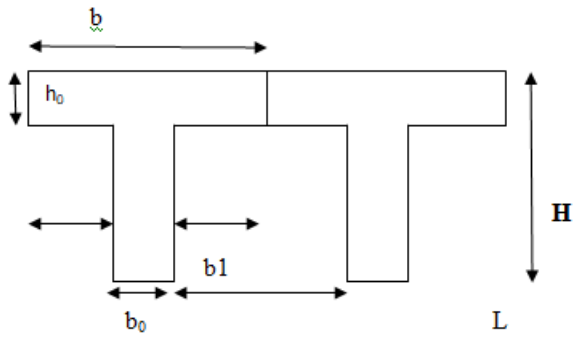
Figure III.1.2 : Ferraillage de la dalle de compression

III.1.2) calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément repartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression

a) Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en Té ,le règlement **BAEL91** préconise que la longueur **b** de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque coté d'une nervure est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :



$b_1 \leq L/2$

$b_1 \leq L1/10$

$b_1 \leq L1/3$

.

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles

L_1 : portée de la plus grande travée telle que L_1=380cm

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs

b_0 : largeur de la nervure (b_0=12cm)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression (h_0=4cm)

D'où : Largeur efficace de la table de compression

$b_1 \leq 65-12/2=26.5cm$

$b_1 \leq 380/10=38cm$ } $b_1=\min(26.5,38,126.5)$

$b_1 \leq 380/3= 126.6$

on prend

b_1=26.5cm **alors** $b=2b_1+b_0$=65cm

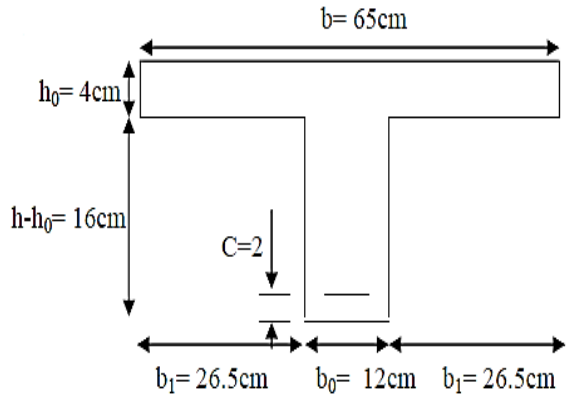


Figure III.1.3 : Dimensionnement des poutrelles

b) Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait pour une bonde de 1ml en deux étapes

Remarque : Nous adoptons un étai chaque 90cm afin que la poutre supporte son poids propre, le poids des corps creux mais aussi la charge due à la main d'œuvre (l'ouvrier)pour l'étape du coffrage et coulage de la dalle de compression .

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue de section en Té, avec une inertie constante reposant sur des appuis encastrés partiellement à ses extrémités.

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

Cette poutre est Soumise aux charges suivantes :

Poids propre du plancher (Toiture) :

G=1.81x0.65=1.1765KN/ml

Surcharge d'exploitation:

Q=1x0.65=0.65KN/ml

Poids propre du plancher courant à usage habitation:

G=5.48x0.65=3.526KN/ml

Surcharge d'exploitation :

Q=1.5x0.65=0.975KN/ml

Les combinaisons de charge :

Toiture :

ELU : q_{u1}=1.35XG+1.5xQ=1.35x1.1765+1.5x0.65

q_{u1}=2.563KN/ml

ELS: q_s=1G+1Q=1.1765+0.65

q_s=1.8265KN/ml

Plancher étage courant à usage habitation

ELU : q_{u2}=1.35XG+1.5xQ=1.35x3.562+1.5x0.975

q_{u2}=6.271KN/ml

ELS: q_{s2}=1G+1Q=3.562+0.975

q_{s2}=4.537KN/ml

Alors : q_u=6.271KN/ml q_s=4.537KN/ml

NB : nous avons trois cas à étudier pour avoir le cas le plus défavorable

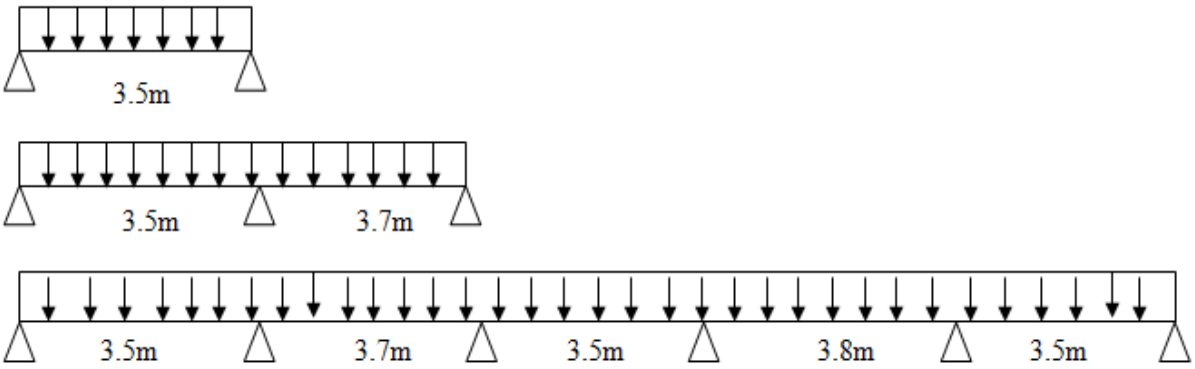


Figure III.1.4 : les cas de poutrelles à étudier

Ces trois (03) poutrelles diffèrent principalement par le nombre de travées.

A. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Elle s'applique aux constructions dont les hypothèses suivantes sont vérifiées :

- la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou a 5 KN. **Q ≤ max {2G; 5 KN}.**
- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$ (BAEL91 modifié 99, article B.6.2, 210).

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

B. Vérifications d'application de la méthode forfaitaire :

- Q ≤ max {2G; 5 KN}

Q=5KN/ml < 2G=2×6.271=7.124KN

⇨ Q=5KN ≤ 7.124KN **Condition vérifiée.**

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées Considérées parce que la hauteur du plancher fixée à 20[cm] .**Condition vérifiée.**
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

On a:

$\frac{L_1}{L_2}=\frac{3.5}{3.7}=0.94$

$\frac{L_2}{L_3}=\frac{3.7}{3.5}=1.057$

$\frac{L_3}{L_4}=\frac{3.5}{3.8}=0.921$

$\frac{L_4}{L_5}=\frac{3.8}{3.5}=1.085$

$0.8\leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable $\Rightarrow$**Condition vérifiée.**

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

C. Principe de la méthode :

(BAL91modifié99, article B.6.2, 211)

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M0, dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charges que la travée considérée.

- **Exposé de la méthode :**

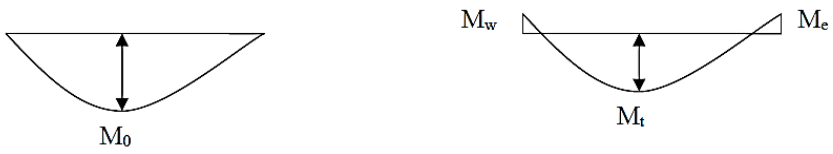


Figure III.1.5 : Diagramme des moments.

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0=\frac{q\times L^2}{8}$$

Avec :

- L: longueur de la travée entre nus d'appuis ;
- q : charge uniformément répartie.
- M_w et M_e sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite Respectivement
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

Les valeurs de M_w, M_e et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left.\begin{array}{l} M_t \geq \max\{1.05\ M_0, (1+0.3\alpha)M_0\} - \frac{Mw+Me}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire ;} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.} \end{array}\right\} \text{On prend } M_t^{max}$$

Avec :

- (α) : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha=\frac{Q}{Q+G}$varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

$\boldsymbol{\alpha}$ → 0 lorsque Q=0

$\boldsymbol{\alpha}$ → 2/3 lorsque Q=2G

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées ;
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois Travées ;
- $0.3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés.

Remarque: Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferraillage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : −0.15M0. tel que M0= Max (M_{01}, M_{0n})

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{Tw}=\mathbf{q}\frac{\boldsymbol{l}}{\mathbf{2}}+\frac{\boldsymbol{Mw-Me}}{\mathbf{2}}$$

$$\mathbf{Te}=-\mathbf{q}\frac{\boldsymbol{l}}{\mathbf{2}}+\frac{\boldsymbol{Mw-Me}}{\mathbf{2}}$$

- **Application de la méthode forfaitaire**

❖ Calcul a l'ELU :

- **Calcul du moment isostatique**

$M_{0\,(1-2)}=qu\frac{L^2}{8}=6.271\frac{3.5^2}{8}=9.602KN.m$

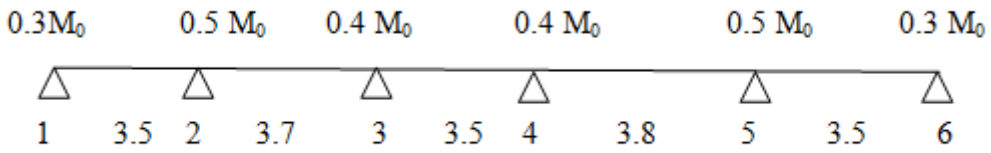
$M_{0\,(2-3)}=qu\frac{L^2}{8}=6.271\frac{3.7^2}{8}=10.731KN.m$

$M_{0\,(3-4)}=qu\frac{L^2}{8}=6.271\frac{3.5^2}{8}=9.602KN.m$

$M_{0\,(4-5)}=qu\frac{L^2}{8}=8.876\frac{3.8^2}{8}=11.319KN.m$

$M_{0\,(5-6)}=qu\frac{L^2}{8}=8.876\frac{3.5^2}{8}=9.602KN.m$

1. **Moments aux appuis**



M1 =0. 3 M_{01-2}= =0.3X9.602=2.88KN.m

M2= M3=0.5 max ($M_{0\,(1-2)}$, $M_{0\,(2-3)}$) M2=0.5X10.731=5.365KN.m

M3 = 0.4 max ($M_{0\,(2-3)}$, $M_{0\,(3-4)}$) M3=0.4X10.731=4.292KN.m

M4=0.4max ($M_{0\,(3-4)}$, $M_{0\,(4-5)}$) M4=0.4X11.319=4.527KN.m

M5=0.5 max ($M_{0\,(4-5)}$, $M_{0\,(5-6)}$) M5=0.5X11.319=5.659KN.m

M6=0.3 M_{05-6}=0.3X9.602=2.88KN.m

2. Moments en travée

Calcul du rapport de charge α : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$; $(0 \leq \alpha \leq 2/3)$

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.975}{0.975+3.562} = 0.214 (0 \leq \alpha \leq 2/3)$ $\Longrightarrow$**Condition vérifiée.**

$-\alpha = 0.523$ On aura après calcul

$-1 + 0.3\alpha = 1.064$

$-\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.532$(Travée intermédiaire).

$-\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.632$(Travée de rive).

- **Travée 1-2 (travée de rive)**

$M_{t\,1-2} \geq \max \{1.05\, M_{01-2}, (1+0.3\alpha)M_{01-2}\} - \frac{M_2+M_1}{2}$

$M_{t\,1-2} \geq \max \{1.05\times 9.602 , 1.064\times 9.602\} - \frac{2.88+ 5.365}{2}$

$M_{t\,1-2} \geq 4.655$KN.m

- $M_{t\,1-2} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01-2}$

$M_{t\,1-2} \geq 0.632\times 9.602$

$M_{t\,1-2} \geq 6.069$KN.m

ALORS **$M_{t\,1-2}$ = 6.069KN.m.**

- **Travée 2-3 (travée intermédiaire)**

$M_{t\,2-3} \geq \max \{1.05\, M_{02-3}, (1+0.3\alpha)M_{02-3}\} - \frac{M_3+M_2}{2}$

$M_{t\,2-3} \geq \max \{1.05\times 10.731, 1.064X10.731\} - \frac{5.365+4.292}{2}$

$M_{t\,2-3} \geq 6.59$KN.m

- $M_{t\,2-3} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02-3}$

$M_{t\,2-3} \geq 0.532\times 10.731$

$M_{t\,2-3} \geq 5.709$KN.m

ALORS **$M_{t\,2-3}$ = 6.59KN.m**

- **Travée 3-4**

$M_{t\,3-4} \geq \max \{1.05\, M_{03-4}, (1+0.3\alpha)M_{03-4}\} - \frac{M_4+M_3}{2}$

$M_{t\,3-4} \geq \max \{1.05x9.602, 1.064x9.602\} - \frac{4.527+4.292}{2}$

$M_{t\,3-4} \geq 5.808$KN.m

- $M_{t\,3-4} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03-4}$

$M_{t\,3-4} \geq 5.109$KN.m

ALORS $\mathbf{M_{t\,3\text{-}4} = 5.808KN.m}$

- **Travée 4-5**

$M_{t\,3\text{-}4} \geq$ max $\{1.05\, M_{03\text{-}4}, (1+0.3\alpha)M_{03\text{-}4}\} - \frac{M_4+M_3}{2}$

$M_{t\,3\text{-}4} \geq$ max $\{11.884, 12.045\} - \frac{4.527+5.659}{2}$

$M_{t\,3\text{-}4} \geq 6.952$KN.m

- $M_{t\,3\text{-}4} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03\text{-}4}$

$M_{t\,3\text{-}4} \geq 6.022$KN.m

ALORS $\mathbf{M_{t\,3\text{-}4} = 6.952KN.m}$

- **Travée 5-6**

$M_{t\,4\text{-}5} \geq$ max $\{1.05\, M_{04\text{-}5}, (1+0.3\alpha)M_{04\text{-}5}\} - \frac{M_4+M_5}{2}$

$M_{t\,4\text{-}5} \geq$ max $\{10.082, 10.218\} - \frac{2.88+5.659}{2}$

$M_{t\,4\text{-}5} \geq 5.948$KN.m

- $M_{t\,4\text{-}5} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{03\text{-}4}$

$M_{t\,4\text{-}5} \geq 6.069$KN.m

ALORS $\mathbf{M_{t\,4\text{-}5} = 6..069KN.m}$

Tableau III.1.1 : Calcul des moments à L'ELU

Travée	L (m)	qu (KN/ml)	M_0 (KN.m)	α	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN/ml)
1-2	3.5	6.271	9.602	0.214	2.88	5.365	6.069
2-3	3.7	6.271	10.731	0.214	5.365	4.292	6.59
3-4	3.5	6.271	9.602	0.214	4.292	4.527	5.808
4-5	3.8	6.271	11.319	0.214	4.527	5.659	6.952
5-6	3.5	6.271	9.602	0.214	5.659	2.88	6.069

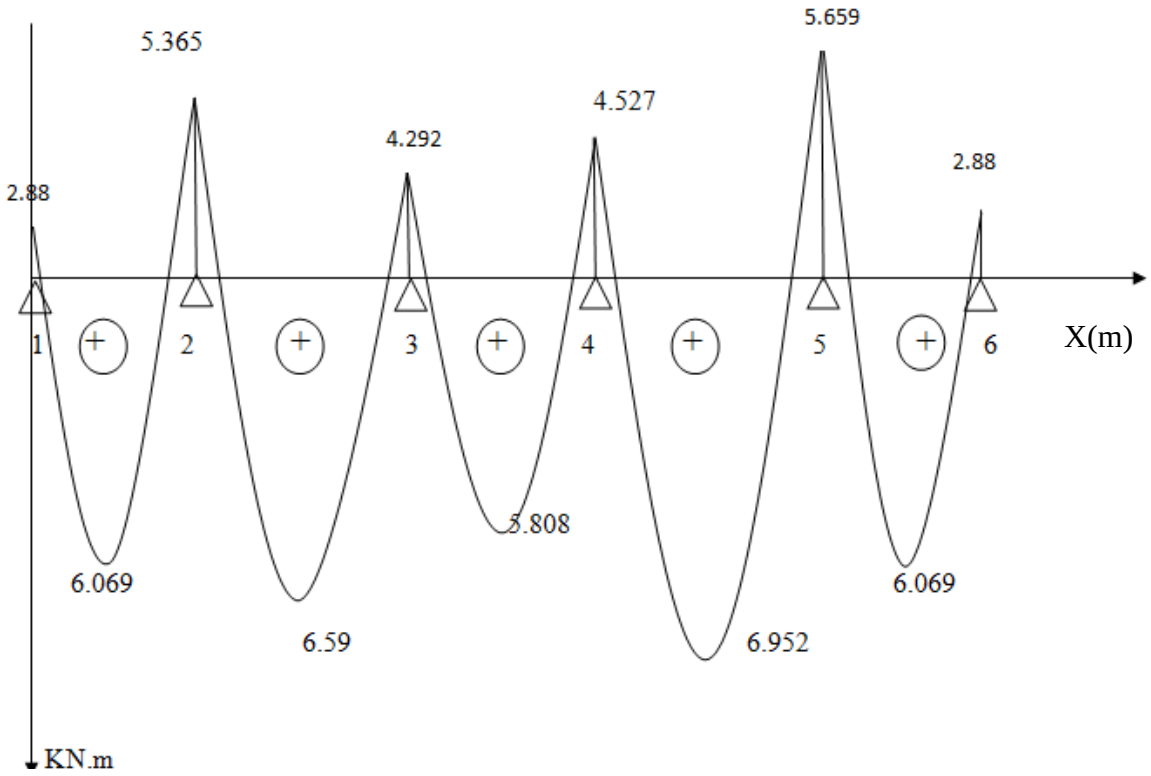


Figure III.1.6 : Diagramme des moments pour le cas 3 à L'ELU

Active

Calcul des efforts tranchants

- **Travée 1-2**

$T_1=\frac{q_u \times l_{1-2}}{2}+\frac{M_1-M_2}{l_{1-2}}$ $T_2=-\frac{q_u \times l_{1-2}}{2}+\frac{M_2-M_1}{l_{1-2}}$

$T_1=\frac{6.271X3.5}{2}+\frac{2.88-5.365}{3.5}$ $T_2=-\frac{6.271\times3.5}{2}+\frac{-5.365+2.88}{3.5}$

T_1= 10.264KN T_2=-11.684 KN

- **Travée 2-3**

$T_2=\frac{q_u \times l_{2-3}}{2}+\frac{M_3-M_2}{l_{2-3}}$ $T_3=-\frac{q_u \times l_{2-3}}{2}+\frac{M_3-M_2}{l_{2-3}}$

$T_2=\frac{6.271X3.7}{2}+\frac{-4.292+5.365}{3.7}$ $T_3=-\frac{6.271\times3.7}{2}+\frac{-4.292+5.365}{3.7}$

T_2= 11.89 KN T_3=-11.311 KN

- **Travée 3-4**

$T_3=\frac{q_u \times l_{3-4}}{2}+\frac{M_4-M_3}{l_{3-4}}$ $T_4=-\frac{q_u \times l_{3-4}}{2}+\frac{M_4-M_3}{l_{3-4}}$

$T_3=\frac{6.271X3.5}{2}+\frac{-4.527+4.292}{3.5}$ $T_4=-\frac{6.271\times3.5}{2}+\frac{-4.527+4.292}{3.5}$

T_3= 10.914 KN T_4=-11.034KN

- **Travée 4-5**

$$T_4=\frac{q_u\times l_{4-5}}{2}+\frac{M_5-M_4}{l_{4-5}} \quad T_5=-\frac{q_u\times l_{4-5}}{2}+\frac{M_5-M_4}{l_{4-5}}$$

$$T_4=\frac{6.271X3.8}{2}+\frac{-5.659+4.527}{3.8} \quad T_5=-\frac{6.271\times 3.8}{2}+\frac{-5.659+4.527}{3.8}$$

T_4= 11.624 KN T_5=-12.204KN

- **Travée 5-6**

$$T_5=\frac{q_u\times l_{5-6}}{2}+\frac{M_6-M_5}{l_{5-6}} \quad T_6=-\frac{q_u\times l_{5-6}}{2}+\frac{M_6-M_5}{l_{5-6}}$$

$$T_5=\frac{6.271X3.5}{2}+\frac{-2.88+5.659}{3.5} \quad T_6=-\frac{6.271\times 3.5}{2}+\frac{-2.88+5.659}{3.5}$$

T_5= 11.768 KN T_6=-10.18KN

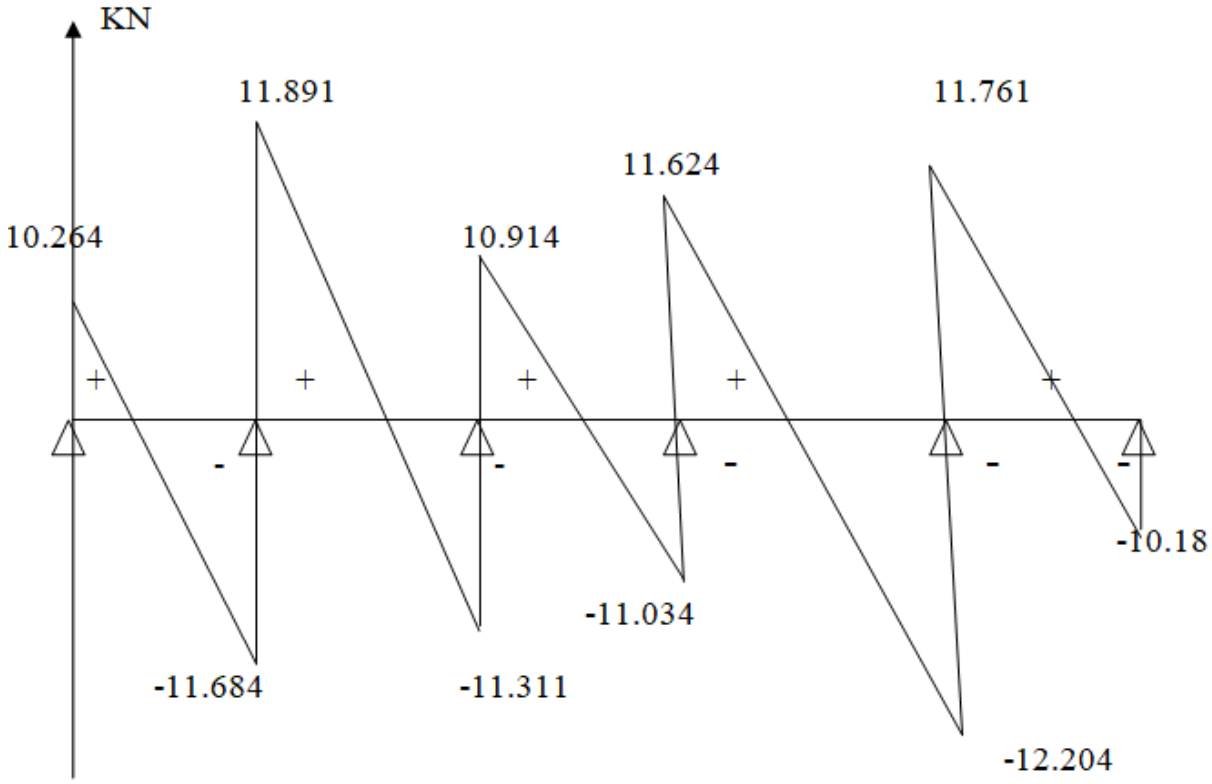


Figure III.1.7 : Diagramme des efforts tranchants du cas 3 à L'ELU

❖ **Calcul a l'ELS : (q_s=4.537KN/ml)**

- **Calcul du moment isostatique**

$$M_{0\,(1\text{-}2)}=qs\frac{L^2}{8}=4.537\frac{3.5^2}{8}=6.947\text{KN.m}$$

$$M_{0\,(2\text{-}3)}=qs\frac{L^2}{8}=4.537\frac{3.7^2}{8}=7.763\text{KN.m}$$

$M_{0\,(3\text{-}4)}=qs\frac{L^2}{8}=4.537\frac{3.5^2}{8}=6.947KN.m$

$M_{0\,(4\text{-}5)}=qs\frac{L^2}{8}=4.537\frac{3.8^2}{8}=8.189KN.m$

$M_{0\,(5\text{-}6)}=qs\frac{L^2}{8}=4.537\frac{3.5^2}{8}=6.947KN.m$

- **Moments aux appuis**

M1 =0. 3 $M_{01\text{-}2}$= =0.3X6.947=2.084KN.m

M2= M3=0.5 max ($M_{0\,(1\text{-}2)}$, $M_{0\,(2\text{-}3)}$) M2=0.5X7.763=3.881KN.m

M3 = 0.4 max ($M_{0\,(2\text{-}3)}$, $M_{0\,(3\text{-}4)}$) M3=0.4X7.763=3.105KN.m

M4=0.4max ($M_{0\,(3\text{-}4)}$, $M_{0\,(4\text{-}5)}$) M4=0.4X8.189=3.275KN.m

M5=0.5 max ($M_{0\,(4\text{-}5)}$, $M_{0\,(5\text{-}6)}$) M5=0.5X8.189=4.094KN.m

M6=0.3 $M_{05\text{-}6}$=0.3X6.947=2.084KN.m

- **Moments en travée**

Calcul du rapport de charge α :$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$; $(0 \le \alpha \le 2/3)$

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.975}{0.975+3.562} = 0.214 (0 \le \alpha \le 2/3)$ $\Longrightarrow$**Condition vérifiée.**

-α= 0.523 On aura après calcul

$-1 + 0.3\alpha = 1.064$

$-\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.532$(Travée intermédiaire).

$-\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.632$(Travée de rive).

- **Travée 1-2 (travée de rive)**

$M_{t\,1\text{-}2} \ge \max\{1.05\,M_{01\text{-}2}, (1+0.3\alpha)M_{01\text{-}2}\} - \frac{M_2+M_1}{2}$

$M_{t\,1\text{-}2} \ge \max\{1.05\times6.947, 1.064\times6.947\} - \frac{3.88+2.084}{2}$

$M_{t\,1\text{-}2} \ge 4.409KN.m$

- $M_{t\,1\text{-}2} \ge \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01\text{-}2}$

$M_{t\,1\text{-}2} \ge 0.632\times6.947$

$M_{t\,1\text{-}2} \ge 4.390KN.m$

ALORS **$M_{t\,1\text{-}2}$ = 4.409KN.m.**

- **Travée 2-3 (travée intermédiaire)**

$M_{t\,2\text{-}3} \geq \max\{1.05\ M_{02\text{-}3}, (1+0.3\alpha)M_{02\text{-}3}\} - \frac{M_3+M_2}{2}$

$M_{t\,2\text{-}3} \geq \max\{1.05.\times 7.763\ ,\ 1.064X7.763\} - \frac{3.105+3.881}{2}$

$M_{t\,2\text{-}3} \geq 4.766KN.m$

- $M_{t\,2\text{-}3} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02\text{-}3}$

$M_{t\,2\text{-}3} \geq 0.532\times 7.763$

$M_{t\,2\text{-}3} \geq 4.129KN.m$

ALORS **$M_{t\,2\text{-}3}$ = 4.766KN.m**

- **Travée 3-4**

$M_{t\,3\text{-}4} \geq \max\{1.05\ M_{03\text{-}4}, (1+0.3\alpha)M_{03\text{-}4}\} - \frac{M_4+M_3}{2}$

$M_{t\,3\text{-}4} \geq \max\{1.05x6.947\ ,1.064x6.947\} - \frac{3.275+3.105}{2} +$

$M_{t\,3\text{-}4} \geq 4.201KN.m$

- $M_{t\,3\text{-}4} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03\text{-}4}$

$M_{t\,3\text{-}4} \geq 3.695KN.m$

ALORS **$M_{t\,3\text{-}4}$ = 4.201KN.m**

- **Travée 4-5**

$M_{t\,4\text{-}5} \geq \max\{1.05\ M_{04\text{-}5}, (1+0.3\alpha)M_{04\text{-}5}\} - \frac{M_4+M_5}{2}$

$M_{t\,4\text{-}5} \geq \max\{1.05x8.189,\ 1.064x8.189\} - \frac{4.094+3.275}{2}$

$M_{t\,4\text{-}5} \geq 5.028KN.m$

- $M_{t\,4\text{-}5} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{04\text{-}5}$

$M_{t\,4\text{-}5} \geq 4.356KN.m$

ALORS **$M_{t\,4\text{-}5}$ = 5.028KN.m**

- **Travée 5-6 (travée de rive)**

$M_{t\,5\text{-}6} \geq \max\{1.05\ M0_{5\text{-}6}\ , (1+0.3\alpha)M_{05\text{-}6}\} - \frac{M_6+M_5}{2}$

$M_{t\,5\text{-}6} \geq \max\{7.294\ ,7.391\} - \frac{2.084+\ 4.094}{2}$

$M_{t\,5\text{-}6} \geq 4.302KN.m$

- $M_{t\,1\text{-}2} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01\text{-}2}$

$M_{t\,1\text{-}2} \geq 0.632 \times 6.947$

$M_{t\,1\text{-}2} \geq 4.390 KN.m$

ALORS **$M_{t\,1\text{-}2} = 4.39 KN.m$**

Travée	L (m)	qs (KN/ml)	M_0 (KN.m)	α	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN/ml)
1-2	3.5	4.537	6.947	0.214	2.084	3.881	4.409
2-3	3.7	4.537	7.763	0.214	3.881	3.105	4.766
3-4	3.5	4.537	6.947	0.214	3.105	3.275	4.201
4-5	**3.8**	4.537	8.189	0.214	3.275	**4.094**	**5.028**
5-6	3.5	4.537	6.947	0.214	4.094	2.084	4.39

Tableau III.1.2 : Calcul des moments du cas 3 à L'ELS

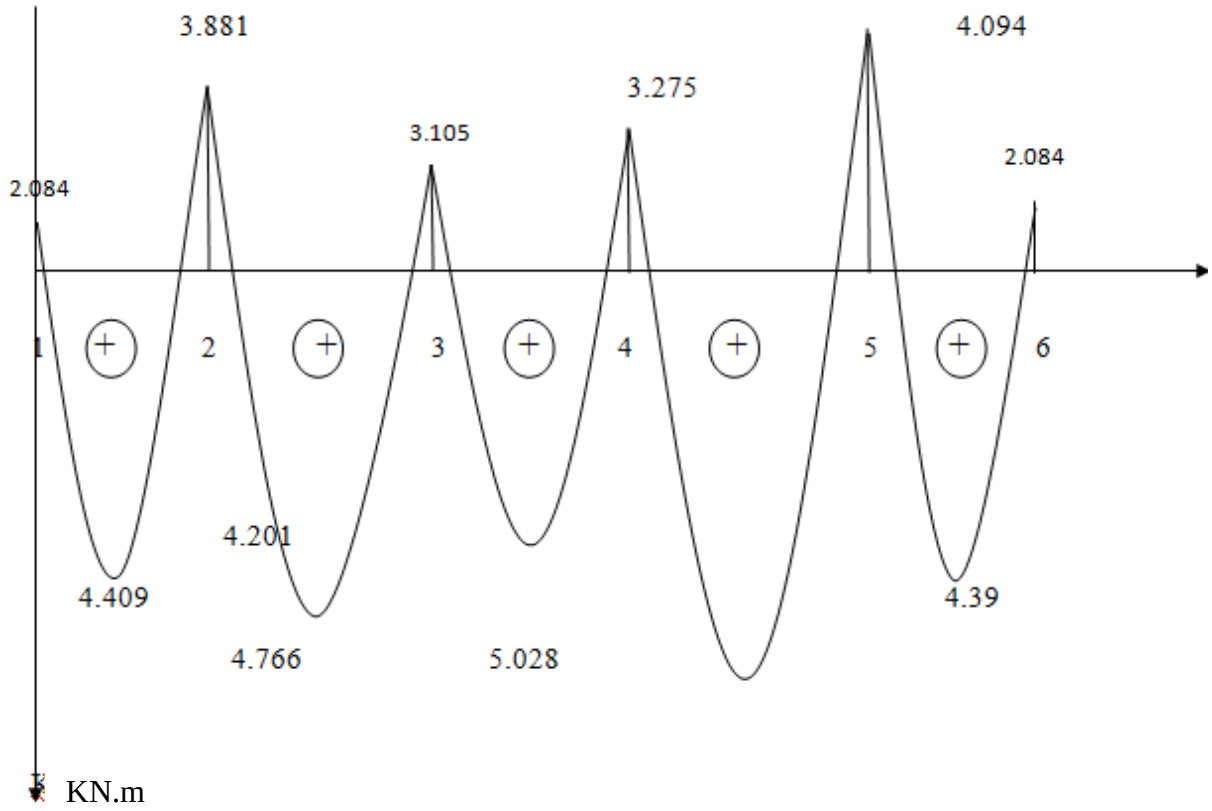


Figure III.1.8 : Diagramme des moments du cas 3 à L'ELS

Ca**lcul des efforts tranchants**

- **Travée 1-2**

$T_1=\frac{q_s\times l_{1-2}}{2}+\frac{M_2-M_1}{l_{1-2}}T_2=-\frac{q_s\times l_{1-2}}{2}+\frac{M_2-M_1}{l_{1-2}}$

$T_1=\frac{4.537X3.5}{2}+\frac{-3.881+2.084}{3.5}T_2=-\frac{4.537\times3.5}{2}+\frac{-3.881+2.084}{3.5}$

T_1= 7.426 KN T_2=--8.453KN

- **Travée 2-3**

$T_2=\frac{q_s\times l_{2-3}}{2}+\frac{M_3-M_2}{l_{2-3}}T_3=-\frac{q_s\times l_{2-3}}{2}+\frac{M_3-M_2}{l_{2-3}}$

$T_2=\frac{4.537X3.7}{2}+\frac{-3.105+3.881}{3.7}T_3=-\frac{4.537\times3.7}{2}+\frac{-3.105+3.881}{3.7}$

T_2= 8.603KN T_3=--8.183KN

- **Travée 3-4**

$T_3=\frac{q_s\times l_{3-4}}{2}+\frac{M_4-M_3}{l_{3-4}}T_4=-\frac{q_s\times l_{3-4}}{2}+\frac{M_4-M_3}{l_{3-4}}$

$T_3=\frac{4.537X3.5}{2}+\frac{-3.274+3.105}{3.5}T_4=-\frac{4.537\times3.5}{2}+\frac{-3.274+3.105}{3.5}$

T_3= 7.891 KN T_4=--7.988KN

- **Travée 4-5**

$T_4=\frac{q_s\times l_{4-5}}{2}+\frac{M_5-M_4}{l_{4-5}}T_5=-\frac{q_s\times l_{4-5}}{2}+\frac{M_5-M_4}{l_{4-5}}$

$T_4=\frac{4.537X3.8}{2}+\frac{-4.094+3.275}{3.8}T_5=-\frac{4.537\times3.8}{2}+\frac{-4.094+3.275}{3.8}$

T_4=8.404 KN T_5=-8.835KN

- **Travée 5-6**

$T_5=\frac{q_s\times l_{5-6}}{2}+\frac{M_6-M_5}{l_{5-6}}T_6=-\frac{q_s\times l_{5-6}}{2}+\frac{M_6-M_5}{l_{5-6}}$

$T_5=\frac{4.537X3.5}{2}+\frac{-2.084+4.094}{3.5}T_6=-\frac{4.537\times3.5}{2}+\frac{-2.084+4.094}{3.5}$

T_5= 8.514 KN T_6=-7.365KN

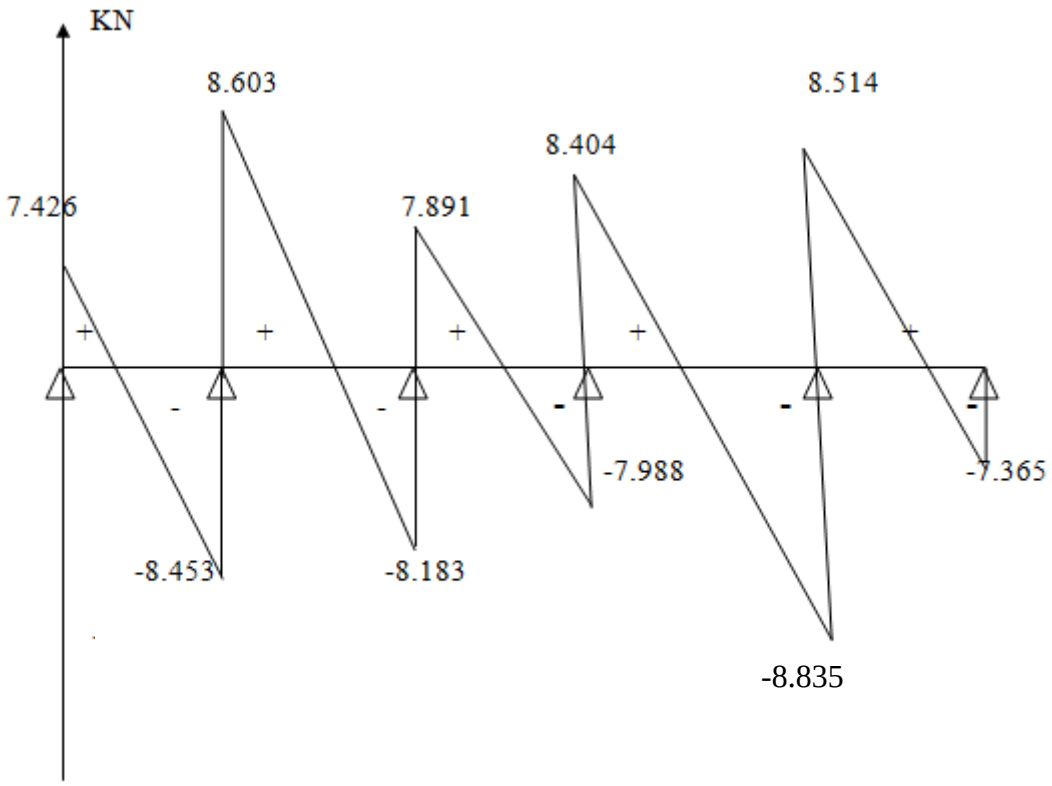
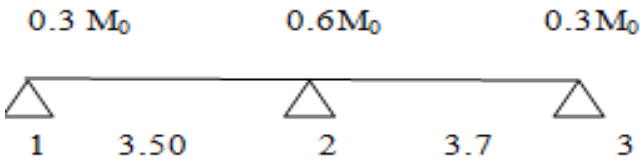


Figure III.1.9 : Diagramme des efforts tranchants du cas 3 à L'ELS

2^{em} cas:

❖ Calcul à l'ELU :



Travée	L (m)	qu (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_W (KN)	T_e (KN)
1-2	3.5	6.271	9.602	2.88	6.438	6.069	11.99	-11.99
2-3	3.7	6.271	10.731	6.438	3.219	6.59	10.731	-12.471

Tableau III.1.3 : Calcul des moments du cas 2 à L'ELU

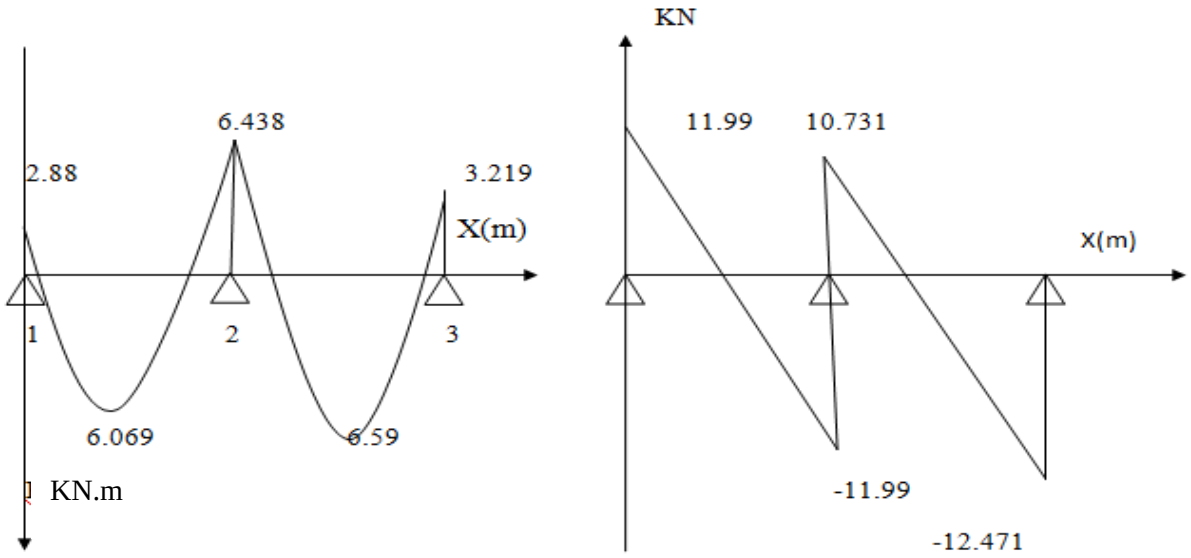


Figure III.1.10 : Diagramme des moments et efforts tranchant du cas 2 à L'ELU

❖ Calcul a l'ELS :

Travée	L (m)	Qs (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_W (KN)	T_e (KN)
1-2	3.5	4.537	6.947	2.084	4.657	4.390	8.593	-7.285
2-3	**3.7**	4.537	7.763	**4.675**	2.328	**4.906**	9.022	-7.764

Tableau III.1.4 : Calcul des moments du cas 2 à L'ELS

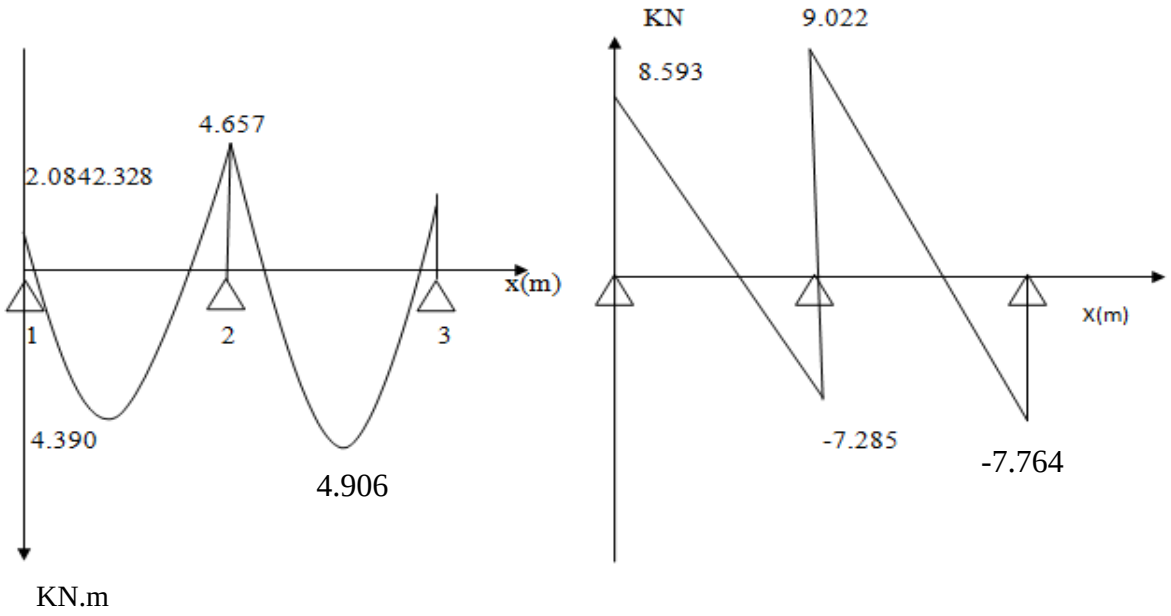


Figure III.1.11 : Diagramme des moments et efforts tranchant du cas 2 à L'ELS

3em cas

❖ Calcul a l'ELU

Travée	L (m)	qu (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_W (KN)	T_e (KN)
1-2	3.5	6.271	9.602	2.88	2.88	7.201	10.974	-10.974

Tableau III.1.5 : Calcul des moments du cas 1 à L'ELU

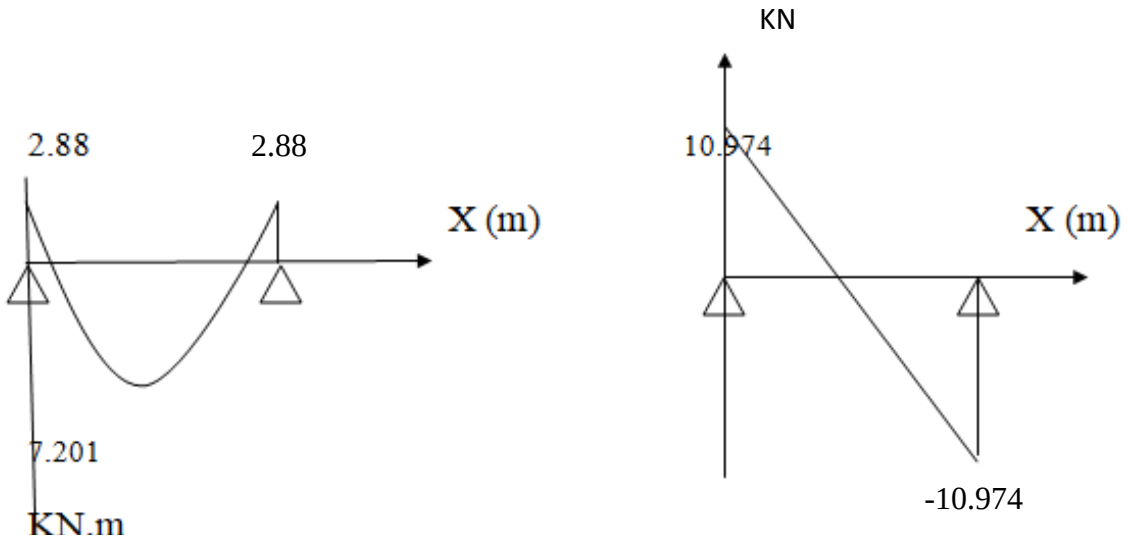


Figure III.1.12: Diagramme des moments et efforts tranchants du cas 1 à L'ELU

❖ Calcul à l'ELS :

Travée	L (m)	qs (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	T_W (KN)	T_e (KN)
1-2	**3.5**	4.537	6.947	2.084	**2.084**	**5.21**	7.939	-7.939

Tableau III.1.6 : Calcul des moments du cas 1 à L'ELS

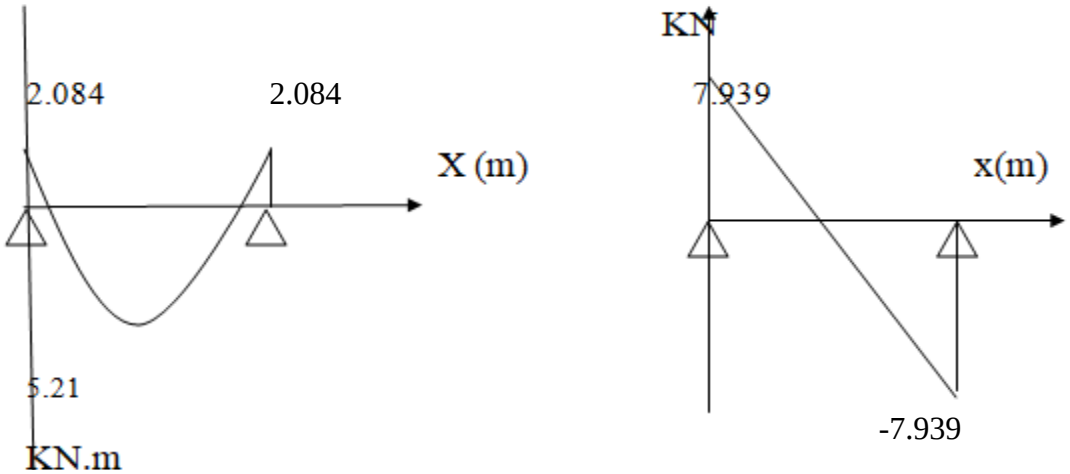


Figure III.1.13: Diagramme des moments et efforts tranchants du cas 1 à L'ELS

III.1.3) Ferraillage à l'ELU :

Le ferraillage de la poutrelle type consiste, à rechercher les armatures supérieures et inférieures de cet élément, en tenant compte uniquement du moment max en appuis et du moment max en travée.

Les moments max à l'ELU.

- $M_{t\,max}$=7.201KN.m
- $M_{a\,max}$=6.438KN.m

Calcul des armatures :

A. Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques suivantes : b = 65 cm; b_0 = 12cm; h = 20 cm; h_0 = 4 cm; d = 18 cm.

1- En travée :

$M_{t\,max}$=7.201KN.m

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = f_{bu} \times h_0 \times b \times (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_0 = 14.2 \times 10^3 \times 0.04 \times 0.65 \times (0.18 - \frac{0.04}{2})$$

M_0=59.072KN.m

- **La position de l'axe neutre :**

Si : $M_{t\,max} > M_0$ ⇒L'axe neutre est dans la nervure.

Si : $M_{t\,max} < M_0$ ⇒l'axe neutre est dans la table de compression.

D'où :

$M_{t\,max}$=7.201KN.m< M_0=59.072KN.m

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire (b × h) = (65×20).

$$\mu = \frac{M_{t\,max}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1}$ =14.2MPa

$$\mu = \frac{M_{t\,max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.201 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.024$$

$\mu = 0.024 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$SSA

$\mu = 0.024 \Longrightarrow \beta = 0.988$ (donnée par le tableau).

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_{t\,max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.201 \times 10^6}{0.989 \times 180 \times 435} = 93mm^2 = 0.93cm^2$$

$\Longrightarrow \boldsymbol{A_{st}} = \mathbf{2HA10 = 1.57\ cm^2}$

2- Aux appuis :

$M_{a\,max}$= 6.438KN.m

$M_{a\,max}$=6.438KN.m< M_0=59.072KN.m

L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (65×20).

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.438 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.116$$

$\mu = 0.116 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ SSA

$\mu = 0.116 \Longrightarrow$ β=0.938 (donnée par le tableau).

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.438 \times 10^6}{0.938 \times 180 \times 435} = 87.656\text{mm}^2 = 0.88\text{cm}^2$$

$$\Longrightarrow \boldsymbol{A_{st} = 2HA10 = 1.57cm^2}$$

B. Armatures transversales (BAEL91modifie99, article.7.2.2)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par

$$Ø_t \leq \min\{\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, Ø_l\} = \begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{20}{35} = 0.571\text{cm} \\ \frac{b0}{10} = \frac{12}{10} = 1.2\text{cm} \\ Ø_l = 1\text{cm} \end{cases}$$

Avec :

$Ø_l$: Diamètre longitudinale des barres ;

$$Ø_l = \min\{0.571; 1.2; 1\}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers Ø8 avec At= 2Ø8 = 1,00cm².

C. Espacement des armatures (BAEL91modifie99, articleA.5.1, 22)

St ≤min (0.9d .40cm) =min (0.9×18, 40cm) = 16.2cm

⟹On prend **St =15 cm.**

La section des armateurs doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$ (**BAEL91modifie99, articleA.4.2, 1)**

$\frac{1\times400}{12\times15}$ = 2.22 MPa > 0.4 MPa⟹**Condition vérifiée.**

III.1.4) Vérification à l'ELU

a- Condition de non fragilité (BAEL91modifie99, article A.4.2,1)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

Avec f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}=2.1MPa

1- En travée

$$A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{ad} = 1.57\text{cm}^2 > A_{min} = 1.41\text{cm}^2$**Condition vérifiée.**

2- **Aux appuis**

$$A_{min} = \frac{0.23.b_0.d.f_{t28}}{400} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26\ cm^2$$

$A_{ad} = 1.57\ cm^2 > A_{min} = 0.26\ cm^2$ **Condition vérifiée.**

b- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL91modifie99, articleA6.1.3)

On doit verifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s.f_{t28}$ =1.5×2.1=3.15 MPa

$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$ avec : $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles.

En travée

$$\sum u_i = n.\pi.\emptyset = 2.\pi.10 = 62.8mm.$$

$$\tau_{se} = \frac{12.471 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.225\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 1.225\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa}$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis

$$\sum u_i = n.\pi.\emptyset = 2.\pi.10 = 62.8\text{mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{12.471 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.225$$

$\tau_{se} = 1.225\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa}$ **Condition vérifiée.**

c-Ancrage des barres :(BAEL91modifie99, article6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour fc28= 25 MPa, la longueur de scellement droite ls est égale à :

$L_s = \frac{\phi f_e}{4\,\tau_{su}}$ Avec : $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835$ MPa

$$L_s = \frac{500 \times 1}{4 \times 2{,}835} = 44.091\ cm$$

La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :

Lc= 0,4Ls= 0,4 x 44.091=17.636cm.

Finalement : La longueur Lc= 18 cm.

d- Vérification au cisaillement :(BAEL91modifie99, articleA.5.1, 322)

pour une fissuration peut nuisibles :

$\tau_u = \frac{Tmax}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma b} fc28 = 3.33MPa ; 5MPa\right)$

$\tau_u = \frac{12.471 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.577$ MPa

$\tau_u = 0.577$ MPa $< \bar{\tau}_u = 3.33$MPa **Condition vérifiée**.

Donc : pas de risque de cisaillement.

e- Influence de l'effort tranchant :

- **Au niveau des appuis de rive (BAEL91modifie99, article. 5.1, 312)**

$$A_{adopté} > A_S = \frac{\gamma_S \times V_u^{max}}{fe}$$

$A_S = \frac{\gamma_S \times V_u^{max}}{fe} = \frac{1.15 \times 12.471 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.358 cm^2$

$A_{adopté} = 1.57 cm^2 > A_S = 0.358$ **Condition vérifiée.**

- **Au niveau des appuis intermédiaires (BAEL91modifie99, article. 5.1, 321). a vérifié**

« Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime Mu est inférieure à $0.9V_u d$, on doit prolonger au-delà du bort d'appuis (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à : Vu + $\frac{M_U}{0.9d}$».

D'où :

$0.9V_u d = 0.9 \times 12.471 \times 0.18 = 2.02$ kN.m

Mu=6.438kN.m.

Donc :

$0.9V_u d = 2.02$ kN.m< Mu= 6.438kN.m **Condition est vérifié.**

Donc : les armatures calculées sont suffisantes.

- **Sur le béton (BAEL91modifie99article, A.5.1, 313)**

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} \leq 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 12.471 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.283\text{MPa}$$

$$0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33\text{MPa}$$

$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = 1.283\text{MPa} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33\ \text{MPa}$ **Condition vérifiée.**

III.1.5) Vérification à l'ELS :

III.1.A Moments maximum à l'ELS

Travée	L (m)	qs (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
Cas2	3.5	4.537	6.947	4.657	5.21

a- Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91modifie99 article.5.3, 2)

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

b- Etat limite de compression de béton (BAEL91modifie99 article A.4.5, 2)

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$

1. **En travée :** $A_{st} = 1.57\ cm^2$; $M_{st} = 5.21\text{KN.m}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.57}{12 \times 18} \times 100 = 0.73$$

$$\rho_1 = 0.69 \Rightarrow \begin{cases} k = 0.034 \\ \beta_1 = 0.876 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.21 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 157} = 210.456\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.034 \times 210.456 = 7.155MPa < 15MPa$ **Condition vérifiée.**

2. **Aux appuis :** $A_{st} = 1.57\ cm^2$; $M_{as} = 4.657KN.m$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.57}{12 \times 18} \times 100 = 0.73$$

Avec l'interpolation nous aurons

$$\rho_1 = 0.73 \Longrightarrow \begin{cases} k = 0.034 \\ \beta = 0.876 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{4.657 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 157} = 188.117MPa$$

$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.034 \times 188.117 = 6.395MPa < 15MPa$ **Condition vérifiée.**

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

c- Etat limite de déformation

d- on (BAEL91modifié 99 articleB.6.8, 424)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la fléche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des intermédiares, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois condition suivantes :

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \right\rangle$$

$\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 > \frac{1}{22.5} = 0.044$. **Condition vérifiée.**

$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.00726 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0084$ **Condition vérifiée**

$\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 > \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{5.21}{15x6.947} = 0.0499$ **Condition vérifiée**

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour le ferraillage des poutrelles, nous allons donc adopter le même ferraillage sur tout le niveau.

Armatures longitudinales :

2HA10 = 1,57cm².En travée

2HA10 = 1,57cm². Aux appuis

Armatures transversales :

2HA8 = 1,00cm² (cadre + étrier) , S_t=15cm

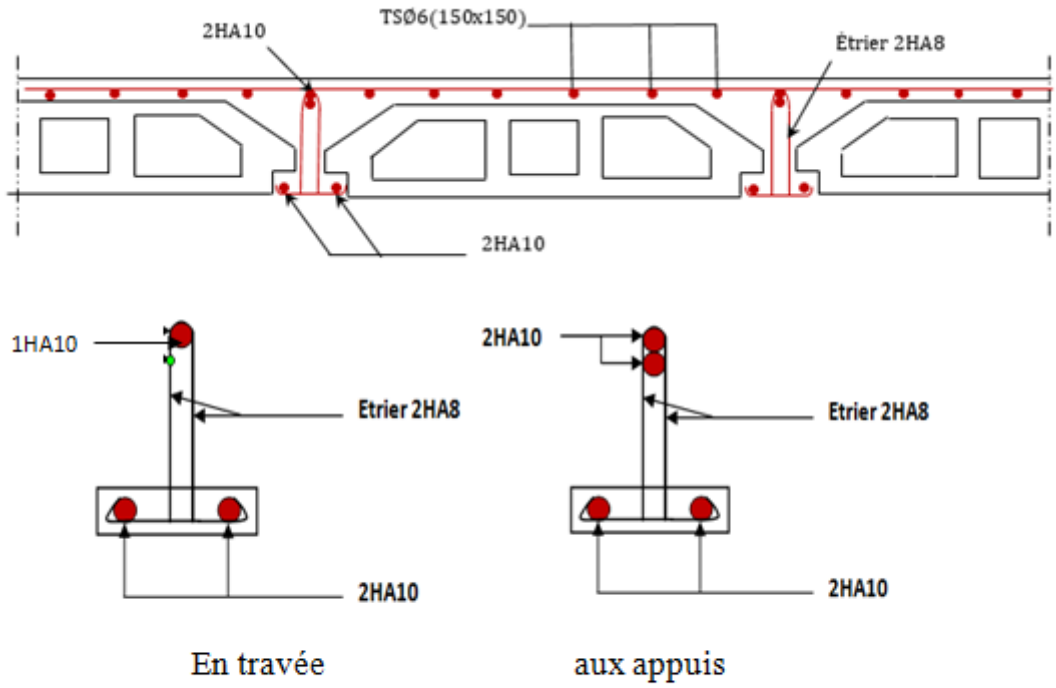


Figure III.1.14 : Ferraillage des planchers

III.2) Calcul des escaliers :

III.2.1) Définition des escaliers :

Éléments d'ouvrage permettant de passer à pieds d'un étage de bâtiment à un autre.
L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers.

Ses caractéristiques dimensionnelles seront fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction de nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

III.2.2) Terminologies :

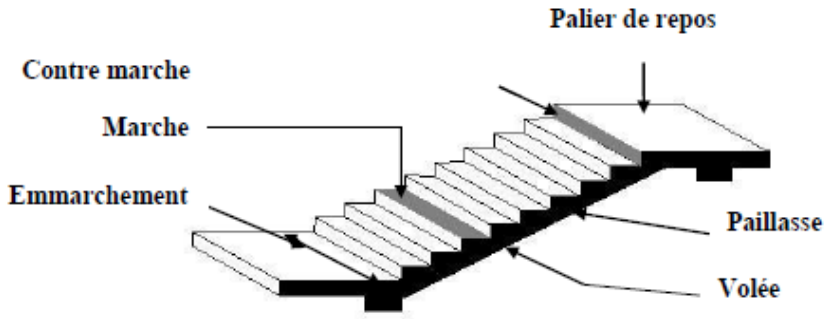


Figure III.2.1 : Schéma de l'escalier

La marche : c'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.

La contre marche : c'est la partie verticale prenant place entre deux marches.

La volée : c'est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

L'emmarchement : représente la largeur de la marche.

Le giron : c'est la distance horizontale comprise entre chaque nez ou entre chaque contremarche.

La paillasse : c'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.

La hauteur « h » : représente la différence de niveau entre deux marches successives

III.2.3) Le types d'escaliers à étudier :

On peut pratiquement à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage.

Les types des escaliers sont nombreux ; pour ce qui est de notre structure nous avons qu'un seul type qui est : un escalier balancé (escalier à quartier tournant haut)

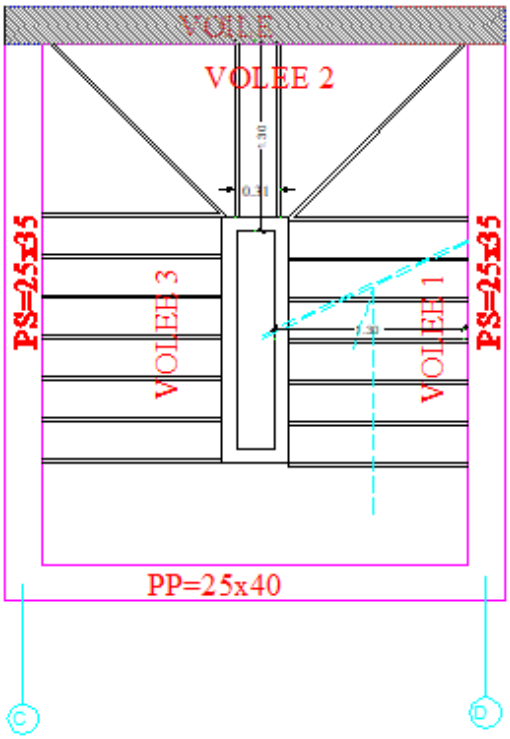


Figure III.2.2 Vue en plan De l'escalier à étudier

Le calcul des escaliers se fait on suivant ses étapes :

- Le pré dimensionnement d'escaliers.
- Détermination des charges et des surcharges.
- Le calcul des efforts internes à ELU et ELS
- Le ferraillage et les vérifications.

III.2.4) Le pré- dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre de marche « n »
- La hauteur de marche « h »
- Le giron « g »
- l'épaisseur de la paillasse « e »

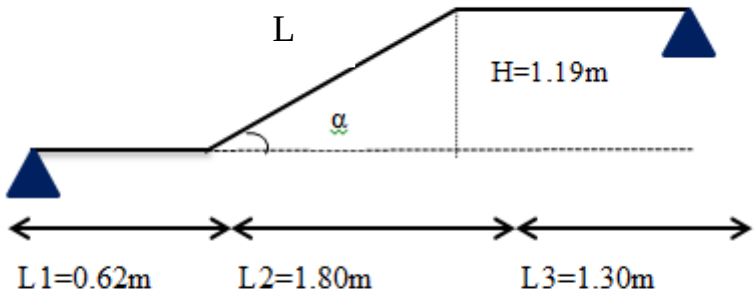


Figure II.2.3 : Schéma statique de l'escalier

Les escaliers seront près dimensionner suivant la formule de **BLONDEL**, et en tenant compte des dimensions données sur le plan

La formule de BLONDEL est :

$$\mathbf{59 \leq g + 2h \leq 6cm}$$

- **La hauteur de la marche « h » :**

  14cm<h<18 On opte **h=17cm**

- **Le giron « g » :**

  28cm<g<36cm on opte **g = 28cm**

- **Calcul du nombre de contre marche « n »**

  $n=\frac{H}{h}$ avec $H=\frac{306}{2} = 153cm$ **h=153cm**

- **Nombre de contremarche:**

  $n=\frac{153}{17}=19$ **n=19**

- **Calcul le nombre du marche « m » :**

  m=n-1=9-1=8 **m=8 marches**

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

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

    $59\leq 28+2*17\leq 66$ cm

    $59\leq 62\leq 66$ cm

    La relation de BLONDEL est vérifiée

- **Épaisseur de la paillasse et du palier :**

  La formule pour prés dimensionner la paillasse et le palier et la même et aussi ont le même épaisseur

$$\frac{L}{30}<ep<\frac{L}{20}$$

$Tang\alpha=\frac{119}{1.80}=0.66\alpha=33.46°$ $cos\alpha=0.83$

$L'=\frac{l2}{\cos\alpha}=\frac{180}{0.83}=216.867$

L=Lo+L1+L3=216.867+62+130=408.867

$$\frac{L}{30}<ep<\frac{L}{20}$$

$$\frac{408.867}{30}<ep<\frac{408.867}{20}$$

13.62<ep<20.44

On opte **e=20cm pour le palier et la volée**

III.2.5) Détermination les charges permanentes :

Le calcul se fera en flexion simple pour un 1 ml d'emmarchement, pour une bande d'1 ml de projection horizontale.

Éléments	Poids (KN/m²)
Dalle en béton armée	0.15*25=3.75
mortier	0.02*20=0.40
Carrelage	0.02*20=0.40
Enduit ciment	0.02*10=0.20
Charge permanente total	**G=4.75 KN/m²**

Tableau III.2.1 : Charge total du palier

- **b) Volée :**

Éléments	Poids (KN/M²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25*0.20}{cos\,33.46}$=5.99
Poids des marches	$\frac{25*17}{2}=2.125$
Poids de gardes de corps	0.20
Revêtement de carrelage	0.02*0.22=0.44
Mortier de pose	0.02*20=0.40
Couche de sable	0.02*19=0.38
Enduit	0.02*10=0.20
Charge permanente total	**G=9.735 KN/m²**

Tableau III.2.2 : Charge total du volée

III.2.6) Détermination les charges d'exploitation :

Selon le **DTRC2-**2 pour une construction **à usage d'habitation**

Q=2.5KN/m²

III.2.7) Calcul des efforts internes :

- **Calcul à l'état limite ultime (ELU)**

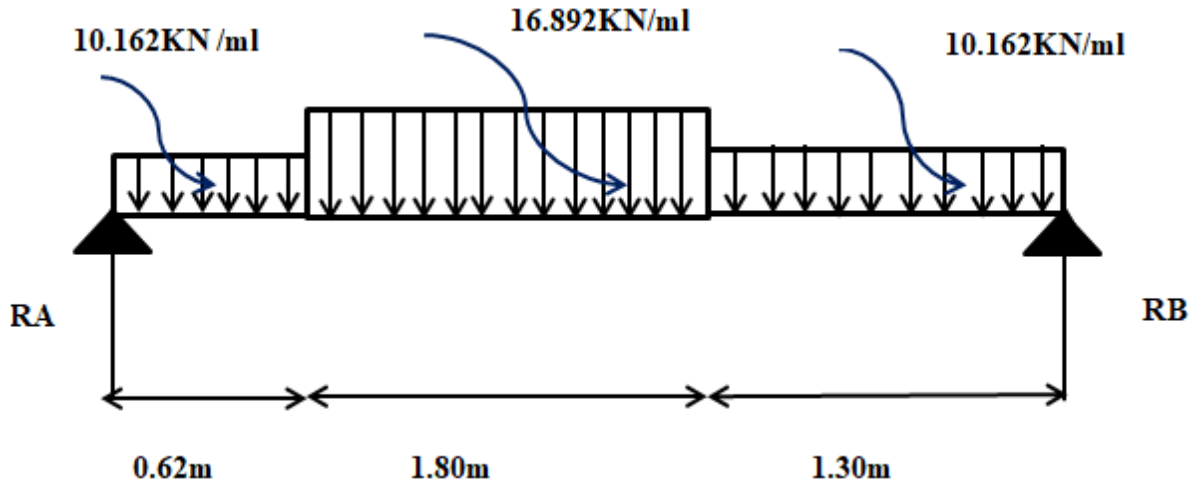
Combinaison des charges :

ELU :q_u=(1.35G+1.5Q)

- **volée :** q_u^v=1.35 x9.735+1.5x2.5=16.892KN/ml
- **palier :**q_u^p=1.35 x4.75+1.5x2.5=10.162KN/ml

Calcul des moments et effort tranchants :

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse+ volée) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis



Les réactions d'appuis :

$\sum F=RA+RB-qu_1*L1-qu_2*L2-qu_3*L3$

RA+RB=10.162*0.62+16.892*1.80+10.162*1.30

RA+RB=49.916 KN

$\sum M/b=0$

$RA*L- qu_1*L1\ (L-\frac{L1}{2})-qu_2*L2\ (L-L1-\frac{L2}{2})-qu_3*(l3^2/2)$

$RA*3.72-10.162*0.62*(3.72-\frac{0.62}{2})-16.982*1.80*\left(3.72-0.62-\frac{1.80}{2}\right)-10.162*(\frac{1.30^2}{2})$

RA*3.72=10.162*0.62*(3.41)+16.982*1.80*(2.20)+10.162*1.30*(0.65)

3.72RA=96.963

$RA=\frac{96.963}{3.72}=26.065$ RA=26.065

On sait que RA+RB=49.916 KNon retire RB

RB=49.916-26.065

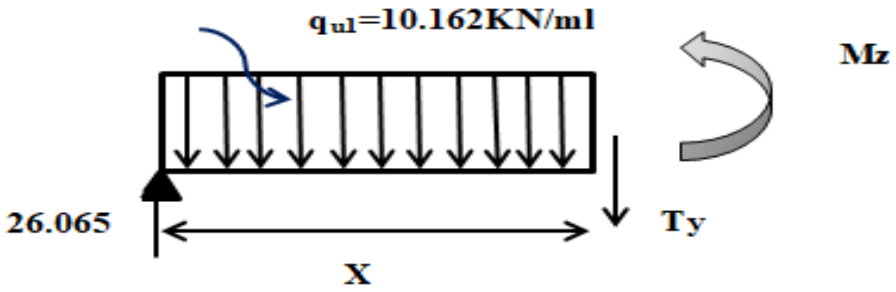
RB=23.851

Les réactions d'appuis :

RA	**26.065 KN**
RB	**23.851 KN**

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

- **Tronçon N°1 :** $0 \leq x \leq 0.62m$



Effort tranchant :

$Ty=RA-q_{u1}x$

$Ty=26.065-10.162x$

Pour x=0 **Ty=26.065KN**

Pour x=0.62 **Ty= 19.763KN**

Moment fléchissant :

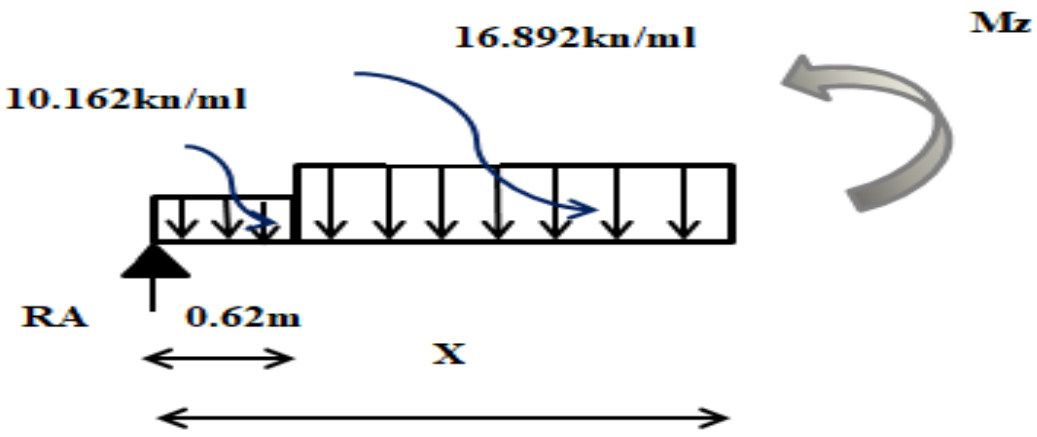
$Mz=RA*x- q_{u1}*(\frac{x^2}{2})$

$Mz=26.065*x-10.162*(\frac{x^2}{2})$

Pour x=0**Mz=0 KN.m**

Pour x=0.62**Mz=14.207 KN.m**

❖ **Tronçon N°2 :** 0.62≤x≤2.42 m



Effort tranchant :

Ty=RA- q_{u1}*l1- q_{u2}*(x-0.62)

Ty=26.065-10.162*0.62-16.892*(x-0.62)

Ty=-16.892x+30.237

Pour x=0.62**Ty= 19.763 KN**

Pour x=2.42**Ty= -10.641 KN**

Moment fléchissant :

Mz=RA*X- q_{u1}*l1(x-$\frac{l1}{2}$)- q_{u2}*$\frac{(x-0.62)^2}{2}$

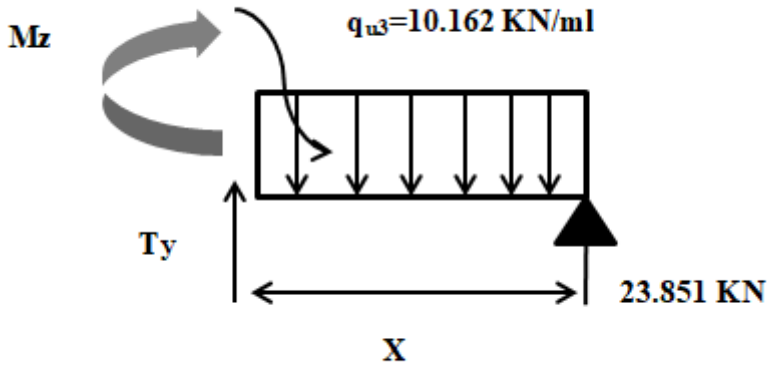
Mz=26.065*x-10.162*(x-$\frac{0.62}{2}$) − 16.892 ∗ $\frac{(x-0.62)^2}{2}$

Mz=-8.446x^2+30.238x-1.293

Pour x=0.62 **Mz= 14.207 KN.m**

Pour x=2.42**Mz= 22.419 KN.m**

❖ **Tronçon N°3 :** 0≤x≤1.30 m



Effort tranchant :

Ty= q_{u3}*x-RB

Ty=10.162*x-23.851

Pour x=0 Ty= -23.851 KN

Pour x=1.30 Ty= -10.640 KN

Moment fléchissant :

Mz=Rb*x- q_{u3}*($\frac{x^2}{2}$)

Mz=23.851*x-10.162*($\frac{x^2}{2}$)

Mz=-5.081x^2+23.851x

Pour x=0**Mz= 0 KN.m**

Pour x=1.30 **Mz= 22.419 KN.m**

Remarque : Pour tenir compte des semis - encastrements aux extrémités, on opte une correction à l'aide des coefficients réducteurs.

$\frac{dMux}{du} = \frac{d=-8.446x^2+30.238x-1.293}{du}$=-16.892 x+30.238

$X=\frac{30.238}{16.892} = 1.79$

X=1.79m

Mz^{max}=-8.446*(1.79)²+30.238*(1.79)-1.293

Mz^{max}=25.771 KN.m

Aux appuis : Mu^a=-0.3 Mz^{max}=-0.3*25.771=-7.731 KN.m

En travées : Mu^t=0.85 Mz^{max}=0.85*25.771=21.905 KN.m

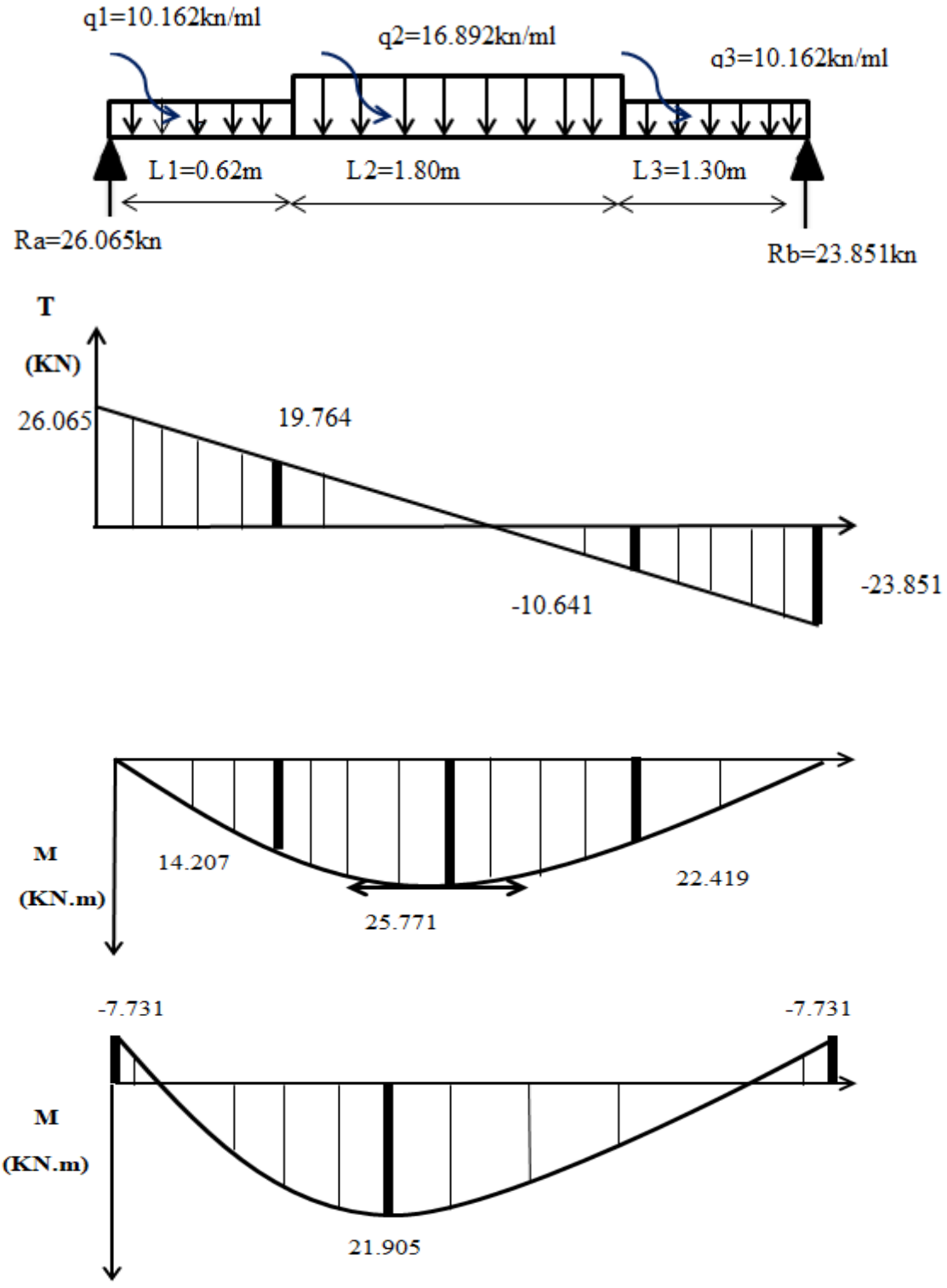


Figure III.2.4 : Diagramme des moments fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU

III.2.8) Ferraillage des paillasses (calcul d'armature à l'ELU) :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur soumise à la flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des moments et des efforts calculés précédemment.

b=100cm h=20cm c=2cm d=18cm

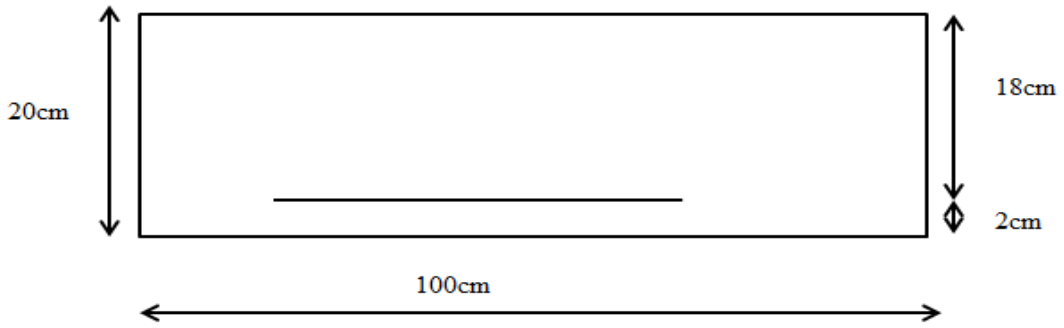


Figure III.2.5 : coupe schématique sur la section à prendre dans les calcules

Les armatures principales :

- **En travée :** M_t^u=21.905KN.m

$\mu_b=\frac{Mtu}{b*d*fb}$

Avec : $f_{bu}=\frac{0.85\times f_{c28}}{\gamma_b\times\theta}=\frac{0.85\times25}{1.5\times1}$ =14.2MPa

$\mu_b=\frac{21.905*10^6}{1000*180^2*14.2}=0.048$

μ_b=0.048< μ_l=0.392 $\Rightarrow$ SSA

β=0.975 (tiré par le tableau)

$A_t=\frac{Mtu}{\beta*d*\sigma st}$

$A_t=\frac{21.905*10^3}{0.975*18*348}=3.59cm^2$

Soit : **5HA12=3.92cm²** (avec espacement de **S_t= 25 cm**

Armatures de répartition :

$A_r=\frac{At}{4}=\frac{3.92}{4}=0.98cm^2$

Soit : **5HA10=3.14cm²** (avec espacement de **S_t= 25 cm**)

- **Aux appuis : M_a^u=7.731KN .m**

$\mu_b=\frac{Mau}{b*d^2*fb}$

$\mu_b=\frac{7.731*10^6}{1000*180^2*14.20}=0.016$

$\mu_b=0.016<\mu_l=0.392 \Rightarrow$ SSA

$\beta=0.992$ (tiré par le tableau)

$A_{t=}\frac{Mtu}{\beta*d*\sigma st}$

$A_t=\frac{7.731*10^3}{0.992*18*348}=1.24cm^2$

Soit : **5HA12=5.65cm²** (avec espacement de **S_t= 25 cm**)

Armatures de répartition :

$A_r=\frac{At}{4}=\frac{3.14}{4}=0.785cm^2$

Soit : **5HA10=3.14cm²** (avec espacement de **S_t= 25 cm**)

III.2.8.1) Vérification aux états limites ultime(ELU) :

A. Condition de non fragilité BAEL91 modifié 99(Art A.4.2 ,2)

$A_{adopté}>A_{min}$

$A_{min}=\frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}=\frac{0.23\times100\times18\times2.1}{400}$=2.17cm²

En travée : A_t=3.92cm²>2.17cm²……**condition vérifie.**

Aux appuis : A_t=3.14cm²>2.17cm²……**condition vérifie.**

B. Espacement des armatures BAEL91modifié99 (Art A.8.2, 42)

L'espacement des barres d'une même nappe d'armature ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armature principale :**

$S_t \leq$Min (3h ; 33cm)=Min (60 ; 33cm)=33cm

En travée : S_t=20cm<33cm……**condition vérifiée.**

Aux appuis : S_t=25cm<33cm……**condition vérifiée.**

- **Armature de répartition :**

$S_t \leq$Min (4h ; 45cm)=Min (80 ; 45cm)=45cm

En travée : S_t=20cm<45cm……**condition vérifiée.**

Aux appuis : S_t=25cm<45cm……**condition vérifiée**

C. Contraintes de cisaillement BAEL91modifié99 (Art A.5.1, 211)

- **Pour une fissuration peu nuisible :**

$\tau_u = \frac{Tmax}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$ =min ($\frac{0.2}{\gamma b} fc28 = 3.33MPa$; 5MPa)

Tmax=26.065KN$\tau_u = \frac{26.065}{1000*180} = 0.144$

$\tau_u = 0.144\ MPa < \bar{\tau}_u 3.33\ MPa$……**condition vérifiée.**

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

D. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL91modifie99, articleA6.1.3)

On doit verifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28}$ =1.5×2.1=3.15 MPa

$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$ avec : $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles.

En travée

$\sum u_i = n.\pi.\emptyset = 5.\pi.10 = 157mm.$

$\tau_{se} = \frac{26.065 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 157} = 1.024\text{MPa}$

$\tau_{se} = 1.024\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa}$**……..Condition vérifiée.**

Aux appuis

$\sum u_i = n.\pi.\emptyset = 4.\pi.10 = 125.6mm.$

$\tau_{se} = \frac{26.065 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.281$

$\tau_{se} = 1.281\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa$ **……Condition vérifiée.**

E-Ancrage des barres :(BAEL91modifie99, A.6.1 ,221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour fc28= 25 MPa, la longueur de scellement droite ls est égale à :

$L_s = \frac{\phi f_e}{4\,\tau_{su}}$ Avec : $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835\ MPa$

$L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2{,}835} = 35{,}273\text{cm}$ ls=35φ

- Pour les HA10 : ls=35*1.0=35cm
- Pour les HA 12 : ls=35*1.2=42cm

  Ls dépasse l'épaisseur de la poutre paliére, donc prévoire des crochets.la longueur de scellement mésurée hors crochets est de lc=0.4*ls

  -pour les HA10 : lc=0.4*35=14 cm

-pour les HA12 : lc=0.4*42=16.8cm

Finalement la longuer lc=20cm

F- Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

a. Influence de l'effort tranchant sur le béton BAEL91modifié99 (A.5.1, 313)

$\frac{2T_u}{b\times 0.9d} \leq 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\frac{2T_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 26.065 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 180} = 0.160\text{MPa}$$

$$0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33MPa$$

$\frac{2T_u}{b\times 0.9d} = 0.160\text{MPa} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33$ MPa**Condition vérifiée.**

b.influence de l'effort tranchant sur les armatures BAEL91modifié99(A.5.1,313)

on doit prolonger les aciers au déla du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armature suffisantes pour équilibrer l'effort tranchant Vu.

$$A_{min} \geq As = \frac{\gamma s}{f_e}(vu\ max + \frac{Mmax}{0.9*d})$$

$$As = \frac{1.15}{400}\left(26.065 + \frac{21.905}{0.9 * 0.18}\right) = 0.46\text{cm}^2$$

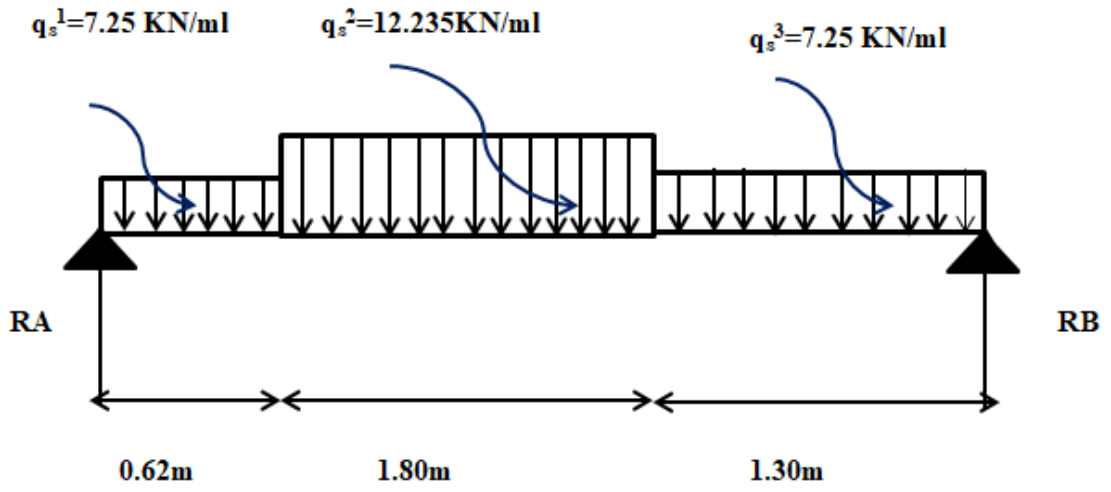
A_{min}=3.92cm²≥ 0.46cm^2 ……**condition vérifiée .**

III.2.9) Calcul à l'état limite ultime (ELS) :

Combinaison des charges :

ELs :q_s=(1G+1Q)

- **volée :** q_s^v=1 x9.735+1x2.5=12.235KN/ml
- **palier :** q_s^p=1 x4.75+1x2.5=7.25KN/ml



Les réactions d'appuis :

$\sum F=RA+RB-qu_1*L1-qu_2*L2-qu_3*L3$

RA+RB=7.25*0.62+12.235*1.80+7.25*1.30

RA+RB=35.943KN

$\sum M/b=0$

$RA*L- qu_1*L1\ (L-\frac{L1}{2})-qu_2*L2\ (L-L1-\frac{L2}{2})-qu_3*(l3^2/2)$

$RA*3.72-7.25*0.62*(3.72-\frac{0.62}{2}) - 12.235 * 1.80 * \left(3.72 - 0.62 - \frac{1.80}{2}\right) - 7.25 * (\frac{1.30^2}{2})$

RA*3.72=7.25*0.62*(3.41) +12.235*1.80*(2.20)+7.25*1.30*(0.65)

3.72RA=69.904

$RA=\frac{69.904}{3.72} = 18.791$ RA=18.791 KN

On sait que RA+RB=35.943KNon retire RB

RB=35.943-18.791

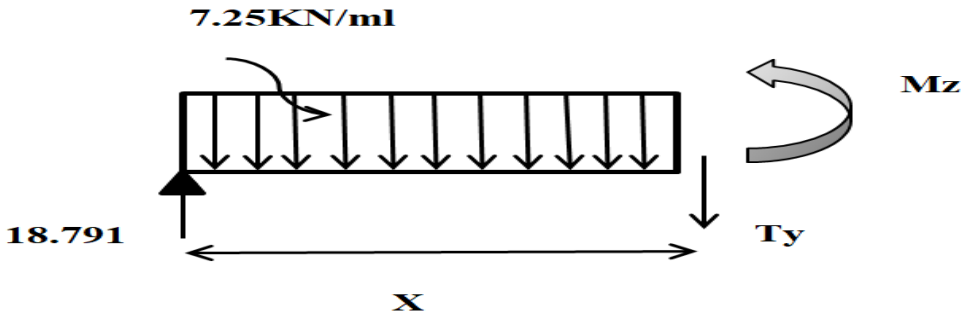
RB=17.152kn

Les réactions d'appuis :

RA	**18.791KN**
RB	**17.152 KN**

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

- **Tronçon N°1 :** $0 \leq x \leq 0.62m$



- **Effort tranchant :**

$Ty=RA-q_{u1}x$

$Ty=18.791-7.25x$

Pour x=0**Ty=18.791KN**

Pour x=0.62**Ty=14.296 KN**

- **Moment fléchissant :**

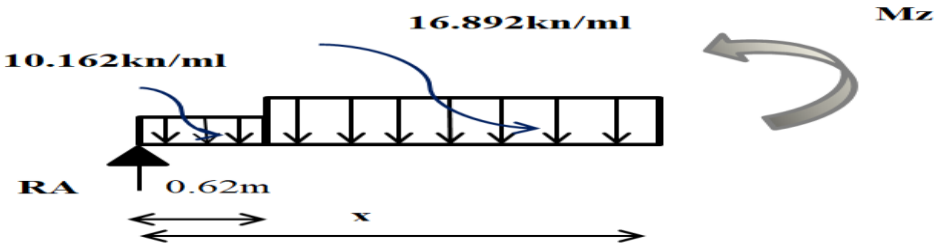
$Mz=RA*x- q_{u1}*(\frac{x^2}{2})$

$Mz=18.791*x-7.25*(\frac{x^2}{2})$

Pour x=0**Mz=0 KN.m**

Pour x=0.62**Mz=10.256 KN.m**

❖ **Tronçon N°2 :** 0.62≤x≤2.42m



❖ **Effort tranchant :**

Ty=RA- q_{u1}*l1- q_{u2}*(x-0.62)

Ty=18.791-7.25*0.62-12.235*(x-0.62)

Ty=-12.235x+21.881

Pour x=0.62 **Ty=14.295 KN**

Pour x=2.42**Ty= -7.727 KN**

❖ **Moment fléchissant**

Mz=RA*X- q_{u1}*l1(x-$\frac{l1}{2}$)- q_{u2}*$\frac{(x-0.62)^2}{2}$

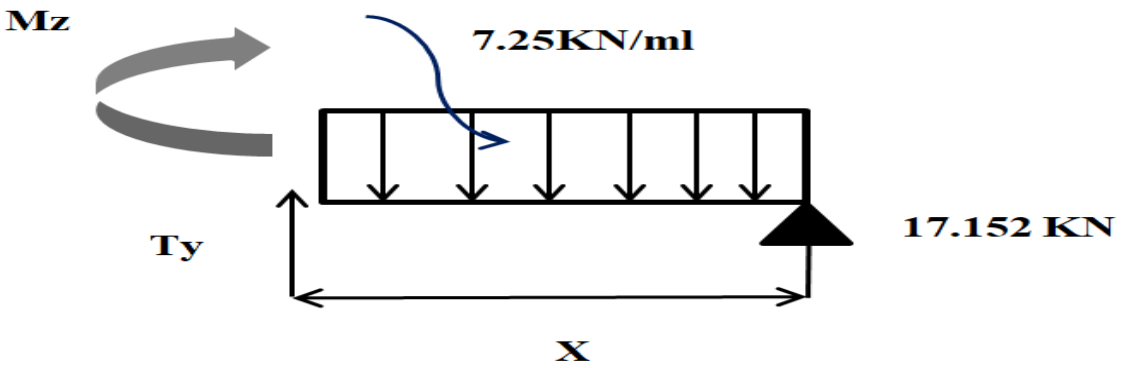
Mz=18.791*x-7.25*(x-$\frac{0.62}{2}$) $-$ 12.235 $*$ $\frac{(x-0.62)^2}{2}$

Mz=-6.117x^2+21.637x-0.958

Pour x=0.62**Mz= 10.105KN.m**

Pour x=2.42**Mz= 15.579 KN.m**

❖ **Tronçon N°3 :** 0≤x≤1.30 m



❖ **Effort tranchant :**

Ty= q_{u3}*x-RB

Ty=7.25*x-17.152

Pour x=0**Ty= -17.152 KN**

Pour x=1.30**Ty= -7.727KN**

❖ **Moment fléchissant :**

Mz=Rb*x- q_{u3}*($\frac{x^2}{2}$)

Mz=17.152*x-7.25*($\frac{x^2}{2}$)

Mz=-3.625x^2+17.152x

Pour x=0**Mz= 0 KN.m**

Pour x=1.30**Mz= 16.171KN.m**

Remarque : Pour tenir compte des semis - encastrements aux extrémités, on opte une correction à l'aide des coefficients réducteurs.

$$\frac{dMux}{du} = \frac{d=-6.117x^2+21.637x-0.958}{du} = -12.234\,x+21.637$$

$$X=\frac{21.637}{12.234} = 1.76$$

Mz^{max}=-6.117*(1.76)²+21.637*(1.76)-0.958

Mz^{max}=18.175 KN.m

Aux appuis : Mu^{a}=-0.3 Mz^{max}=-0.3*18.175=-5.452 KN.m

En travées : Mu^{t}=0.85 Mz^{max}=0.85*18.175=15.448 KN.m

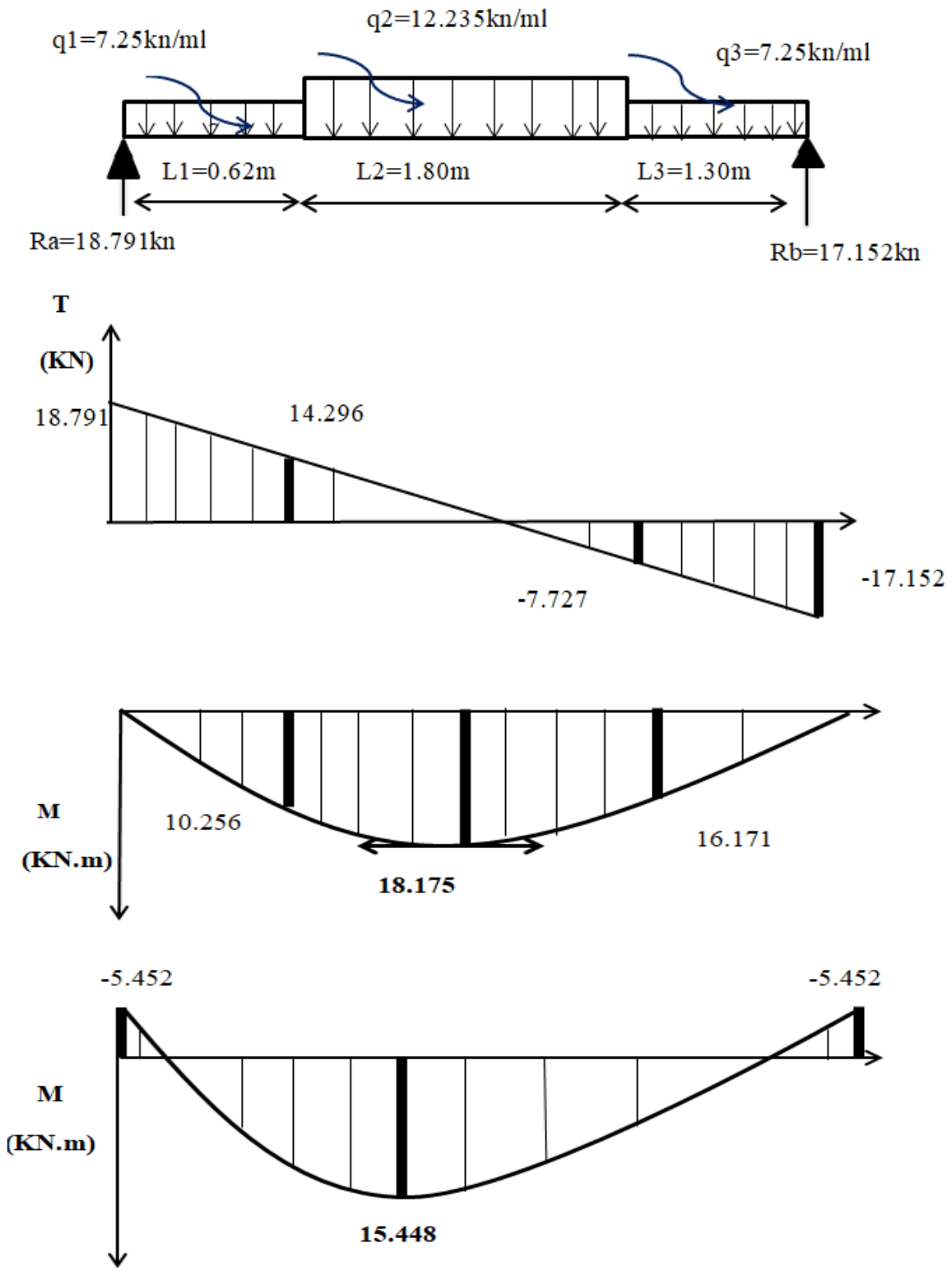


Figure III.2.6 : Diagramme des moments fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELS

IIII.2.9.1) Vérification aux états limites service(ELS) :

A) État limite d'ouverture des fissures BAEL91modifié99 (Art.A.4.5 ,2)

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est pas nécessaire.

B) Etat limite de compression de béton BAEL91modifié99(Art.A.4.5,2)

La fissuration étant peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ $=0.6\times f_{c28}= 0.6 \times 25=15MPa$

1. En travée : $A_{st}=5.65cm^2$; $M_{st}= 21.905KN.m$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{5.65}{100 \times 18} \times 100 = 0.314$$

$$\rho_1 = 0.314 \Longrightarrow \begin{cases} k = 0.023 \\ \beta_1 = 0.912 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{15.448 \times 10^6}{0.912 \times 180 \times 565} = 166.554MPa$$

$\sigma_{bc} =k\times \sigma_s =0.023\times 236.171= 3.83MPa<15MPa$ **Condition vérifiée.**

2 Aux appuis : $A_{st}=3.14\ cm^2$; $M_{as}= 5.452KN.m$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.14}{12 \times 18} \times 100 = 0.174$$

Avec l'interpolation nous aurons

$$\rho_1 = 0.174 \Longrightarrow \begin{cases} k = 0.017 \\ \beta = 0.932 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{5.452 \times 10^6}{0.932 \times 180 \times 314} = 103.499MPa$$

$\sigma_{bc} =k\times \sigma_s =0.017\times 146.744 =1.759MPa<15MPa$ ***Condition vérifiée.***

Conclusion :

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisante.

C) Etat limite de déformation :

Vérification de la fléche (BAEL91 B.6.5.2)

Selon la régle de BAEL 91 le calcul de la fléche n'éest indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiée.

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 . d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15. M_0} \right\rangle$$

$\frac{h}{L} = \frac{20}{372} = 0.053 > \frac{1}{22.5} = 0.044.$ **Condition vérifiée.**

$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{565}{100 \times 18} = 0.0033 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ **Condition vérifiée**

$\frac{h}{L} = \frac{20}{372} = 0.053 > \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{15.448}{15x18.175} = 0.056$ **Condition non vérifiée**

La dérnier condition n'est pas vérifiée alors le calcul de la fleche est indispensable.

Vérification de la fléche (BAEL91 B.6.5.2)

Selon la régle de BAEL 91 le calcul de la fléche n'éest indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiée.

$f = \frac{5}{384} * \frac{qs\ max * l^4}{Ev * I} < f$

avec $f = \frac{L}{500} = \frac{3720}{500} = 7.44cm$

avec

Ev : le module de l déformation différe.($Ev = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818.87 = 10819$ MPa)

qs=max(7.25KN/ml ; 12.235 KN/ml)=12.235KN/ml

Calcul l'air de la section homogéne B0 :

B0=b*h+15*At

B0=100*20+15*5.65

B0=2084.75 cm²

calcul de Y1 et Y2 :

moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$\mathbf{S'_{xx}=\frac{b*h^2}{2}+n*Ast*d}$

Avec n=15

$S'_{xx}=\frac{100*20^2}{2}+15*5.65*18$

$S'_{xx}=21525.5cm^3$

$Y2=\frac{S'xx}{BO}=\frac{21525.5}{2084.75}=10.32$

Y2=10.32 cm

Y1=h-Y2

Y1=20-10.32

Y1=9.68cm

Calcul I :

$\mathbf{I=\frac{b}{3}*(Y1^3+Y2^3)+n*Ast*(y2-c)^2}$

$I=\frac{100}{3}*(9.68^3+10.32^3)+15*5.65*(9.68-2)^2$

$I=71869.556cm^4$

$f=\frac{5}{384}*\frac{qs\ max*l^4}{Ev*I}$

$f=\frac{5}{384}*\frac{12.235*3.72^4*10^6}{10819*71869.556}=0.039cm$

on a f=0.039cm<7.44cm

La fléche est vérifié.

Conclusion :

L'escalier sera ferrailler :

- **Aux appuis :**

Armature principale : **5HA12** avec **st=25cm**

Armature de repartition : **5HA10** avec **st=25cm**

- **En travée :**

Armature principale : **5HA12** avec **st=25cm**

Armature de repartition : **5HA10** avec **st=25 cm**

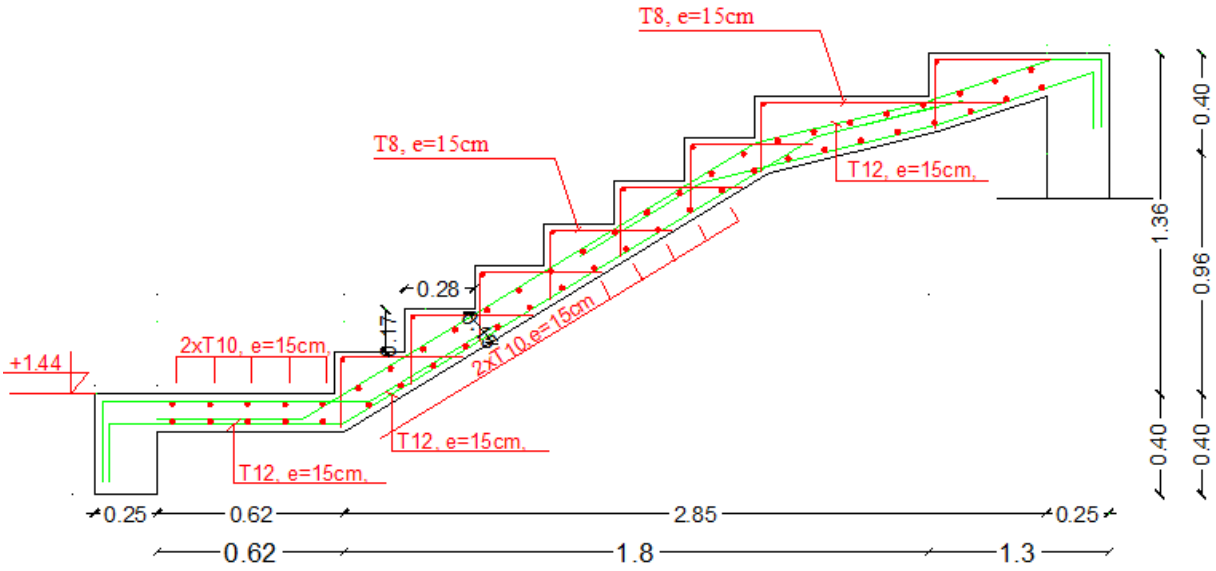


Figure III.2.7 : Schéma de ferraillage d'escalier

III.3) Les dalles plaines :

Introduction :

Une dalle pleine repose sur des appuis qui peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux).

Une dalle plaine peut être encastrée totalement ou partiellement sur leur contour :

a) Appuyée sur deux ou plusieurs appuis.

b) Assimilée à une console.

III.3.A) Console :

Notre bâtiment est constitué d'une console en dalle pleine, réalisé et coulée sur place est assimilé à une console encastrée à une de ses extrémités.

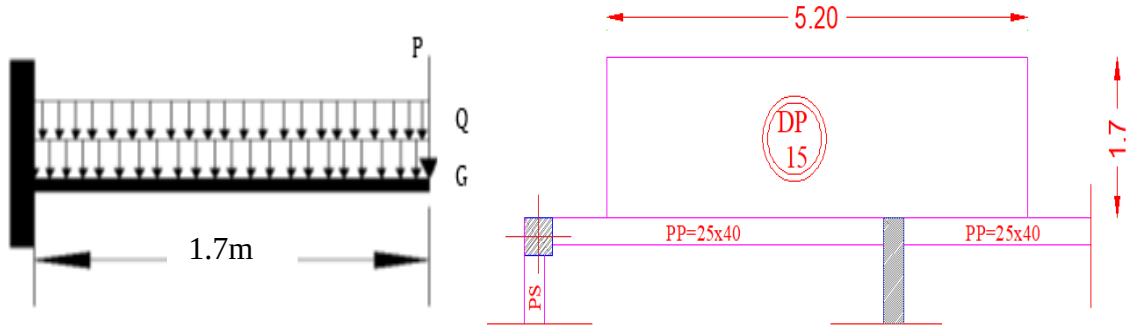


***Figure III.3.A.1*:Schéma et vue en plan de la console.**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

***G*:** charge permanente uniformément repartie due au poids propre de la dalle pleine.

Q: surcharge d'exploitation verticale revenant à la console.

P: charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 *cm* d'épaisseur.

a) Dimensionnement de la console :

Largeur L = 1.7 m

Longueur l =5,2 m

Épaisseur e =15 cm (voir chapitre II)

Un garde de corps de hauteur h=1m en brique pleine de 10,5cm d'épaisseur

b) Détermination des charges et surcharges de la console :

Charge permanente : G_1 =5.33 KN/m²(chapitre II)

Surcharge d'exploitation : Q = 3.5 KN/m²(d'après le DTR)

Charge permanente de garde-corps : $G_2 = 1.78 KN/m^2$

Tableau III.3A.1 Charges permanente de garde-corps.

Eléments	Epaisseur (m)	PoidsVolumique [KN/m³]	Charge [KN/m²]
Brique ($e_p = 0.1m$)	0.1	9	0.90
Enduit de ciment	0.02× 2	20	0.8
	G_T=1.7		

c) Combinaisons de charges

➢ **ELU**

Pour une bonde 1m de largeur

⇒ La dalle :$q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1m = [(1.35 \times 5.43) + (1.5 \times 3.5)] \times 1m$= (1.35G + 1.5Q) ×1m = (1.35×5.33 + 1.5×3.5) ×1=12.445 KN/ml

$q_{u1} = 12.581 KN/ml.$ q_u=12.445 KN/ml

⇒ Le garde-corps : P_u=1.35 G =1.35 ×1.7 =2.295 KN/ml

P_u =2.295 KN/ml

➢ **ELS :**

Pour une bonde 1m de largeur

⇒ La dalle :$q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1m = [(1.35 \times 5.43) + (1.5 \times 3.5)] \times 1m$= G + Q ×1m = (5.33 + 3.5) ×1=8.83 KN/ml

$q_{u1} = 12.581 KN/ml.$ q_s=8.83 KN/ml

⇒ Le garde-corps : p_s= G =1.7 KN/ml

$q_{u2} = 2.403 KN/ml.$

d) Calcul des efforts internes

➢ **à L'ELU :**

Pour déterminer les efforts internes, on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

- **Calcul du moment d'encastrement**

$M_u = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} + P_u \times l = \frac{12.445 \times 1.7^2}{2} + 2.295 \times 1.7$

M_u =21.88KN.m

- **Calcul de l'effort tranchant**

$T_u = q_u \times l + P_u = 12.445 \times 1.7 + 2.295 = 23.45$ KN

➢ **A L'ELS :**

- **Calcul du moment d'encastrement :**

$M_S = \frac{q_S \times l^2}{2} + P_S \times l = \frac{8.83 \times 1.7^2}{2} + 1.7 \times 1.7 = 15.649$ KN.m

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$T_s = q_s \times l + P_s = 8.83 \times 1.7 + 1.7 = 16.711$ KN

III.3.A.1) Ferraillage à L'ELU :

Le calcul du ferraillage se fera pour une bonde de 1m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple .Le schéma statique est comme suit :

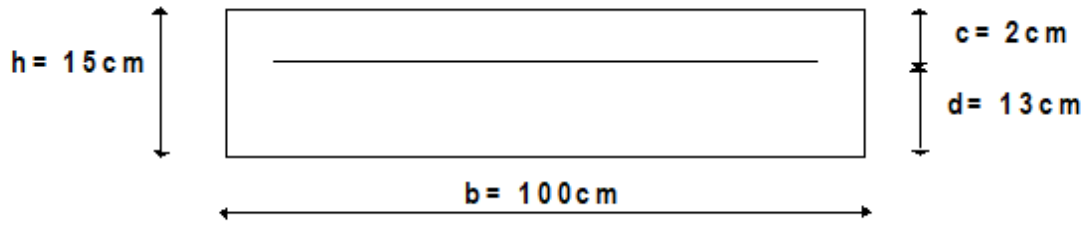


***Figure.III.3.A.2*: schéma statique de la console.**

- **Armatures principales**

$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.88 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.091$

$\mu = 0.074 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow 0.091 < \mu_l = 0.392$ Section simplement armé (SSA)

$\mu = 0.074 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow 0.091$ $\boldsymbol{\beta}$=0.952

$A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{21.88 \times 10^3}{0.952 \times 13 \times 348} = 5cm^2$

Soit : $\mathbf{A_s = 5HA12 = 5.65cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{S_t = 20cm}$

- **Armatures de répartition**

$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2$

Soit : $\mathbf{A_r = 5HA10 = 3.93cm^2}$ avec un espacement $\mathbf{S_t = 20cm}$

III.3.A.2) Vérifications à L'ELU

1. **Condition de non fragilité :** ***(BAEL 91modifier 99, article A.4.2.1)***

On doit vérifier que $A > A_{min}$

Avec : $A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57cm^2$

$A_s = 5.65cm^2 > A_{min} = 1.57cm^2$ **Condition vérifie**.

2. **Espacement des armatures : (BAEL 91modifier99, article A.8.2.42*)***

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures principales :** $S_t \leq \text{Min}\ (3h; 33cm)$

$S_t = 20cm < 33cm$ **Condition vérifiée**.

- **Armatures répartition :** $S_t \leq \text{Min}\ (4h; 45cm)$

$S_t = 20cm < 45cm$ **Condition vérifiée**.

3. **contrainte de cisaillement :** ***(BAEL 91modifier99, article A.5.1. 211).***

pour une fissuration prejudiciable :

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_s} = 2.5MPa; 4MPa\right)$

Avec : $T_u = 23.45$ KN

$\tau_u = \frac{23.45 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.180Mpa < 2.5$ Mpa **Condition vérifiée**.

Pas de risque de cisaillement donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Vérification de la condition d'adhérence :

(BAEL 91 modifier99, articleA.6.13)

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} (\Psi_s = 1.5 \Longrightarrow \text{HA})$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

τ_{se}La contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres

$\sum U_i$ = n.Θ.π = 5 × 3.14 × 12 =188.4 mm

$$\tau_{se} = \frac{23.45 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 1.063 \text{Mpa}$$

τ_{se}=1.063 Mpa< 3.15 Mpa$\tau_{se} = 0.827 < \bar{\tau}_{se} = 3.15$**Condition vérifiée**.

Donc : il n'y pas de risque d'entraînement des barres.

5. Ancrage des barres :

(*BAEL91 modifié 99, article 5.1.221*)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour fc28= 25 MPa, la longueur de scellement droite ls est égale à :

$$ls = 35\varphi$$

- Pour les HA 10 : ls= 35x1.0= 35 cm.
- Pour les HA 12 : ls= 35x1.2= 42 cm.

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal, la longueur de recouvrement d'après l'article (A.61.235 BAEL91/99)

- Pour les HA 10 : Lc= 0,4 x 35=14 cm.
- Pour les HA 12 : Lc= 0,4 x 42= 16.8 cm.

III.3.A.3) Vérification à l'ELS

- **contrainte de compression dans l'acier et le béton**

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très Préjudiciable alors nous devons vérifier que :

- **La contrainte dans les aciers $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.435$ $\beta_1 = 0.899$ ⇨$\lambda_1 = 34.50$ ⇨$\frac{1}{k_1} = 0.029$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{15.649 \times 10^3}{0.899 \times 13 \times 5.65} = 237\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(0.5f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = \min\left(0.5 \times 400 ; 90\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 164.972\text{MPa}$$

- **La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$

D'où : $\sigma_{bc} = \sigma_{bc=k\times}\sigma_s = 0.029 \times 237 = 6.873\text{Mpa} < 15\text{ Mpa}$ **Condition vérifiée**.

- **Vérification de la flèche :**

(*BAEL91 modifié 99 article B.6.5, 1)*

$$\left\langle \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \right\rangle_1$$

$\frac{h}{L} = \frac{15}{170} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ **Condition vérifiée.**

$\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{5.65}{13 \times 100} = 0.00434 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ **Condition vérifiée.**

$\frac{h}{L} = \frac{15}{170} = 0.1 \geq \frac{M_t}{15.M_0} = \frac{12.716}{15 \times 12.716} = 0.067$ $\frac{M_t}{10M_0} = \frac{15.649}{10 \times 15.649} = 0.1$ **Condition vérifiée.**

- Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferraillage des balcons en dalle pleine

La console sera ferraillée comme suit :

Armatures principales: **5HA12** (**St= 20 cm**).

Armatures répartition: **5HA 10** (**St= 20 cm)**

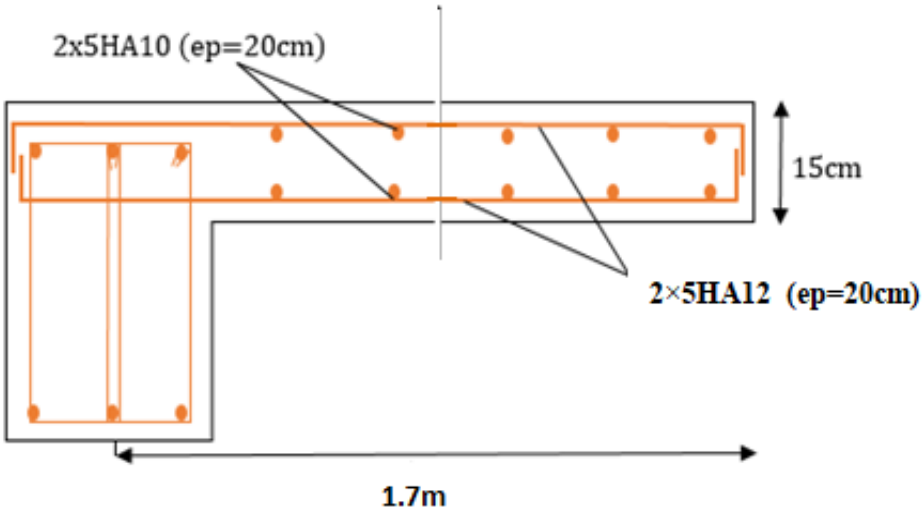


Figure III.3.A.3 : Ferraillage de la console

.

III.3.B) Dalle sur plusieurs appuis :

Nous devons maintenant calculer le ferraillage de la dalle pleine qui sert de hall d'ascenseur, celle-ci repose sur trois appuis

a) Dimensionnement :

Pour les panneaux de dalles rectangulaires les portées mesurées entre nus d'appuis :

Avec $I_x \leq L_y$ (I_x La plus petite dimension du panneau, L_y La plus grande dimension du panneau)

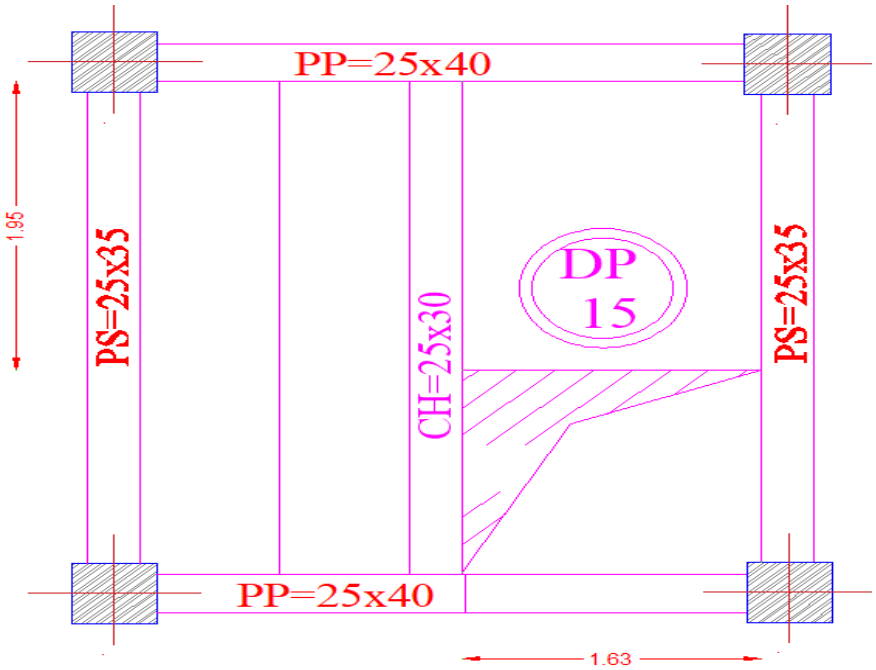


Figure III.3.B.1 : Vue en plan dalle pleine hall ascenseur

- L_x = 1.63m
- L_y =1.95m
- e =15 cm **(voir chapitre II)**

b) Calcul des sollicitations :

On suppose que le panneau est simplement appuyé.

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.84 \Longrightarrow 0{,}4 < \rho < 1 \Longrightarrow$ Le panneau de dalle travaille dans les deux sens

Lorsque : $\mathbf{0,4} < \rho < 1$

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeur :

- Dans le sens de la petite portée: $\mathbf{M_x = u_x . qu . l^2}$
- Dans le sens de la grande portée: $\mathbf{M_y = u_y . M_x}$

Les valeurs des coefficients U_x et U_Y, sont répertoriés dans un tableau et sont fonction du rapport etρ du coefficient de poisson v du béton.

On prend
- v = 0 à L'état limite ultime.
- v = 0,2 l'état limite de service.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur par application de la méthode exposée dans le **BAEL 91 modifié 99.**

- **Détermination des charges et surcharges :**

  Charge permanente : $G_1 = 5{,}33 KN/m^2$**(chapitre II)**

  Surcharge d'exploitation : $Q = 1{,}5 KN/m^2$**(d'après le DTR)**

➢ **ELU :**

$q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$

$\Longrightarrow q_u = (1{,}35\times 5{,}33 + 1{,}5\times 1{,}5) \times 1m = 9{,}445 KN/ml$

$$\begin{cases} \rho = 0{,}84 \\ \upsilon = 0 \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} \mu_X = 0{,}0520 \\ \mu_Y = 0{,}667 \end{cases}$$

Donc :

$M_x = u_x . qu._{Lx}^2$ $M_X = 0{,}052\times 9{,}445\times 1{,}63^2$ $M_X = 1{,}305 KN.m$

$M_y = u_y . M_x.$ $My = 0{,}667\times 1{,}305$ $M_y = 0{,}870 KN.m$

III.3.B.1) Ferraillage a l'état limite ultime ELU :

➢ **sens de la petite portée (x-x) :**

- **En travée :**

On a: $d = h - c = 15 - 2 = 13$ cm , c = 2cm , b =100 cm

$$M_x^t = 0{,}85 \times 1{,}305 = 1{,}109 KN.m$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{1{,}109 \times 10^3}{100 \times \overline{13}^2 \times 14.2} = 0.0046$$

$\mu_b < \mu_l$ =0.392 $\Rightarrow$ La section est simplement armée.

μ = 0.004 $\Rightarrow \beta = 0{,}998$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{1{,}109 \times 10^3}{0{,}998 \times 13 \times 348} = 0.25 cm^2$$

Soit : **4HA8 =2.1 cm²** avec **St = 25cm.**

- **Aux appuis** :

$$M_x^a = -0{,}3 \times 1.109 = -0.332 KN.m$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b . d^2 . f_{bu}} = \frac{0{,}332 \times 10^3}{100 \times \overline{13}^2 \times 14.2} = 0.0013$$

$\mu_b < \mu_l$ =0.392 $\Rightarrow$ La section est simplement armée.

μ = 0.0013 $\Rightarrow \beta$ = 0.999

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{0{,}332 \times 10^3}{0{,}999 \times 13 \times 348} = 0.07 cm^2$$

Soit : **4HA8 =2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

- **sens de la grande portée (y-y) :**

- **En travée :**

$$M_y^t = 0{,}85 \times 0{,}870 = 0{,}739 KN.m$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b . d^2 . f_{bu}} = \frac{0{,}739 \times 10^3}{100 \times \overline{13}^2 \times 14{,}2} = 0.00307$$

$\mu_b < \mu_l$ =0.392 $\Rightarrow$ La section est simplement armée.

μ = 0.001 $\Rightarrow \beta$ = 0.998

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{0{,}739 \times 10^3}{0{,}998 \times 13 \times 348} = 0{,}163 cm^2$$

Soit : **4HA8 =2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

- **Aux appuis :**

$$M_y^a = -0{,}3 \times 0{,}739 = -0{,}221 KN.m$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b . d^2 . f_{bu}} = \frac{0{,}221 \times 10^3}{100 \times \overline{13}^2 \times 14{,}2} = 0{,}00092$$

$\mu_b < \mu_l$ =0.392 $\Rightarrow$ La section est simplement armée.

$\mu = 0.00092 \Rightarrow \beta = 1$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{0{,}221 \times 10^3}{1 \times 13 \times 348} = 0{,}048 cm^2$$

Soit : **4HA8 =2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

III.3.B.2) Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

a) Condition de non fragilité :

(BAEL91 modifié 99, article. B.7.4)

$$p_x = \frac{A_{min}^x}{b . h_t} \geq p_0 \left(\frac{1}{2}\right)\left[3 - \frac{l_x}{l_y}\right] \quad \text{et} \quad p_y = \frac{A_{min}^y}{b . h_t} \geq p_0$$

- **Sens (x-x) :**

$$p_x = \frac{A_{min}^x}{b . h_t} \geq p_0 \left(\frac{1}{2}\right)\left[3 - \frac{l_x}{l_y}\right]$$

Avec : p_0=0,0008 il s'agit de barres ou fils à haute adhérence de classe Fe E 400.

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \times \frac{1}{2} \times [3 - 0{,}84] \times 100 \times 15 = 1{,}296 cm^2$$

- **En travée :**

A_{min}^x =1,296 cm^2<$A_t = 2.01 cm^2$ **Condition vérifiée.**

- **Aux appuis :**

A_{min}^x =1,5 cm^2<A_a =2.01cm^2 **Condition vérifiée.**

- **Sens (y-y) :**

$$W_y = \frac{A_{min}^y}{b . h_t} \geq W_0 \Rightarrow A_{min}^y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 cm^2$$

- **En travée :**

A_{min}^y =1.2 cm^2<$A_t = 2.01 cm^2$ **Condition vérifiée.**

- **Aux appuis :**

A_{min}^x =1.2 cm^2<A_a =2.01cm^2 **Condition vérifiée.**

b) Espacements des armatures :

(BAEL91modifié 99, article.A.8.2.42) .

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures en travée :**

➢ **Sens (X-X) :** $St \leq \min \{3h ; 33cm\}$

$St = 25cm \leq \min \{45cm, 33cm\}$ **Condition vérifiée.**

➢ **Sens (Y-Y):** $St \leq \min \{4h ; 45cm\}$

$St = 25cm \leq \min \{60cm, 45cm\}$ **Condition vérifiée.**

- **Armatures aux appuis :**

➢ **Sens (X-X) :** $St \leq \min \{3h ; 33cm\}$

$St = 25cm \leq \min \{45cm, 33cm\}$ **Condition vérifiée.**

➢ **Sens (Y-Y) :** $St \leq \min \{3h ; 45cm\}$

$St = 25cm \leq \min \{60cm, 45cm\}$ **Condition vérifiée.**

c) Diamètre maximal des armatures :

(BAEL91modifié 99, article A.7.2.1)

- Le diamètre des barres employées comme armatures de dalles ou de voiles courbes doit être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments.

On doit vérifier que : $\emptyset_{max} \leq \frac{ht}{10}$

$\emptyset_{max} = 8mm \leq \frac{150}{10} = 15mm$ **Condition vérifiée.**

d) **Vérification de la contrainte tangentielle :**

(BAEL91modifié 99, article A.5.2.2)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

b =1m d = 0,9 h_t= 0.9 × 15 = 13,5 cm.

- **Sollicitation d'efforts tranchant :**

Les valeurs maximales de l'effort tranchant sont données par :

- **Au milieu de L_y :**

$T_1^U = \frac{p}{(2lx+ly)}$. Avec P = q l_x ly = 9,445×1,63× 1,95= 30KN

$$T_1^U = \frac{30}{2 \times 1{,}63 + 1.95} = 5.758\text{KN}$$

- **Au milieu de L_x** :

$$T_2^u = \frac{p}{3ly}$$

$$T_2^U = \frac{30}{3 \times 1{,}95} = 5.128\text{KN}.$$

Donc : T_U max : $(T_1^U ; T_2^u) T_1^u = 5{,}758\text{KN}.$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{5{,}758 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0{,}042\text{MPa}.$$

$$\overline{\tau_u} = 0{,}07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0{,}07 \times \frac{25}{1{,}5} = 1{,}167\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.04\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167\text{MPa}$**Condition vérifiée.**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL91 modifié 99, article A.6.1.3).

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq (\tau_{se} = \Psi_s f_{t28})$

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$ ($\Psi s=1.5 \Longrightarrow$ HA)

$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9\ d\ \sum ui}$ Avec : ($\sum U_i$ = Somme des périmètres utile des armatures).
- $\sum U_i = n\ \pi\phi$ (n : nombre des barres).

On a adopté le même ferraillage en travée et aux appuis donc la vérification est la même.

- **Sens x-x**

$\sum U_i = n\ \pi\phi = 4 \times 3{,}14 \times 0{,}8 = 100{,}48$ mm

$\tau_{se} = \frac{5.758 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times 100{,}48} = 0{,}353$MPa.

$\tau_{se} = 0{,}353$MPa $< \overline{\tau_{se}} = 3{,}15$ MPa. **Condition vérifiée.**

- **Sens y-y**

$\tau_{se} = \frac{5{,}128 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times 100{,}48} = 0{,}315$MPa

$\tau_{se} = 0{,}315$MPa $< \overline{\tau_{se}} = 3{,}15$ MPa. **Condition vérifiée.**

f) Longueur du scellement droit : BAEL91 modifié 99, article A.6.1.22).

$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \Psi s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa

$L_S = \frac{f_e}{4\ \tau_s} \phi$ avec L_S :longueur de scellement droit

$\phi = 0{,}8$ cm $L_S = \frac{0{,}8 \times 400}{4 \times 2{,}835} = 28{,}21$ cm

On prend :

L_S = 40 cm. (Acier à haute adhérence Fe E 400)

On peut admettre que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors-crochet est au moins égale à 0,4 (s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe Fe E 400 ou Fe E 500)

$L_C = 0{,}4 \times L_s = 0{,}4 \times 40 = 16cm$.

III.3.B.3) Vérification à l'État ultime de service (ELS) :

- **Détermination des charges et surcharges :**

- **Charge permanente :** $G_1 = 5.43KN/m^2$**(chapitre II)**
- **Surcharge d'exploitation :** $Q = 1.5KN/m^2$**(d'après le DTR)**

Els : $q_s = G + Q$

$q_s = (5{,}33 + 1{,}5) \times 1m = 6{,}83KN/ml$

$$\begin{cases} \rho = 0{,}84 \\ \upsilon = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0{,}0589 \\ \mu_Y = 0{,}764 \end{cases}$$

Donc :

$M_x = u_x . q . L_x^2$ $M_X = 0,0589 \times 6,83 \times 1,63^2$ $M_X = 1.068KN.m$

$M_y = u_y . M_x .$ $My = 0.764 \times 1,68$ $M_y = 1,283KN.m$

- **Correction des moments**

$\mathbf{M_{xt}} = 0{,}85\ M_x = 0{,}85 \times 1{,}068 = 0{,}907KN.m$

$\mathbf{M_{yt}} = 0{,}85\ M_y = 0,85 \times 1{,}283 = 1{,}09KN.m$

a) Vérification de l'Etat limite d'ouverture des fissures :

(BAEL91 modifié99, article A.4.5.3).

La fissuration est peu nuisible la vérification n'es pas nécessaire.

b) État limite de compression de béton :

(BAEL91 modifié 99, article. A.4.5.2).

- **Sens x-x :**

Contrainte dans l'acier :

On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$\rho_1 = \frac{100 \times Ast}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155$

$\rho_1 = 0,155 \Longrightarrow K = 61, 92 \quad \Longrightarrow \beta = 0,935$

$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348$ MPa

$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{Ast \times \beta \times d} = \frac{0,907 \times 10^6}{201 \times 0,935 \times 130} = 37MPa< \overline{\sigma_{st}} = 348$ MPa.**Condition vérifiée**

Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15$MPa.

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K} = \frac{37}{61,92} = 0,597$MPa

$\sigma_{bc} = 0,597$MPa$< \overline{\sigma_{bc}} = 15$MPa. **Condition vérifiée.**

- **Sens Y-Y:**

Contrainte dans l'acier

$\sigma_{st} = \frac{M_a^t}{Ast \times \beta \times d} = \frac{1,09.10^6}{201 \times 0,935 \times 130} = 44.6$MPa

$\sigma_{st} = 44.6$MPa $< \overline{\sigma_{st}} = 348$ MPa.**Condition vérifiée.**

Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15$MPa.

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K} = \frac{8,22}{61.92} = 0,132$MPa

$\sigma_{bc} = 0,132$MPa$< \overline{\sigma_{bc}} = 15$MPa. **Condition vérifiée**

c) Vérification de la flèche :

(BAEL91 modifié 99, article B.6.5.2)

On peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées

$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times Mx} \Rightarrow \frac{15}{1,63} = 9,20 > \frac{0,907}{20 \times 1,068} = 0,0424 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0015 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Les deux conditions sont vérifiées, Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion :

Toutes les vérifications sont satisfaites. La dalle pleine sera ferraillée comme suit :

En travées

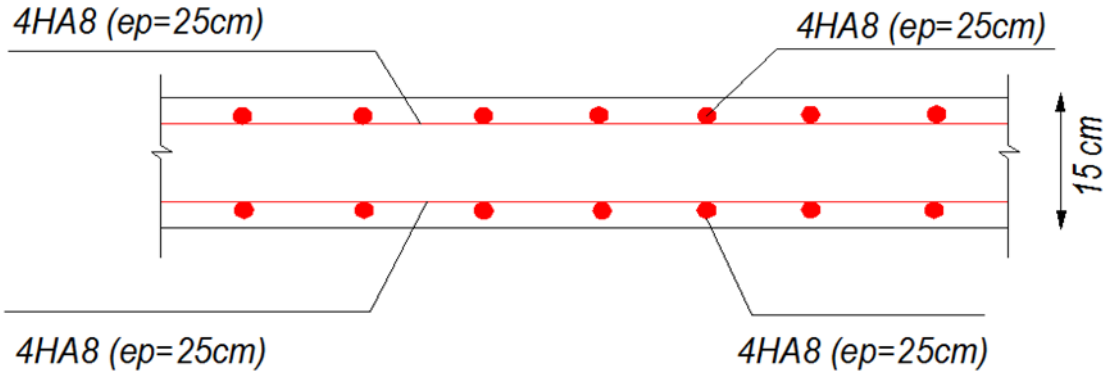
4HA8 (sens x-x) **S_t=25cm**

4HA8 (sens y-y) **S_t=25cm**

Aux appuis

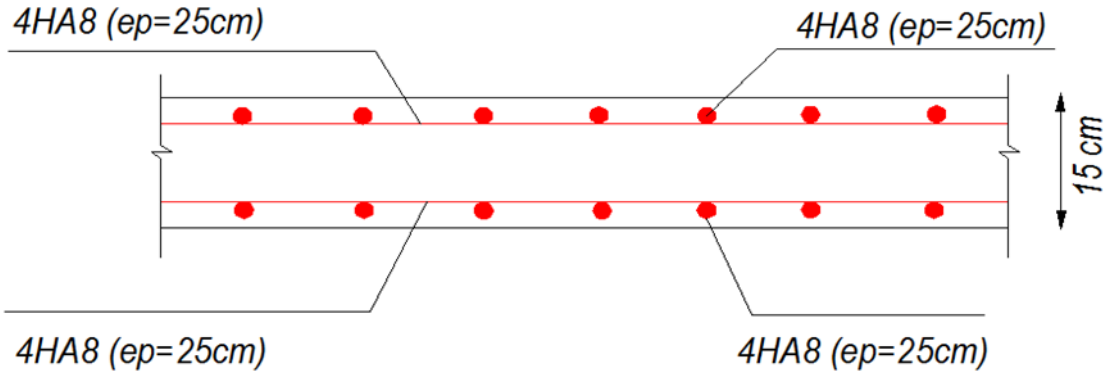
4HA8 (sens x-x) **S_t=25cm**

4HA8 (sens y-y) **S_t=25cm**



Lx=1.25m

Sens X-X



ly= 2.15m

Sens Y-Y

Figure III.3.B.2) Ferraillage dalle pleine hall ascenseur

III.3.C) Calcul de la dalle salle machine :

Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes ou des chargements vers les différents niveaux de la construction, elle est prévue pour les structures de cinq étages et plus. Les ascenseurs sont constitués de trois éléments essentiels :

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein
- La cabine
- Le contrepoids

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement V=1m/s, pouvant charger quatre personnes. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à (P = 9 tonnes = 90 KN), réparti sur une surface de (0.8×0.8) m² transmise par le système de l'ascenseur.

Figure III.C.1 : Ascenseur

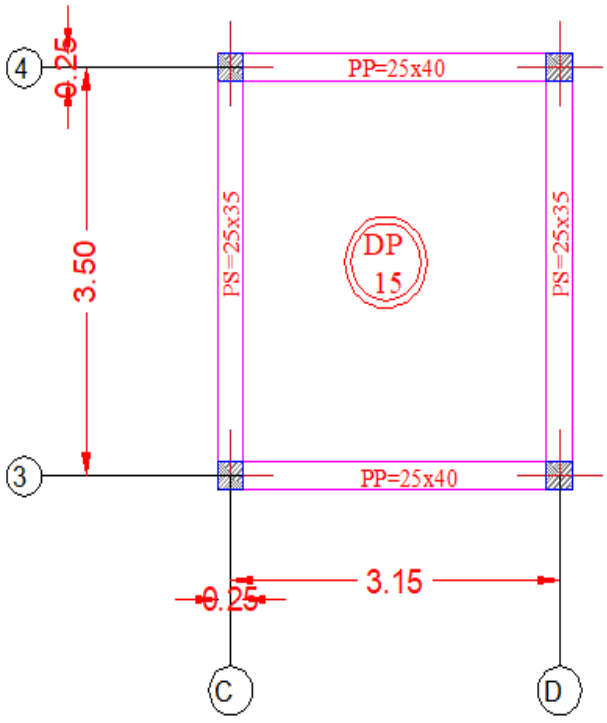


Figure III.C.2 Dalle salle machine

III.3.C.1) Pré-dimensionnement de la dalle pleine :

On a :

$$L_x = 3.15m \qquad L_y = 3.50m$$

- **Épaisseur de la dalle**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante :$\rho_x = \frac{L_x}{30} = \frac{315}{30} = 10.5cm$.

Remarque :

Le RPA 99 versions 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12cm$, on adopte une hauteur $\mathbf{h_t = 15cm}$.

III.3.C.2) Calcul de la dalle pleine :

III.3.C.2.1) Moment dus au poids propre :

L_x=315cm L_Y=350cm $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{315}{350} = 0.9$

$\mathbf{0.4 < \rho = 0.9 < 1} \Longrightarrow$ La dalle travaille suivant les deux directions.

$M_x = \mu_x .q.l_x^2$ ⟶ moment suivant la petite portée

$M_y = \mu_y . M_x$ ⟶ moment suivant la grande portée

Le coefficient μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ et du coefficient de Poisson υ

Etat limite ultime υ = 0

Poids de la dalle G=25x0.15=3.75KN/ml

Surcharge d'exploitation Q=1KN/ml

q_u=1.35(3.75)+1.5(1)=6.562kn/ml

μ_x =0.0458 μ_y =0.778

M_{ux1}=0.0458x6.5625x $(3.15)^2$=2.9821 KN.ml

M_{uy1}=0.778x2.9821=2.32 KN.m

Etat limite de service υ = 0.2

G=3.75 KN/ml

Q=1KN/ml

q_s=3.75+1=4.75KN/ml

μ_x =0.0529 μ_y =0.846

M_{sx1}=0.0529x4.75x $(3.15)^2$=2.493KN.mlM_{sy1}=2.109KN.m

III.3.C.2.2) Moments dus à la charge localisée :

La dalle repose sur 04 appuis et elle est soumise à la charge permanente localisée centrique agissant sur un rectangle (UxV) qui est la surface d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Calcul de U et V :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2.\xi.e + h_0 \\ V = V_0 + 2.\xi.e + h_0 \end{cases}$$

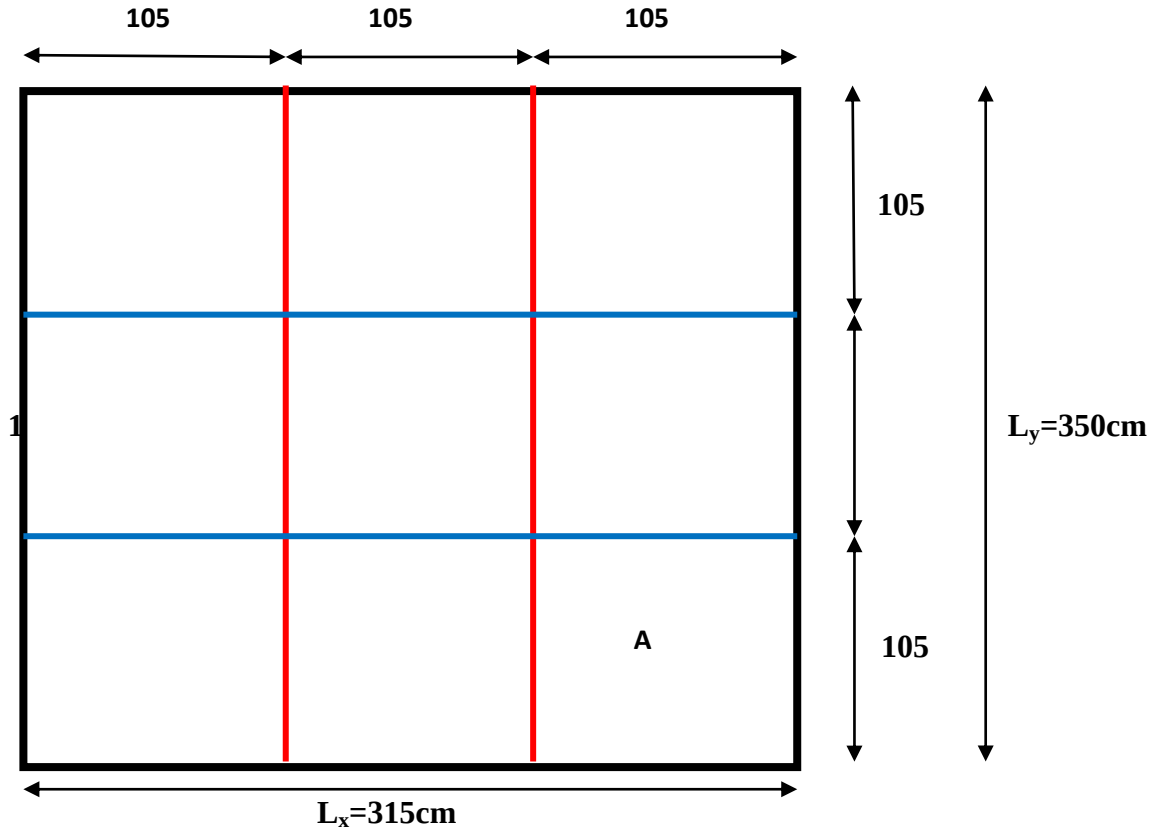
- ξ: Coefficient de la nature de revêtement $\Longrightarrow \xi = 1$ (car le revêtement est aussi solide que le béton). e : épaisseur du revêtement (e= 5cm).
- h_0 : Épaisseur de la dalle.
- $U_0 = V_0 = 80cm$: surface de contact, zone dans laquelle P est concentrée

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}. \\ V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}. \end{cases}$$

Sachant que la surcharge (que nous allons appeler A) est excentrée , nous allons utiliser l'artifice de RESAL pour déterminer les moments M_x et M_y.

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y.

$\mathbf{0.4 < \rho = 0.9 < 1} \Longrightarrow$ La dalle travaille suivant les deux directions



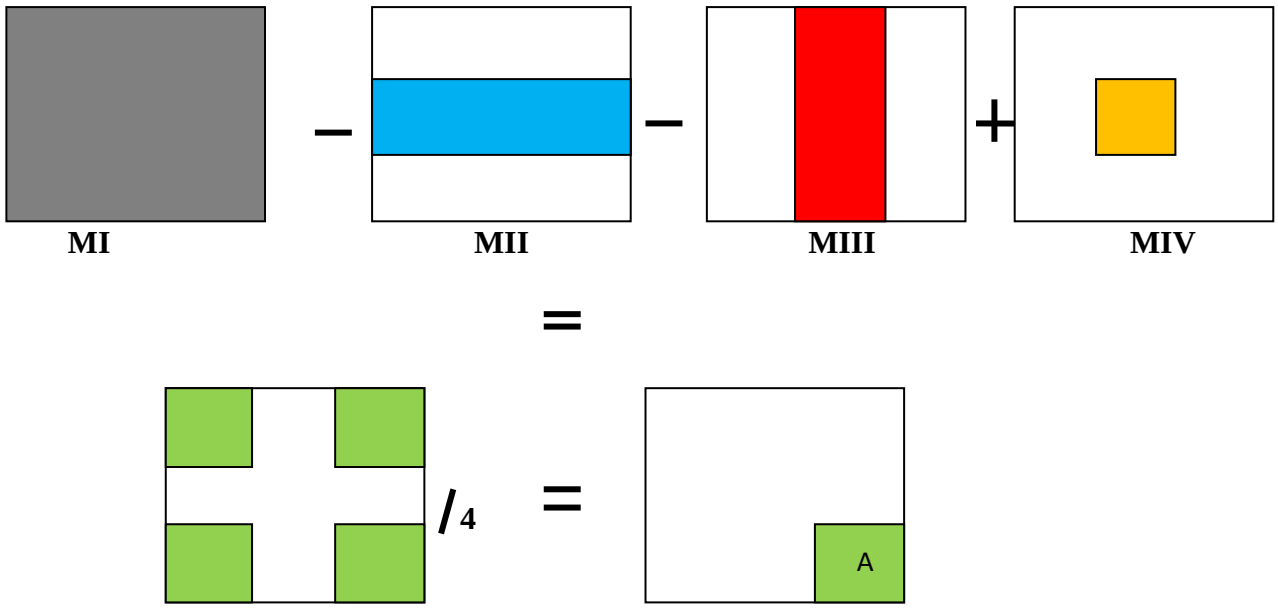


Figure III.C.2 : Méthode de calcul d'une charge excentrée

Les moments provoqués par la surcharge A:

$M_x^A = \frac{M_x^I - M_x^{II} - M_x^{III} + M_x^{IV}}{4}$ et $M_y^A = \frac{M_y^I - M_y^{II} - M_y^{III} + M_y^{IV}}{4}$

1- Calcul de la charge I à l'E.L.U:

$$P_I = P\frac{U_I \times V_I}{U \times V} = P\frac{3x105 \times 350}{105x105} = 10P$$

B est une surcharge: $P_I = 1.5 \times 90 = 1.5 \times 90 = 135[kN]$

$$P_I = 10 \times 135 = 1350\ KN$$

a- Calcul des coefficients M_1 et M_2

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2.5} = 0.8$$

$\frac{U_I}{l_x} = \frac{3U}{315} = 1$

$\frac{V_I}{l_y} = \frac{350}{l_y} = 1$

Tableau →

$M_1 = 0.042$

$M_2 = 0.032$

b- Calcul des moments au centre du panneau:

E.L.U $\Rightarrow \mu = 0$; $P_I = 1350$ [kN] donc :

$$M_x^I = (M_1 + \mu M_2) = 1350(0.082) = 56.7[\text{kN.m}]$$

$$M_y^I = (M_2 + \mu M_1) = 1350(0.032) = 43.2[\text{kN.m}]$$

E.L.S $\Rightarrow \mu = 0.2$; $P_I = 900$ [kN] donc :

$$M_x^I = (M_1 + \mu M_2) = 37.8[\text{kN.m}]$$

$$M_y^I = (M_2 + \mu M_1) = 28.8[\text{kN.m}]$$

2) Calcul de la charge II à l'E.L.U:

$$P_{II} = P\frac{U_{II}\times V_{II}}{U\times V} = P\frac{315x140}{105 \text{ x } 105} = 4P$$

$$P_{II} = 3 \times 135 = 405 \text{ KN}$$

a- Calcul des coefficients M_1 et M_2

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2.5} = 0.8$$

$\frac{U_{II}}{l_x} = \frac{315}{315} = 1$

$\frac{V_{II}}{l_y} = \frac{140}{350} = 0.4$

Tableau $\rightarrow$ $M_1 = 0.063$; $M_2 = 0.056$

b- Calcul des moments au centre du panneau:

E.L.U $\Rightarrow \mu = 0$; $P_{II} = 405$ [kN] donc :

$$M_x^{II} = (M_1 + \mu M_2) = 405(0.063) = 34.02[\text{kN.m}]$$

$$M_y^{II} = (M_2 + \mu M_1) = 405(0.056) = 30.24[\text{kN.m}]$$

E.L.S $\Rightarrow \mu = 0.2$; $P_I = 360$ [kN] donc :

$$M_x^I = (M_1 + \mu M_2) = 22.68[\text{kN.m}]$$

$$M_y^I = (M_2 + \mu M_1) = 20.16[\text{kN.m}]$$

3) Calcul de la charge III à l'E.L.U:

$$P_{III} = P\frac{U_{III}\times V_{III}}{U\times V} = P\frac{105x350}{105\ x\ 105} = 450KN$$

$$P_{III} = 450\ KN$$

a- Calcul des coefficients M_1 et M_2

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2.5} = 0.8$$

$\frac{U_{III}}{l_x} = \frac{105}{315} = 0.3$

$\frac{V_{III}}{l_y} = \frac{350}{350} = 1$

Tableau → $M_1 = 0.084$; $M_2 = 0.06$

b- Calcul des moments au centre du panneau:

E.L.U $\Rightarrow \mu = 0$; $P_{III} = 450$ [kN] donc :

$$M_x^{III} = (M_1 + \mu M_2) = 450(0.084) = 37.8[kN.m]$$

$$M_y^{III} = (M_2 + \mu M_1) = 450(0.06) = 27[kN.m]$$

E.L.S $\Rightarrow \mu = 0.2$; $P_I = 300$ [kN] donc :

$$M_x^{I} = (M_1 + \mu M_2) = 25.2[kN.m]$$

$$M_y^{I} = (M_2 + \mu M_1) = 18[kN.m]$$

4) Calcul de la charge IV à l'E.L.U:

$$P_I = P\frac{U_{IV}\times V_{IV}}{U\times V} = 180KN$$

a- Calcul des coefficients M_1 et M_2

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2}{2.5} = 0.8$$

$\frac{U_{VI}}{l_x} = \frac{105}{315} = 0.3$

$\frac{V_{VI}}{l_y} = \frac{140}{350} = 0.4$

Tableau → $M_1 = 0.134$; $M_2 = 0.11$

b- Calcul des moments au centre du panneau:

E.L.U $\Rightarrow \mu = 0$; $P_I = 180$ [kN] donc :

$$M_x^I = (M_1 + \mu M_2) = 180(0.134) = 24.12[\text{kN.m}]$$

$$M_y^I = (M_2 + \mu M_1) = 180(0.11) = 19.8[\text{kN.m}]$$

E.L.S $\Rightarrow \mu = 0.2$; $P_I = 120$ [kN] donc :

$M_x^I = (M_1 + \mu M_2) = 16.08[\text{kN.m}]$

$M_y^I = (M_2 + \mu M_1) = 13.2[\text{kN.m}]$

Les moments à l'ELU dus à A :

$M_x^A = \frac{M_x^I - M_x^{II} - M_x^{III} + M_x^{IV}}{4} = \frac{56.7 - 34.02 - 37.8 + 24.12}{4}$

$M_x^A = 2.25$ KN.m

$$M_y^A = \frac{M_y^I - M_y^{II} - M_y^{III} + M_y^{IV}}{4} = \frac{43.2 - 30.24 - 27 + 19.8}{4}$$

$M_y^A = 1.44$KN.m

III.3.C.2.3) Calcul des moments à l'ELU dus à la charge excentrée (A) :

$M_x^A = 1.5$ KN.m

$M_y^A = 0.96$KN.m

Superposition des moments :

ELU

M_x =2.25+2.9821=5.2321 KN.m

M_y= 1.44+2.32=3.3408KN.m

ELS

M_x =2.493+1.5=3.993 KN.m

M_y= 2.109+0.96=3.069KN.m

Correction des moments :

Afin de tenir compte des semis-encastrements de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leurs affectant le coefficient (0.75) en travée et (0.5) aux appuis.

ELU: **ELS:**

M_a=0.5x5.2321 =2.616KN.m M_a=0.5x3.993 = 1.996KN.m

M_{ty}=0.75x3.3408=2.5KN.m M_{ty}=0.75x3.069=2.302KN.m

M_{tx}=0.75x5.2321=3.924KN.m M_{tx}=0.75x3.993=2.994KN.m

III.3.C.3) Ferraillage à L'ELU :

1) Détermination de la section des armatures

- **sens de la petite portée (x-x) :**

- **En travée :**

On a: $d = h - c = 15 - 2 = 13$ cm , c = 2cm , b =100 cm , $M_x^t = 3.924KN.m$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{3.924 \times 10^6}{1000 \times \overline{130}^2 \times 14.2} = 0.016$$

$\mu_b < \mu_l$ =0.392 La section est simplement armée.

$\mu = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{3.924\times10^6}{0.992\times130\times348} = 87.43mm^2$$ A_t=0.87cm2

Soit : **4HA8 =2.01cm²** avec **St = 25cm.**

- **Aux appuis :**

$$M_x^a = 2.616KN.m$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2.616 \times 10^6}{1000 \times \overline{130}^2 \times 14.2} = 0.01$$

$\mu_b < \mu_l$ =0.392 La section est simplement armée.

$\mu = 0.01 \Rightarrow \beta = 0.999$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{2.616\times10^6}{0.999\times130\times348} = 57.88\ mm^2$$ A_a=0.58cm²

Soit : **4HA8 =2.01 cm²** avec **St = 25cm.**

➢ **sens de la grande portée (y-y) :**

- **En travée :**

$$M_y^t = 2.5KN.m$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2.5 \times 10^6}{1000 \times \overline{130}^2 \times 14.2} = 0.01$$

$\mu_b < \mu_l$ =0.392 $\Rightarrow$ La section est simplement armée.

μ = 0.01 $\Rightarrow \beta$ = 0.995

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{2.5 \times 10^6}{0.995 \times 130 \times 348} = 55.54mm^2$$

$$At = 0.56cm2$$

Soit : **4HA8 =2.01 cm^2** avec **St = 25cm.**

Soit : **4HA8 =2.01 cm^2** avec **St = 25cm.**

- **Aux appuis :**

$$M_x^a = 2.616KN.m$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{2.616 \times 10^6}{1000 \times \overline{130}^2 \times 14.2} = 0.01$$

$\mu_b < \mu_l$ =0.392 La section est simplement armée.

μ = 0.01 $\Rightarrow \beta$ = 0.999

$A_a = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{2.616 \times 10^6}{0.999 \times 130 \times 348} = 57.88$ mm^2 A_a =0.58cm^2

Soit : **4HA8 =2.01 cm^2** avec **St = 25cm.**

Tableau récapitulatif :

Zone	Sens	M_u	$A_{calculée}$	$A_{adoptée}$	St
Appuis	x-x	2.616	0.58	2.01	25
Travée	x-x	3.924	0.87	2.01	25
Appuis	y-y	2.616	0.56	2.01	25
Travée	y-y	2.5	0.58	2.01	25

Tableau III.3.C.1 : Tableau récapitulatif du ferraillage de la dalle salle machine

III.3.C.4) Vérification à l'ELU :

Condition de non-fragilité :

(BAEL91 modifié 99, article B.7.4).

$$A_{min} \geq \frac{\rho_0 . b . ht}{2(3-\rho)}$$

Avec :

A_{min} : Section minimale d'armatures ;

ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe F_e E400.

- **Sens (x-x) :**

$$A^x_{min} \geq 0.0008 \times 100 \times 15/2(3-0.9) = 0.292 cm^2$$

- **En travée :**

$A^x_{min} = 0.292\ cm^2 < A_t = 2.01 cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Aux appuis :**

$A^x_{min} = 0.292\ cm^2 < A_a = 2.01 cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Sens (Y-Y)**

$A_{min} \geq \rho_0 x b x h_t$

$A_{min} \geq 0.0008x100x\ 15=1.2$

- **En travée :**

$A^x_{min} = 1.2\ cm^2 < A_t = 2.01 cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Aux appuis :**

A^{x}_{min} =1.2 cm² <A_a =2.01cm²⟹**Condition vérifiée.**

Diamètre maximal des armatures :

(BAEL91modifié 99, article A.7.21)

$$\emptyset_{max} \leq \frac{h_t}{10}$$

$\emptyset_{max} = 10mm \leq \frac{150}{10} = 15mm$**Condition vérifiée.**

Espacements des armatures :

(BAEL91modifié 99 (Art A.8.2.42).

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

- **Armatures principales**

$St \leq \min\{2.h;25cm\}$

St = 25cm ≤ min {30cm, 25cm} **Condition vérifiée.**

- **Armatures de répartitions**

$St \leq \min\{3.h;33cm\}$

St = 25cm ≤ min {45cm, 33cm}**Condition vérifiée**

A. Vérification de non-poinçonnement :

(BAEL91modifié 99, article A.5.2.42).

La condition de non-poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0{,}045\,\mu_c\ \ h\ \ f_{c28}}{\gamma_b}$$

- $\mathbf{q_u}$: Charge de calcul à L'ELU ;

- $\mathbf{\mu_c}$: Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen ;

-h : Épaisseur totale de la dalle.

$\mu_c = 2\,(U+V) = 2\times(1.05\times 1.05) = 4.2\text{m}.$

$$\frac{0{,}045\times 4{,}2\times 0{,}15\times 25000}{1{,}5} = 472.5\ \text{KN}$$

$q_u = 1.5(90) = 135\ \text{KN} \leq 472.5\ \text{KN}$ **Condition vérifiée.**

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

A. Vérification de la contrainte tangentielle :

(BAEL91modifié 99, article A.5.2.2)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = 0.07\times\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

b =1m; d= 0.9 h_t= 0.9×15 = 13.5 cm

Au milieu de U :

$T_u = P_u/3V = 135/3x1.05 = 42.85\text{KN}$

Au milieu de V :

$T_u = P_u/(2V+U) = 135/(2x1.05+1.05) = 42.857\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{42.857\times 10^3}{1000\times 135} = 0{,}317\,\text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.07\times\frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07\times\frac{25}{1{,}5} = 1{,}167\,\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.317\ \text{MPA} < \overline{\tau_u} = 1{,}167\,\text{MPa}$ **Condition vérifiée.**

III.3.C.5) Vérification à l'ELS :

État limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers

Vérification des contraintes dans le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\times f_{c28} = 15MPa.$

Vérification des contraintes dans les aciers : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$\overline{\sigma_s} = fe/\gamma_s = 400/1.15 = 348MPA$

- **Sens (x-x) :**
- **Auxappuis** :

Mt =2.616KN.m. At = 2.01cm^2

$\rho_1 = \frac{100\times A^t}{b\times d} = \frac{100\times 2.01}{100\times 13} = 0.155$ k = 61.92et $\beta = 0.935$

$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{Ast\times\beta\times d} = \frac{2.616\times10^6}{201\times0.935\times130} = 107.074MPa < 348$ **Condition vérifiée**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K} = \frac{107.074}{61.92} = 1.729$ MPa< 15 MPA **Condition vérifiée.**

- **En travée :**

Ma =3.924KN.m Aa = 2,01 cm^2

$\rho_1 = \frac{100\times Aa}{bd} = \frac{100\times 2,01}{100\times 13} = 0,155 \Rightarrow$ k = 61.92et $\beta = 0.935.$

$\sigma_{st} = \frac{M_a^a}{Ast\times\beta\times d} = \frac{3.924\times10^6}{201\times0.935\times130} = 160.611MPa < 348$ **Condition vérifiée**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K} = \frac{160.611}{61.92} = 2.593MPa < 15$ MPA **Condition vérifiée.**

- **Sens (y-y) :**
- **En travée** :

Mt =2.5 KN.m. At = 2.01cm^2

$\rho_1 = \frac{100 \times A^t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155$ k = 61.92 et $\beta = 0.935$

$\sigma_{st} = \frac{M_y^t}{Ast \times \beta \times d} = \frac{2.5 \times 10^6}{201 \times 0.921 \times 130} = 103.882 MPa < 348$ **Condition vérifiée**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K} = \frac{103.882}{61.92} = 1.677 MPa < 15$ MPA **Condition vérifiée.**

- **Aux appuis :**

Ma =3.924KN.m Aa = 2,01 cm^2

$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \Rightarrow$ k = 61.92et $\beta = 0.935$.

$\sigma_{st} = \frac{M_a^a}{Ast \times \beta \times d} = \frac{3.924 \times 10^6}{201 \times 0.935 \times 130} = 160.611 MPa < 348$ **Condition vérifiée**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K} = \frac{160.611}{61.92} = 2.593 MPa < 15$ MPA **Condition vérifiée.**

Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées **:**

$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20Mx}$; $\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$

- h : hauteur de dalle.
- Mtx : Moment en travée de la dalle continue dans la directionl_x.
- Mx : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale à (1m).
- Ax : Section d'armature par bande de largeur égale à 1(m).
- d : hauteur utile de la bande.
- b : la largeur de bande égale a (1m).

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{315} = 0.0476 > \frac{0.85 \times M_x}{20 \times M_x} = 0.0425$$ **Condition vérifiée.**

$$\frac{A_x}{h \times b} = \frac{2.01}{100 \times 15} = 0.00134 < \frac{2}{400} = 0.005$$ **Condition vérifiée.**

$\Rightarrow$ Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion :

Le ferraillage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

- **Sens x-x :**

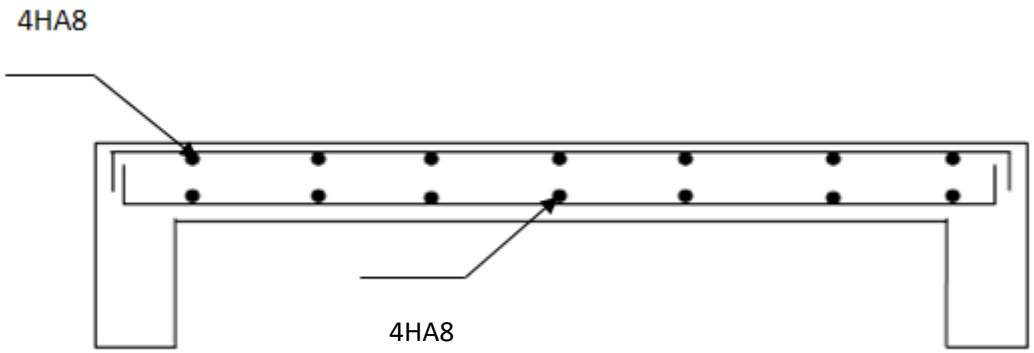
En travée : 4HA8 (St= 25 cm).

Aux appuis : 4HA8 (St= 25 cm).

- **Sens y-y :**

En travée : 4HA8 (St= 25 cm).

Aux appuis : 4HA8 (St= 25 cm).



FigureIII.C.3 : ferraillage de la dalle salle machine sens X-X et Y-Y

III.4) Calcul de la toiture

Introduction :

La charpente est l'ensemble des pièces en bois (pannes, chevron, liteaux……) qui portent les couvertures, les charpentes présentent diverses formes et différentes pente d'inclinaison suivantes les régions et les types de couvertures.

Notre bâtiment comporte une charpente en bois qui supporte une couverture en tuiles mécaniques, elle représente deux versants inclinés d'un angle de 22.34°.

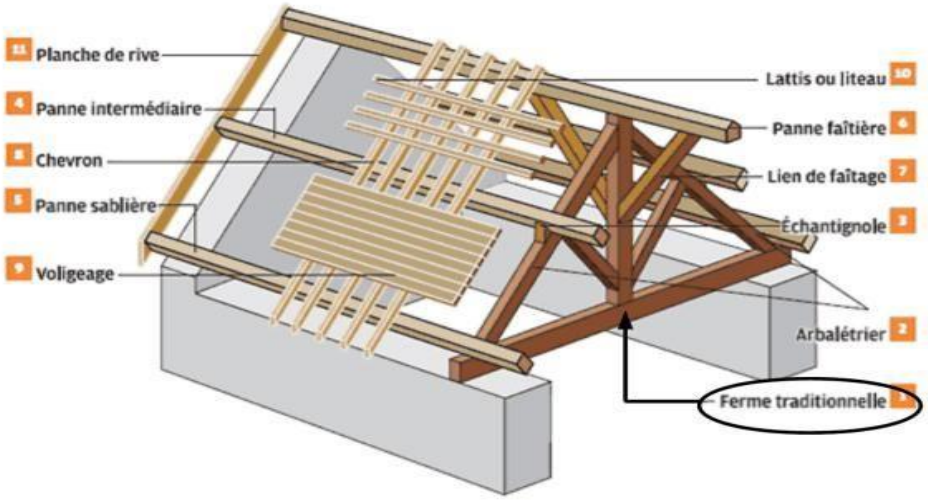


Figure III.4.1 : Principaux termes relatifs à une toiture

III.4.1) Détermination des charges (DTR B.C 22)

➢ Charge permanentes

Poids propre des tuiles et des liteaux …….Gt=0.45 Kn/m².

Poids propre des pannes et des chevrons……..Gp=0.1 Kn/m².

G=Gt+Gp

G=0.45+0.1

G=0.55 Kn/m²

- **Charge d'exploitation :**

  Poids de la neige…… **Q= 1 Kn/m²**

- **Combinaisons des charges :**

  - **A l'état limite ultime ELU :**

    qu = 1.35G+1.5Q

    qu = 1.35 (0.55)+1.5(1)

    qu= 2.242 Kn/m²

  - **A l'état limite service ELS :**

    qu = 1G+1Q

    qu = 1 (0.55)+1(1)

    qu= 1.55 Kn/m²

- **Chois des sections :**

  Le choix des sections des éléments sont conditionnées par le marché, c'est pour cela que notre ce porteras sur les sections les plus commercialisées

  Les pannes (100 x 250) mm²

  Les chevrons (40 x 60) mm²

  Les liteaux (30 x 30) mm²

III.4.2) Calcul des éléments de la toiture :

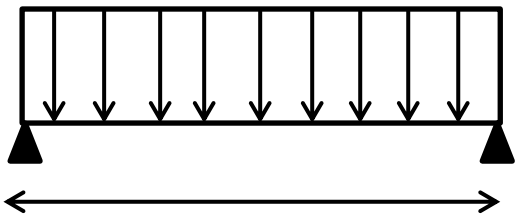
III.4.2.1) Calcul des pannes

a) Définition :

Les pannes sont des pièces de bois horizontales appuyées sur les poutres, elles portent sur les chevrons .On distingue trois type de panne :

La panne faîtière, les pannes sablières et les pannes intermédiaires (pannes courante)

b) Les efforts aux pannes :



Espacements des pannes $1.20 \leq ep \leq 1.80m$ on opte esp=1.50m

La portée des pannes est de l=3.50m

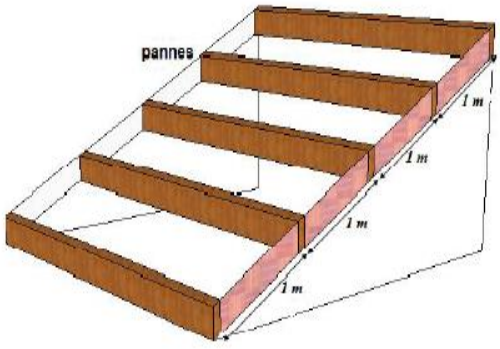
qp= qu x ep

qp= 2.242 x 1.50

qp= 3.363 KN/ml

c) Dimensionnement de la panne :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses extrémités. Elle travaille en flexion déviée sous la charge qp



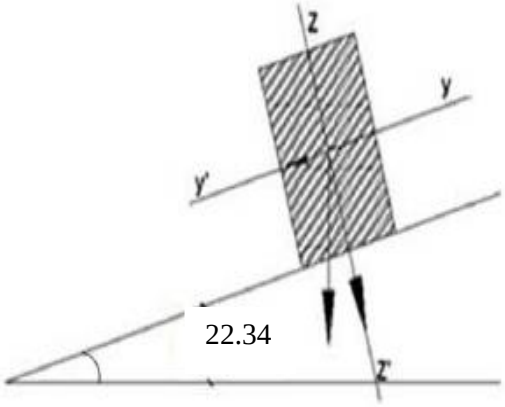


Figure III.4.2 : Disposition des pannes sur les poutres

a) Détermination de qz

Suivant l'axe Y-Y :

qy = qp x sinα = 3.363 x sin (22.34)

qy = 1.278 KN/ml

Suivant l'axe X-X :

qz = qp x cosα= 3.363 x cos (22.34)

qz = 3.110 KN/ml

b) Moment de flexion :

$$\mathbf{Mfy} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{3.110 \times 3.50^2}{8} = \mathbf{4.762\ KN/m^2}$$

$$\mathbf{Mfz} = \frac{qy \times l^2}{8} = \frac{1.278 \times 3.50^2}{8} = \mathbf{1.956\ KN/m^2}$$

c) Vérification de la section de la panne :

La section de la panne est de (120x250) mm²

d) Vérification de la contrainte admissible du bois :

On doit vérifiée que :

$$\sigma f = \frac{Mfy}{Izz'} + \frac{Mfz}{Iyy'} \leq \overline{\sigma f}$$

Nous utilisons le bois de sapin de catégorie I et d'après CB71. La contrainte admissible forfaitaire σf dans ce bois travaille en flexion déviée est de

$$\overline{\sigma f} = 142\ dan/cm^2$$

e) Calcul des modules de résistance :

$Wy = \frac{Iyy'}{V} = \frac{bh^3/_{12}}{h/_2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10x25^2}{6} = 1041.667$

$Wy=1041.667cm^2$

$Wz = \frac{Izz'}{V} = \frac{bh^3/_{12}}{h/_2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{25x10^2}{6} = 416.667$

$Wz=416.667cm^2$

On aura donc:

$\sigma f= \frac{Mfz}{Izz'} + \frac{Mfy}{Iyy'}$

$\sigma f= \frac{1.956 \times 10^3}{416.667} + \frac{4.762 \times 10^3}{1041.667} = 46.943+45.715$

$\sigma f= 92.658$ dan/cm²

On a : $\sigma f=92.658 < \overline{\sigma f}= 142$ dan/cm²……**condition vérifiée**

f) Vérification de la flèche DTR C2.46 chapitre 4.31 (Art 4.9.62/CB71)

La vérification de la fléchez se fera sous la combinaison suivante

G+Q

La flèche admissible de la panne est de : $f = \frac{l}{200} = \frac{350}{200} = 1.75cm$

La flèche est donnée par cette formule :

$f = \frac{5 \times \sigma f \times lp^2}{48 \times Ef \times h/_2}$

Avec:

Ef : Module de déformation du béton

$Ef = 11000\sqrt{142} = 131080.128$ dan/cm²

Alors :

$$f = \frac{5 \times 92.656 \times 350^2}{48 \times 131080.128 \times {}^{25}/_{2}} = 0.721 \text{ cm}$$

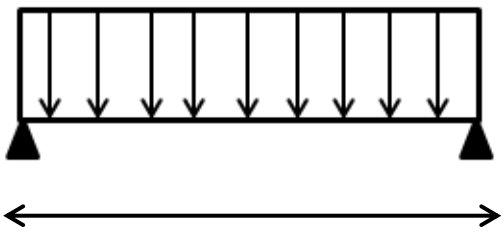
f = 0.721 < f adm= 1.75 cm……**condition vérifiée**

Conclusion : La section de la panne choisie est admise

III.4.2.2) Calcul des chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis

a) Effort revenant aux chevrons :



1m

Espacements des pannes $0.20 \leq ep \leq 0.60$m on opte esp=0.40m

La portée des chevrons est de lc=1 m

Gc = b x h x ρ ⟶ avec ρ bois = 6 Kn/m^3

Gc = (0.04 x 0.06) x 6.5 = 0.0156 Kn/ml

G=Gc+Glit = (0.04 x 0.06) x 6.5 + 0.45 x 0.4 = 0.1956 ⟶ **G=0.1956 N/ml**

Q= 0.40 x 1 = 0.4 ⟶ **Q=0.40 KN/ml**

- **A l'état limite ultime ELU**

qc = 1.35G + 1.5Q

qc = 1.35 (0.1956) + 1.5 (0.4)=0.864

qc = 0.864 KN/m²

- **A l'état limite ultime ELS**

qc = 1G + 1Q

qc = 1 (0.1956) + 1(0.4)=0.595

qc = 0.595 KN/m²

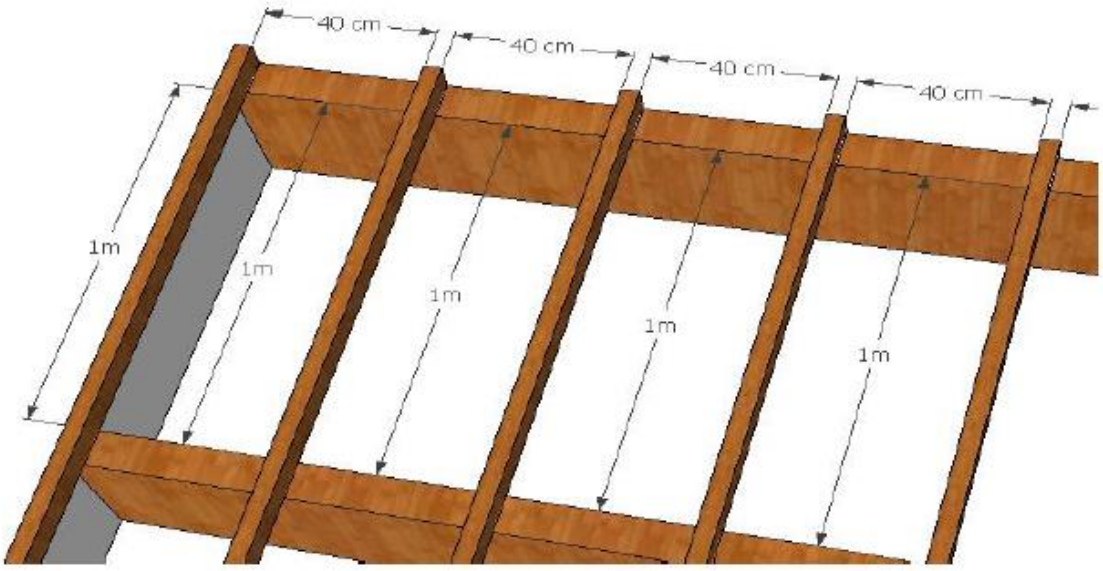


Figure III.4.3 : Disposition des chevrons sur les pannes

b) Détermination des moments fléchissant :

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travée ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

Aux appuis Mfa = 0.8M0

En travée Mft = 0.66M0

Avec $M0 = \frac{qc \times l^2}{8} = \frac{0.864 \times 1.00^2}{8} = 0.108$ M0=0.108KN.m

Ce qui donne :

Mfa = 0.00864 KN.m

Mft = 0.0712 KN.m

c) Vérification de la contrainte admissible :

On doit vérifier que :

$$\sigma f = \frac{Mf}{I/V} \leq \overline{\sigma f} = 142 \text{ dan/cm}^2$$

d) Calcul des modules de résistance :

$W = \frac{I}{V} = \frac{b.h^2}{6} = \frac{4 \times 6^2}{6} = 24\text{cm}^2$

Alors on aura :

Aux appuis :

$\sigma f = \frac{0.0864 \times 10^4}{24} = 36\text{dan/cm}^2 \leq \sigma f = 142 \text{ dan/cm}^2$

En travée :

$\sigma f = \frac{0.0712 \times 10^4}{24} = 29.667 \text{ dan/cm}^2 \leq \sigma f = 142 \text{ dan/cm}^2$

e) Vérification de la flèche :

La flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couvertures (chevron ; liteaux) à pour valeur

La flèche admissible de chevron est de : $f = \frac{l}{200} = \frac{100}{200} = 0.5cm$

La flèche est donnée par cette formule :

$f = \frac{5 \times \sigma f \times lp^2}{48 \times Ef \times {}^{h}/_{2}}$

Avec:

Ef : Module de déformation du béton

Ef = $11000\sqrt{142}$ = 131080.128 dan/cm²

Alors :

$$f = \frac{5 \times 36 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times {}^{6}/_{2}} = 0.0785 \text{ cm}$$

f = 0.0785 < f adm= 0.5 cm……**condition vérifiée**

Conclusion : La section de chevron choisie est admise

III.4.2.3) Calcul des liteaux :

Le calcul des liteaux se fera en flexion déviée.

- ELU : qli = 1.35G + 1.5Q= 1.35(0.45)+1.5(1)=2.107

  ELU qu = 2.017 LN/m²

- ELS qlit= 1G+1Q= 0.45+1=1.45

  ELS : qs = 1.45 KN/m²

a) Effort revenant aux liteaux

Espacements des liteaux est prise égale à el = 32 cm

La portée de linteaux est de l=40cm

ql = qu x el = 2.10 x 0.32 = 0.674 KN/ml

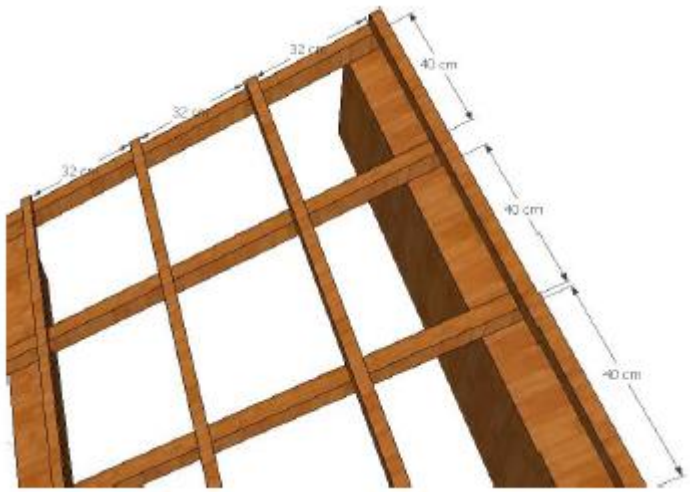


Figure III.4.4 : Disposition des liteaux sur les chevrons

b) Détermination de q

Suivant l'axe Y-Y :

qly = ql x sinα = 0.674 x sin (22.34

qy = 0.256 KN/ml

Suivant l'axe X-X :

qlz = ql x cosα= 0.674 x cos (22.34)

qz = 0.623 KN/ml

c) Moment de flexion :

$$\mathbf{Mfy} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{0.623 \times 0.32^2}{8} = \mathbf{7.974 \times 10^{-3}\ KN.m}$$

$$\mathbf{Mfz} = \frac{qy \times l^2}{8} = \frac{0.256 \times 0.32^2}{8} = \mathbf{3.276 \times 10^{-3}\ KN.m}$$

d) Vérification de la contrainte admissible du bois

On doit vérifiée que :

$$\sigma f = \frac{Mfy}{Izz'} + \frac{Mfz}{Iyy'} \leq 142\ dan/cm^2$$

e) Calcul des modules de résistance

$$W = \frac{I}{V} = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On aura donc:

$$\sigma f = \frac{Mfz}{Izz'} + \frac{Mfy}{Iyy'}$$

$$\sigma f = \frac{7.974 \times 10^3}{4.5} + \frac{3.276 \times 10^3}{4.5} = 17.72 + 7.28 = 25$$

$\sigma f = 25$ dan/cm²

On a : $\sigma f = 25 < \overline{\sigma f} = 142$ dan/cm²……**condition vérifiée**

f) Vérification de la flèche DTR C2.46 chapitre 4.31 (Art 4.9.62/CB71)

La vérification de la fléchez se fera sous la combinaison suivante

G+Q

La flèche admissible de la panne est de : $f = \frac{l}{200} = \frac{40}{200} = 0.20$cm

La flèche est donnée par cette formule :

$$f = \frac{5 \times \sigma f \times lp^2}{48 \times Ef \times {}^{h}/_{2}}$$

Avec:

Ef : Module de déformation du béton

$Ef = 11000\sqrt{142} = 131080.128$ dan/cm²

Alors :

$$f = \frac{5 \times 25 \times 40^2}{48 \times 131080.128 \times {}^{3}/_{2}} = 0.0211 \text{ cm}$$

$f = 0.0211 < f\,adm = 0.2$ cm……**condition vérifiée**

Conclusion : La section de liteaux choisie est admise

III.4.4) Assemblage de la charpente :

Un assemblage doit être en mesure de transmettre les sollicitations calculées (effort tranchant, moments fléchissant……..), entre les éléments de la toiture.

Types d'assemblages :

- Liaison par contacte bois sur bois transmettant essentiellement des efforts de compression, il s'agit d'un assemblage dit « traditionnels ».
- Liaison par organes d'assemblage : les organes d'assemblage comprennent notamment type tige, pointes, boulons, broches ,vis…… ect
- Assemblage collés.

  Dans notre projet nous optons pour un assemblage cloué, et donc l'assemblage des charpentes traditionnel.

Assemblage cloué (traditionnels) :

Règle de calcul et de conception des charpentes en bois CB71/juin 84Art4, 62-12

Les assemblages traditionnels fonctionnent en mobilisant le contact bois sur bois et le frottement de la zone d'assemblage. Ils permettent principalement d'assurer la transmission des efforts de compression**.**

Art4, 62 C.B/71/juin 84 : il y'a intérêt pour éviter le fendage de prendre les précautions suivants :

- ✓ Diminuer le nombre de cloue sur les fils.
- ✓ Commencer l'enfoncement des clous par des files extérieures et par des clous d'ordre pair.
- ✓ L'usage de clous à pointes coupées ou écrasées limite les risques de fendage, mais diminue la force portante des clous.

le diamètre des pointes à utiliser sont en fonction des facteurs suivants :

- Epaisseur de la pièce la plus mince.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois en œuvre.

Le diamètre « d » des pointes doit être faible que possible et ne pas dépasser les valeurs suivantes :

	Épaisseur (mm)	Diamètre (mm)
Bois tendre en bois frais et sciage	e≤ 30 mm	$d \leq \frac{e}{7}$
	e> 30 mm	$d \leq \frac{e}{9}$
Bois durs et bois secs	e≤ 30 mm	$d \leq \frac{e}{9}$
	e> 30 mm	$d \leq \frac{e}{11}$

Tableau III.4.1 : Diamètre des clous selon le type du bois utilisé

Avec :

e : l'épaisseur de la pièce

d : le diamètre des clous

Avec D le diamètre des clous et en fonction de l'épaisseur du bois.il est donné par les formules suivantes :

D= a/7, si le bois est sapin.
a/9, si le bois est moyen (pin sec)
a/11, si le bois est dur (chéne)

Avec : a : l'épaisseur du bois le plus mince.

Le bois utilisé pour notre cas est le bois sapin. Donc le diamètre des clous qui seront utilisés pour cloués les liteaux aux chevrons sont :

D=a/7 et $D \leq \frac{30}{7} = 4.285mm$

Remarque :

- ✓ L'évacuation des eaux seront assurées par des gouttières qui sont prévus par les rives de la toiture.
- ✓ Il est déconseillé de clouer sur un bois humide.

Chapitre IV :

Étude de Contreventement

Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures Pouvant résister à de tels phénomènes, d'où l'apparition de la construction parasismique.

Ainsi afin d'assurer la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent et le séisme un système de contreventement est étudié et mis en place.

Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité.

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré par

- Des murs de refend plein ou avec ouverture,
- Des portiques (poteaux poutre)
- Une combinaison de ces éléments.

Notre structure est composée de portiques et de voiles disposés dans deux sens (longitudinaux et transversaux), et cela nous amène à déterminer le pourcentage de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique; voile), afin de connaître le type de contreventement.

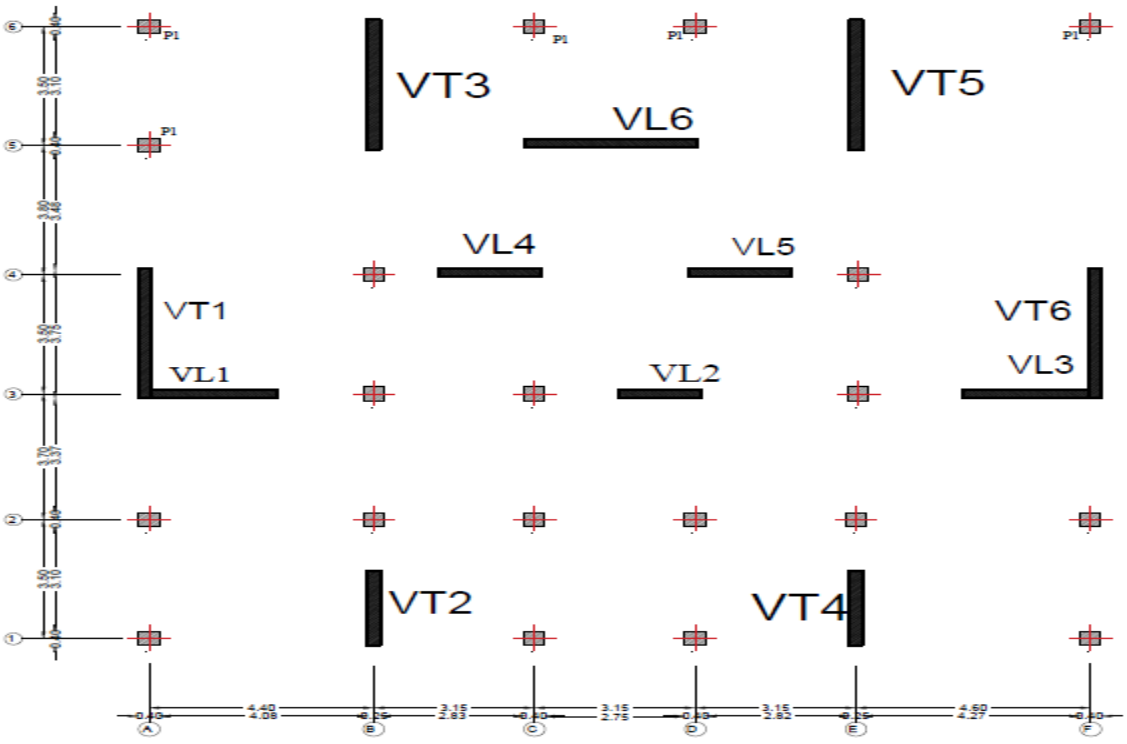


Figure IV.1 : Disposition des voiles

IV.1) Calcul des inerties des voiles

- **Les refends longitudinaux :**

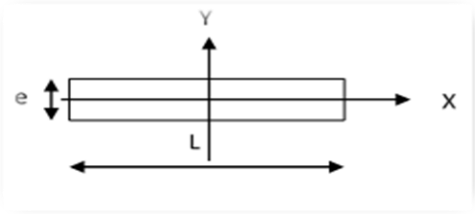


Figure IV.2 : Refends longitudinaux

$\mathbf{I_y = \frac{eL^3}{12}}$

$\mathbf{I_x = \frac{Le^3}{12}}$

e<<<L alors I_x<<<I_y

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.

- **Les refends transversaux**

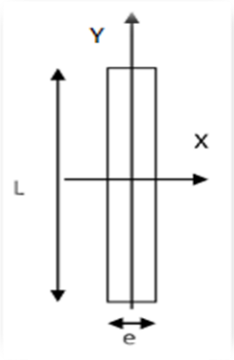


Figure IV.3 : Refends transversaux

$\mathbf{I_y = \frac{Le^3}{12}}$

$\mathbf{I_x = \frac{eL^3}{12}}$

e<<<L alors I_y<<< I_x

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe Y

Remarque : Les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouverture, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie des refends pleins.

IV.2) Calcul des rigidités des voiles

Nivaux	Voiles	e	L	I (m^4)	he (m)	k(m^3)	Somme k(m^3)	K total
ETAGES COURANTS	VL1	0.25	2.5	0.32552083	3.06	0.10637936	0.64308107	1.08037619
	VL2	0.25	1.63	0.0902239	3.06	0.02948493		
	VL3	0.25	2.5	0.32552083	3.06	0.10637936		
	VL4	0.25	2	0.16666667	3.06	0.05446623		
	VL5	0.25	2	0.16666667	3.06	0.05446623		
	VL6	0.25	3.4	0.89322917	3.06	0.29190496		
RDC	VL1	0.25	2.5	0.32552083	4.5	0.07233796	0.43729513	
	VL2	0.25	1.63	0.0902239	4.5	0.02004975		
	VL3	0.25	2.5	0.32552083	4.5	0.07233796		
	VL4	0.25	2	0.16666667	4.5	0.03703704		
	VL5	0.25	2	0.16666667	4.5	0.03703704		
	VL6	0.25	3.4	0.89322917	4.5	0.19849537		

Tableau IV.1 : Tableau Inertie des voiles longitudinaux

Tableau IV.2 : Tableau Inertie des voiles transversaux

Nivaux	Voiles	e	L	I (m^4)	he (m)	k(m^3)	Somme k(m^3)	K total
ETAGES COURANTS	VT1	0.25	3.83	0.89322917	3.06	0.29190496	1.27655229	2.14460784
	VT2	0.25	2.2	0.16666667	3.06	0.05446623		
	VT3	0.25	3.83	0.89322917	3.06	0.29190496		
	VT4	0.25	2.2	0.16666667	3.06	0.05446623		
	VT5	0.25	3.83	0.89322917	3.06	0.29190496		
	VT6	0.25	3.83	0.89322917	3.06	0.29190496		
RDC	VT1	0.25	3.83	0.89322917	4.5	0.19849537	0.86805556	
	VT2	0.25	2.2	0.16666667	4.5	0.03703704		
	VT3	0.25	3.83	0.89322917	4.5	0.19849537		
	VT4	0.25	2.2	0.16666667	4.5	0.03703704		
	VT5	0.25	3.83	0.89322917	4.5	0.19849537		
	VT6	0.25	3.83	0.89322917	4.5	0.19849537		

IV.3) Rigidités relatives des portiques

a) Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres

➢ **Rigidité linéaire d'une poutre :**

$$K_{poutre} = \frac{I_{poutre}}{L_{calculée}} = \frac{I_{pt}}{L_c}$$

Avec :

- **I** : moment d'inertie de l'élément.
- **Lc :** longueur calculée de la poutre

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} \cdot h_{poutre}$$

Tableau IV.3 : Rigidités des poutres dans le sens longitudinal (x-x) :

étage	Travée	B (cm)	H (cm)	I (cm^4)	L_0 (cm)	e_{pot} (cm)	h_{poutre} (cm)	$\bar{L}$ (cm)	L_c (cm)	K (cm^3)
RDC	A-B	25	40	133333.333	440	40	40	400	420	317.460317
	B-C	25	40	133333.333	315	40	40	275	295	451.977401
	C-D	25	40	133333.333	315	40	40	275	295	451.977401
	D-E	25	40	133333.333	315	40	40	275	295	451.977401
	E-F	25	40	133333.333	460	40	40	420	440	303.030303
2eme au 4eme étages	A-B	25	40	133333.333	440	35	40	405	425	313.72549
	B-C	25	40	133333.333	315	35	40	280	300	444.444444
	C-D	25	40	133333.333	315	35	40	280	300	444.444444
	D-E	25	40	133333.333	315	35	40	280	300	444.444444
	E-F	25	40	133333.333	460	35	40	425	445	299.625468
5eme au 6eme étage	A-B	25	40	133333.333	440	30	40	410	430	310.077519
	B-C	25	40	133333.333	315	30	40	285	305	437.15847
	C-D	25	40	133333.333	315	30	40	285	305	437.15847
	D-E	25	40	133333.333	315	30	40	285	305	437.15847
	E-F	25	40	133333.333	460	30	40	430	450	296.296296

Tableau IV.4 : Rigidités des poutres dans le sens transversal (y-y) :

étage	Travée	B (cm)	H (cm)	I (cm^4)	L_0 (cm)	e_{pot} (cm)	h_{poutre} (cm)	$\bar{L}$ (cm)	L_c (cm)	K (cm^3)
RDC	A-B	25	35	45572.9167	350	40	35	310	327.5	139.153944
	B-C	25	35	45572.9167	370	40	35	330	347.5	131.145084
	C-D	25	35	45572.9167	350	40	35	310	327.5	139.153944
	D-E	25	35	45572.9167	380	40	35	340	357.5	127.47669
	E-F	25	35	45572.9167	350	40	35	310	327.5	139.153944
2eme au 4eme étages	A-B	25	35	45572.9167	350	35	35	315	332.5	137.061404
	B-C	25	35	45572.9167	370	35	35	335	352.5	129.28487
	C-D	25	35	45572.9167	350	35	35	315	332.5	137.061404
	D-E	25	35	45572.9167	380	35	35	345	362.5	125.718391
	E-F	25	35	45572.9167	350	35	35	315	332.5	137.061404
5eme au 6eme étage	A-B	25	35	45572.9167	350	30	35	320	337.5	135.030864
	B-C	25	35	45572.9167	370	30	35	340	357.5	127.47669
	C-D	25	35	45572.9167	350	30	35	320	337.5	135.030864
	D-E	25	35	45572.9167	380	30	35	350	367.5	124.007937
	E-F	25	35	45572.9167	350	30	35	320	337.5	135.030864

- **Rigidité linéaire d'un poteau** :

$$K_{poteau} = \frac{I_{poteau}}{h_{calculée}} = \frac{I_p}{h_c} \qquad h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} \cdot e_{poteau}$$

- **I** : moment d'inertie de l'élément.
- **hc** : hauteur calculée du poteau

Tableau IV.5: Rigidités des poteaux longitudinaux

Étage	B (cm)	H (cm)	I (cm^4)	h_e(cm)	h_{poutre} (cm)	e_{pot} (cm)	$\bar{h}$ (cm)	h_c (cm)	K (cm^3)
étage 6	30	30	67500	306	40	30	266	281	240.213523
étage 5	30	30	67500	306	40	30	266	281	240.213523
étage 4	35	35	125052.083	306	40	35	266	283.5	441.100823
étage 3	35	35	125052.083	306	40	35	266	283.5	441.100823
étage 2	35	35	125052.083	306	40	35	266	283.5	441.100823
étage 1	40	40	213333.333	306	40	40	266	286	745.920746
RDC	40	40	213333.333	450	40	40	410	430	496.124031

Tableau IV.6 : Rigidités des poteaux transversaux

Étage	B (cm)	H (cm)	I (cm^4)	h_e(cm)	h_{poutre} (cm)	e_{pot} (cm)	$\bar{h}$ (cm)	h_c (cm)	K (cm^3)
étage 6	30	30	67500	306	35	30	271	286	236.013986
étage 5	30	30	67500	306	35	30	271	286	236.013986
étage 4	35	35	125052.083	306	35	35	271	288.5	433.456095
étage 3	35	35	125052.083	306	35	35	271	288.5	433.456095
étage 2	35	35	125052.083	306	35	35	271	288.5	433.456095
étage 1	40	40	213333.333	306	35	40	271	291	733.104238
RDC	40	40	213333.333	450	35	40	415	435	490.421456

b) Rigidité des portiques

Calcul des coefficients ($\bar{k}$) relatifs aux portiques

Étage courant: $\overline{K} = \dfrac{\sum K_{poutre}}{2K_{Poteau}}$

Premier niveau : $\overline{K} = \dfrac{\sum K_{POUTRE}}{K_{poteau}}$

Calcul des coefficients des rigidités des poteaux « a^i_j »

Étage courant et terrasse : $a^i_j = \dfrac{\overline{K}}{2+\overline{K}}$ Premier niveau : $a^i_j = \dfrac{0.5+\overline{K}}{2+\overline{K}}$

Calcule des rigidités des poteaux du portique « i » du niveau « j »

$$\boldsymbol{r^i_j = \frac{12 \times E}{h^2_{cj}} \times a^i_j \times k^i_{potj}}$$

Niveau	travée	poteau	K poutre	K poteau	K	aij	hc	rix	Rjx
RDC	A-B	A	317.46032	496.12403	0.63988095	0.43179256	430	44.7121746	
	B-C	B	451.9774	496.12403	1.5508979	0.57757163	430	59.8076164	
	C-D	C	451.9774	496.12403	1.8220339	0.6075388	430	62.9107206	
	D-E	D	451.9774	496.12403	1.8220339	0.6075388	430	62.9107206	
	E-F	E	303.0303	496.12403	1.5218124	0.57408294	430	59.4463613	333.844285
		F		496.12403	0.61079545	0.42546246	430	44.056692	
ET1	A-B	A	317.46032	745.92075	0.42559524	0.17546012	286	61.7499107	
	B-C	B	451.9774	745.92075	1.03152744	0.34026657	286	119.750459	
	C-D	C	451.9774	745.92075	1.21186441	0.37730871	286	132.786748	
	D-E	D	451.9774	745.92075	1.21186441	0.37730871	286	132.786748	
	E-F	E	303.0303	745.92075	1.0121822	0.33602954	286	118.259317	624.750156
		F		745.92075	0.40625	0.16883117	286	59.4169744	
ET2-ET4	A-B	A	313.72549	441.10082	0.71123306	0.26232826	283.5	55.5615194	
	B-C	B	444.44444	441.10082	1.71881324	0.46219402	283.5	97.8933858	
	C-D	C	444.44444	441.10082	2.01516035	0.50188789	283.5	106.300607	
	D-E	D	444.44444	441.10082	2.01516035	0.50188789	283.5	106.300607	
	E-F	E	299.62547	441.10082	1.68684771	0.45753116	283.5	96.9057851	516.659371
		F		441.10082	0.67926753	0.25352733	283.5	53.6974675	
ET5-ET6	A-B	A	310.07752	240.21352	1.29084123	0.39225266	281	46.0519471	
	B-C	B	437.15847	240.21352	3.11071575	0.60866538	281	71.4596196	
	C-D	C	437.15847	240.21352	3.63974904	0.64537429	281	75.7693847	
	D-E	D	437.15847	240.21352	3.63974904	0.64537429	281	75.7693847	
	E-F	E	296.2963	240.21352	3.05334503	0.60422255	281	70.9380147	384.774319
		F		240.21352	1.23347051	0.38146954	281	44.7859679	

Tableau IV.7: calcule des rigidités des portiques sens longitudinal (x-x)

Niveau	travée	Poteau	K poutre	K poteau	K	aij	hc	rix	rjx
RDC	1 _2	1	139.153944	490.421456	0.28374359	0.34318371	435	34.3253437	233.150859
	2_3	2	131.145084	490.421456	0.55115661	0.41203139	435	41.2115113	
	3_4	3	139.153944	490.421456	0.55115661	0.41203139	435	41.2115113	
	4_5	4	127.47669	490.421456	0.54367653	0.41030238	435	41.0385746	
	5_6	5	139.153944	490.421456	0.54367653	0.41030238	435	41.0385746	
		6		490.421456	0.28374359	0.34318371	435	34.3253437	
ET1	1 _2	1	139.153944	733.104238	0.18981468	0.0866807	291	28.9600606	264.745621
	2_3	2	131.145084	733.104238	0.36870477	0.1556567	291	52.0049709	
	3_4	3	139.153944	733.104238	0.36870477	0.1556567	291	52.0049709	
	4_5	4	127.47669	733.104238	0.36370085	0.15386924	291	51.4077791	
	5_6	5	139.153944	733.104238	0.36370085	0.15386924	291	51.4077791	
		6		733.104238	0.18981468	0.0866807	291	28.9600606	
ET2-ET4	1 _2	1	137.061404	433.456095	0.31620597	0.13651893	288.5	27.437444	242.846098
	2_3	2	129.28487	433.456095	0.61447117	0.23502694	288.5	47.2354894	
	3_4	3	137.061404	433.456095	0.61447117	0.23502694	288.5	47.2354894	
	4_5	4	125.718391	433.456095	0.60624317	0.2326119	288.5	46.7501154	
	5_6	5	137.061404	433.456095	0.60624317	0.2326119	288.5	46.7501154	
		6		433.456095	0.31620597	0.13651893	288.5	27.437444	
ET5-ET6	1 _2	1	135.030864	236.013986	0.57213077	0.22243456	286	24.7688145	208.03984
	2_3	2	127.47669	236.013986	1.11225423	0.35737898	286	39.7953162	
	3_4	3	135.030864	236.013986	1.11225423	0.35737898	286	39.7953162	
	4_5	4	124.007937	236.013986	1.09755699	0.35432988	286	39.4557892	
	5_6	5	135.030864	236.013986	1.09755699	0.35432988	286	39.4557892	
		6		236.013986	0.57213077	0.22243456	286	24.7688145	

Tableau IV.8 : Rigidités des portiques dans le sens transversal (y-y)

C) Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre les portiques et les refends :

Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successive :

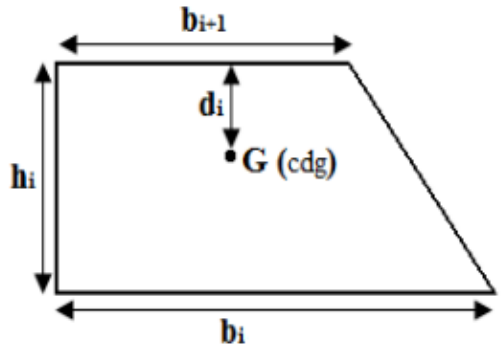
Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes **«** CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME**»,** qui consiste à attribuer une Inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonne, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à 1 m4, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une« inertie fictive» puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $\mathbf{I = 1}[\boldsymbol{m^4}]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «moment des aires». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit :



Trapèze de calcul

Si: Surface du trapèze.

d_i: Distance entre le centre de gravité de trapèze et le niveau considéré.

La flèche que prendrait un refend à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (1tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\Sigma S_i d_i}{EI}$$

Avec :

$$S_i = (b_i + b_{i+1})\frac{h_i}{2}$$

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} x h_i$$

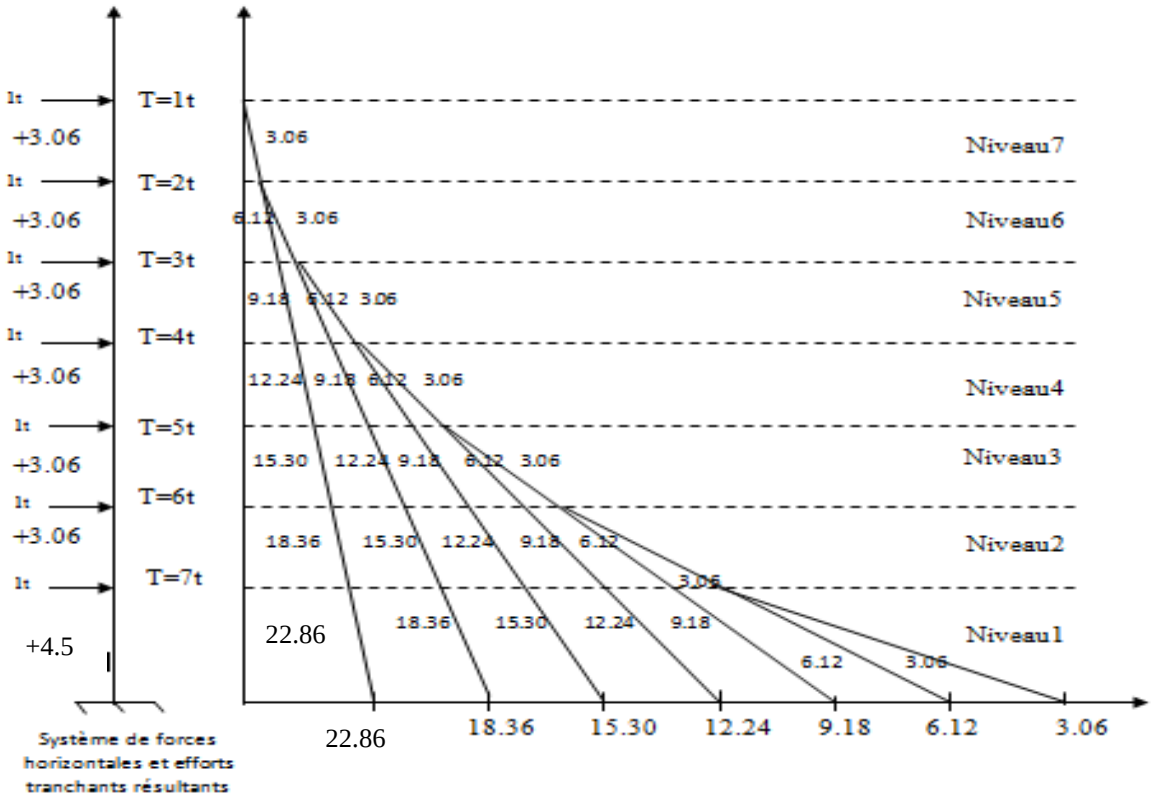


Figure IV.4 : Diagramme des moments des aires

Niveau	bi+1	Bi	He	d_i	S_i	$S_i \times d_i$	$\sum S_i x d_i = EIf_i$
étage 6	3.06	0	3.06	2.04	4.6818	9.550872	1506.98902
étage 5	3.06	3.06	3.06	1.785	18.7272	33.428052	1497.43814
étage 4	3.06	9.18	3.06	1.7	42.1362	71.63154	1464.01009
étage 3	3.06	18.36	3.06	1.6575	74.9088	124.161336	1392.37855
étage 2	3.06	30.6	3.06	1.632	117.045	191.01744	1268.21722
étage 1	3.06	45.9	3.06	1.61507715	168.5754	272.262276	1077.19978
RDC	4.5	64.26	4.5	2.36325803	340.605	804.9375	804.9375

Tableau IV.9 Calcul des flèches dans les refends.

D) Calcul des déplacements des portiques :

Le déplacement de chaque niveau :

$E\Delta_n = E\Psi_n \times h_e$

Avec : $E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$;

h_c: Hauteur d'étage ;

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux au niveau n.

Pour les poteaux d'étages courants

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \Sigma K_{tn}}$$

Pour les poteaux encastrés à la base

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \Sigma K_{t1} + 2\Sigma K_{p1}}$$

Avec : $M_n = T_n x h_n$

- **T_n** : effort tranchant de niveau « n ».
- **K_{tn}**: raideur des poutres. $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$
- **K_{pn}** : raideur des poteaux. $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$
- **h** : hauteur d'étage
- **L** : langueur libre de la poutre.

Raideurs et moments						Rotation et déplacement				Flèches	Inerties fictives	
Niveau	portique	ΣKtn	ΣKpn	Mn	Mn+1	Eon	Eψn	EΔn	Dn=ΣΔn	Fn	IF	ΣIF
6	AB	0.000310078	0.00024021	3.06	0	411.187499	1412.97744	4323.71098	22752.4283	1506.98902	0.06623421	0.33117103
	BC	0.000437158	0.00024021	3.06	0	291.65625	1353.21182	4140.82817				
	CD	0.000437158	0.00024021	3.06	0	291.65625	1353.21182	4140.82817				
	DE	0.000437158	0.00024021	3.06	0	291.65625	1422.53994	4352.97222				
	EF	0.000296296	0.00024021	3.06	0	430.312495	1893.49307	5794.08878				
5	AB	0.000310078	0.00024021	6.12	3.06	1233.5625	3177.37676	9722.77289	49462.4407	1497.43814	0.03027425	0.15137123
	BC	0.000437158	0.00024021	6.12	3.06	874.96875	2998.07989	9174.12446				
	CD	0.000437158	0.00024021	6.12	3.06	874.96875	2998.07989	9174.12446				
	DE	0.000437158	0.00024021	6.12	3.06	874.96875	3206.06426	9810.55662				
	EF	0.000296296	0.00024021	6.12	3.06	1290.93748	3784.59551	11580.8622				
4	AB	0.000313725	0.0004411	9.18	6.12	2032.03125	3467.50052	10610.5516	53674.5595	1464.01009	0.02727568	0.1363784
	BC	0.000444444	0.0004411	9.18	6.12	1434.37501	3168.6724	9696.13755				
	CD	0.000444444	0.0004411	9.18	6.12	1434.37501	3168.6724	9696.13755				
	DE	0.000444444	0.0004411	9.18	6.12	1434.37501	3515.31301	10756.8578				
	EF	0.000299625	0.0004411	9.18	6.12	2127.65624	4220.54738	12914.875				
3	AB	0.000313725	0.0004411	12.24	9.18	2844.84375	4738.8809	14500.9756	72877.9587	1392.37855	0.01910562	0.0955281
	BC	0.000444444	0.0004411	12.24	9.18	2008.12502	4320.52154	13220.7959				
	CD	0.000444444	0.0004411	12.24	9.18	2008.12502	4320.52154	13220.7959				
	DE	0.000444444	0.0004411	12.24	9.18	2008.12502	4805.81839	14705.8043				
	EF	0.000299625	0.0004411	12.24	9.18	2978.71873	5630.58401	17229.5871				
2	AB	0.000313725	0.0004411	15.3	12.24	3657.65625	6010.26129	18391.3995	92000.8894	1268.21722	0.01378484	0.06892418
	BC	0.000444444	0.0004411	15.3	12.24	2581.87503	5472.37067	16745.4543				
	CD	0.000444444	0.0004411	15.3	12.24	2581.87503	5472.37067	16745.4543				
	DE	0.000444444	0.0004411	15.3	12.24	2581.87503	6096.32377	18654.7507				
	EF	0.000299625	0.0004411	15.3	12.24	3829.78123	7014.32374	21463.8307				
1	AB	0.00031746	0.00074592	18.36	15.3	4417.87496	5811.60935	17783.5246	88114.0174	1077.19978	0.01222507	0.06112534

	BC	0.000451977	0.00074592	18.36	15.3	3103.03126	5154.1875	15771.8137				
	CD	0.000451977	0.00074592	18.36	15.3	3103.03126	5154.1875	15771.8137				
	DE	0.000451977	0.00074592	18.36	15.3	3103.03126	5916.79689	18105.3985				
	EF	0.00030303	0.00074592	18.36	15.3	4628.25005	6758.6493	20681.4669				
RDC	AB	0.00031746	0.00049612	22.86	18.36	4786.73608	7973.88641	35882.4888	166608.105	804.937	0.00483132	0.0241566
	BC	0.000451977	0.00049612	22.86	18.36	3481.50547	7321.2711	32945.72				
	CD	0.000451977	0.00049612	22.86	18.36	3481.50547	7321.2711	32945.72				
	DE	0.000451977	0.00049612	22.86	18.36	3481.50547	8074.17374	36333.7818				
	EF	0.00030303	0.00049612	22.86	18.36	4987.31075	6333.42101	28500.3945				
Total												0.86865488

Tableau IV.10: Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal (X-X) :

Raideurs et moments							Rotation et déplacement				Flèches	Inerties fictives	
niveau	He	portique	ΣKtn	ΣKpn	Mn	Mn+1	Eon	Eψn	EΔn	Dn=ΣΔn	Fn	IF	ΣIF
6	3.06	AB	0.000135031	0.000236014	3.06	0	944.2285728	2052.650159	6281.109488	34294.88686	1506.98902	0.04394209	0.219710452
	3.06	BC	0.000127477	0.000236014	3.06	0	1000.182857	2052.650159	6281.109488				
	3.06	CD	0.000135031	0.000236014	3.06	0	944.2285728	2066.638729	6323.91451				
	3.06	DE	0.000124008	0.000236014	3.06	0	1028.159996	2066.638729	6323.91451				
	3.06	EF	0.000135031	0.000236014	3.06	0	944.2285728	2968.90159	9084.838866				
5	3.06	AB	0.000135031	0.000236014	6.12	3.06	2832.685718	5077.506034	15537.16846	80468.16911	1497.43814	0.018609074	0.093045372
	3.06	BC	0.000127477	0.000236014	6.12	3.06	3000.548571	5077.506034	15537.16846				
	3.06	CD	0.000135031	0.000236014	6.12	3.06	2832.685718	5119.471742	15665.58353				
	3.06	DE	0.000124008	0.000236014	6.12	3.06	3084.479988	5119.471742	15665.58353				
	3.06	EF	0.000135031	0.000236014	6.12	3.06	2832.685718	5902.83174	18062.66512				
4	3.06	AB	0.000137061	0.000433456	9.18	6.12	4651.199983	6555.970336	20061.26923	103152.8805	1464.01009	0.014192624	0.070963122
	3.06	BC	0.000129285	0.000433456	9.18	6.12	4930.971428	6555.970336	20061.26923				
	3.06	CD	0.000137061	0.000433456	9.18	6.12	4651.199983	6625.91319	20275.29436				
	3.06	DE	0.000125718	0.000433456	9.18	6.12	5070.857135	6625.91319	20275.29436				
	3.06	EF	0.000137061	0.000433456	9.18	6.12	4651.199983	7346.32461	22479.75331				
3	3.06	AB	0.000137061	0.000433456	12.24	9.18	6511.679977	9060.699495	27725.74045	141475.2366	1392.37855	0.009841853	0.049209267
	3.06	BC	0.000129285	0.000433456	12.24	9.18	6903.359999	9060.699495	27725.74045				
	3.06	CD	0.000137061	0.000433456	12.24	9.18	6511.679977	9158.61949	28025.37564				
	3.06	DE	0.000125718	0.000433456	12.24	9.18	7099.199989	9158.61949	28025.37564				
	3.06	EF	0.000137061	0.000433456	12.24	9.18	6511.679977	9795.09948	29973.00441				
2	3.06	AB	0.000137061	0.000433456	15.3	12.24	8372.15997	11565.42865	35390.21168	179562.1651	1268.21722	0.007062831	0.035314155
	3.06	BC	0.000129285	0.000433456	15.3	12.24	8875.74857	11565.42865	35390.21168				
	3.06	CD	0.000137061	0.000433456	15.3	12.24	8372.15997	11691.32579	35775.45692				
	3.06	DE	0.000125718	0.000433456	15.3	12.24	9127.542843	11691.32579	35775.45692				
	3.06	EF	0.000137061	0.000433456	15.3	12.24	8372.15997	12166.93723	37230.82791				

1	3.06	AB	0.000139154	0.000733104	18.36	15.3	10078.76572	12473.52991	38169.00152	190021.4297	1077.19978	0.005668833	0.028344166
	3.06	BC	0.000131145	0.000733104	18.36	15.3	10694.26285	12473.52991	38169.00152				
	3.06	CD	0.000139154	0.000733104	18.36	15.3	10078.76572	12627.4042	38639.85684				
	3.06	DE	0.000127477	0.000733104	18.36	15.3	11002.01143	12627.4042	38639.85684				
	3.06	EF	0.000139154	0.000733104	18.36	15.3	10078.76572	11896.63822	36403.71296				
RDC	4.5	AB	0.000139154	0.000490421	22.86	18.36	9540.479478	13646.9934	61411.47028	285570.9119	804.937	0.002818694	0.01409347
	4.5	BC	0.000131145	0.000490421	22.86	18.36	9984.67919	13646.9934	61411.47028				
	4.5	CD	0.000139154	0.000490421	22.86	18.36	9540.479478	13755.78102	61901.0146				
	4.5	DE	0.000127477	0.000490421	22.86	18.36	10202.25444	13755.78102	61901.0146				
	4.5	EF	0.000139154	0.000490421	22.86	18.36	9540.479478	8654.653801	38945.9421				
TOTAL													0.510680004

Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversal (Y-Y)

E) Comparaison des rigidités des voiles à celles des portiques :

Sens longitudinal

RIGIDITE DES PORTIQUES	0.86865488	44.57
RIGIDITE DES VOILES	1.08037619	55.43
RIGIDITE TOTALES	1.94903107	100%

Sens transversal

RIGIDITE DES PORTIQUES	0.510680004	19.24
RIGIDITE DES VOILES	2.14460784	80.76
RIGIDITE TOTALES	2.655287844	100%

F) Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous remarquons que le système reprend plus de 20% des sollicitations dues aux charges transversales.

On considère que la sollicitation longitudinale est prise uniquement par les voiles

Donc pour notre système de contreventements, on adopte un coefficient de comportements **R=3.5 (Contreventement assuré par des Voiles porteurs en béton armé)** selon **le tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003.**

Après avoir défini le système de contreventement nous passons a la modélisation et à l'interprétation des résultats et aux vérifications selon le RPA.

Chapitre V:

Modélisation et Vérification des Conditions du RPA

Introduction :

Une étude dynamique de la structure est nécessaire afin de prévoir son comportement vis-à-vis des chargements variables aux quels elle pourrait être soumise tel que les charges verticales (charge permanentes G , les charges d'exploitations Q) et les charges horizontales (séisme E) .

Ainsi , ces sollicitations rendent l'étude très complexe , afin d'éviter le calcul manuel laborieux et pour des résultats plus exacts ,l'outil informatique devient indispensable .Plusieurs programmes de calculs ; tel que l'ETABS , ROBOT , SAP ; sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF) il s'agit d'une méthode numérique qui permet le passage du milieu continu au milieu discret et cela en considérant la structure comme un assemblage d'éléments finis ,ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites des éléments .

A travers ce chapitre nous allons modéliser notre structure en utilisant le logiciel **ETABS** ce dernier nous permet d'analyser et calculer les efforts internes et réactions des éléments structuraux, ensuite procéder aux vérifications des exigences du **RPA** .

V.1) Description de l'ETABS (Extended Three dimensions Analysis of Building Systems)

Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tout types de bâtiments grâce a une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique (**G , Q**) et dynamique (**séisme**)

La version exploitée dans notre projet est L'**ETABS version 9.7.0**

V.2) Les étapes de la modélisation :

En général La modélisation sur ETABS consiste les étapes suivantes :

- Choisir les unités par défaut avant de commencer (il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session ETABS) ;
- Introduction de la géométrie du modèle ;
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...) ;
- Dessin du modèle ;
- Définition des charges statiques (G, Q) ;
- Définition de la charge dynamique E ;
- Introduction des combinaisons d'actions ;
- Définir l'action sismique Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme) ;

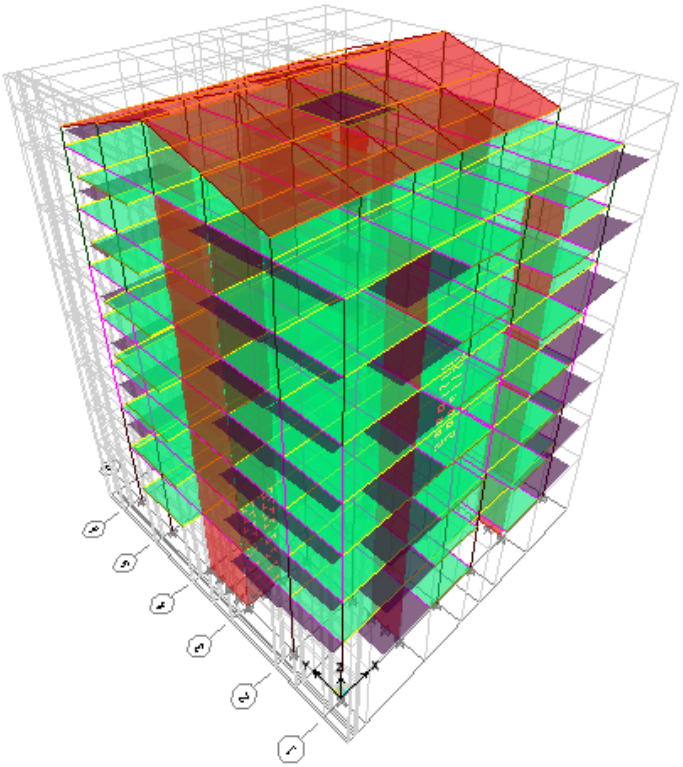


Figure V.1 : Vu en 3d de la structure

V.3) L'analyse dynamique et Visualisation des résultat :

Apres avoir fini la modelisation de notre structure ,nous pouvons maintenant Lancer l'analyse afin de pouvoir visualiser les resultats ainsi procéder aux vérifications des conditions du RPA .

V.4) Verifications des condition du RPA :

Nous avons 4 vérifications à faire selon le règlement parasismique algérien :

1. Détermination de la période empirique T et Pourcentage de masse participante.
2. Vérification de l'effort tranchant à la base.
3. Vérification des déplacements inter étages.
4. Vérification des effets du second ordre (l'effet P-Δ).

V.4.1)Detrmination de la période empirique T et pourcentage de la masse participante :

- **Calcul de la période Empirique (T)**

  peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

  La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$\mathbf{T= C_T\ h_N^{3/4}}$$

$\mathbf{h_N}$: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$\mathbf{C_T}$: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. ***(RPA99/ V2003, article 4.2.4).***

Dans notre cas **C=0.05**

$$\mathbf{T= 0{,}05\ \times (25.86)^{3/4} = 0{,}573s.}$$

Dans les cas contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles, on peut également utiliser aussi la formule :

$T = 0{,}09\ h_N / \sqrt{D}$

$T_x = 0{,}09\ h_N / \sqrt{L_x}$ $T_x = 0{,}542$ Donc $T_X = 0{,}54$ s.

$T_y = 0{,}09\ h_N / \sqrt{L_Y}$ $T_y = 0{,}503$ Donc $T_y = 0{,}5$ s.

V.4.2) Détermination de la période par le logiciel ETABS et pourcentage de masse participante :

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY
1	0.678268	59.9544	0.1511	15.6104	59.9544	0.1511
2	0.618484	0.2703	72.5494	0.023	60.2247	72.7005
3	0.555712	15.6451	0.1287	57.6392	75.8697	72.8292
4	0.17642	13.8072	0.0051	1.7985	89.677	72.8343
5	0.135736	0.0693	18.6446	0.3137	89.7463	91.4789
6	0.127946	1.89	0.3904	16.7423	91.6362	91.8693
7	0.114288	0.7875	0	0.0638	92.4237	91.8694
8	0.07523	4.6275	0.0011	0.5451	97.0512	91.8705
9	0.05743	0.0711	4.8585	0.613	97.1224	96.729
10	0.05586	0.3792	0.7198	4.2901	97.5015	97.4488
11	0.043322	1.6743	0.0001	0.1567	99.1758	97.4489
12	0.034483	0.038	0.7377	0.8006	99.2138	98.1867

Tableau V.1:La période et pourcentage de masse participante tirés du logiciel ETABS

La période ETABS **T_{etabs}=0.678s**

- **Pourcentage de masse participante :**

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

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.

- Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée.

(RPA99/ V2003, article 4.3.4). D'après le tableau, Le pourcentage de la participation massique a atteint les 90% dans Le **mode 6**.

➢ **Vérification des modes de vibrations :**

- Le premier mode de vibration est une **translation** avec une mobilisation de masse de **59.9544%**.

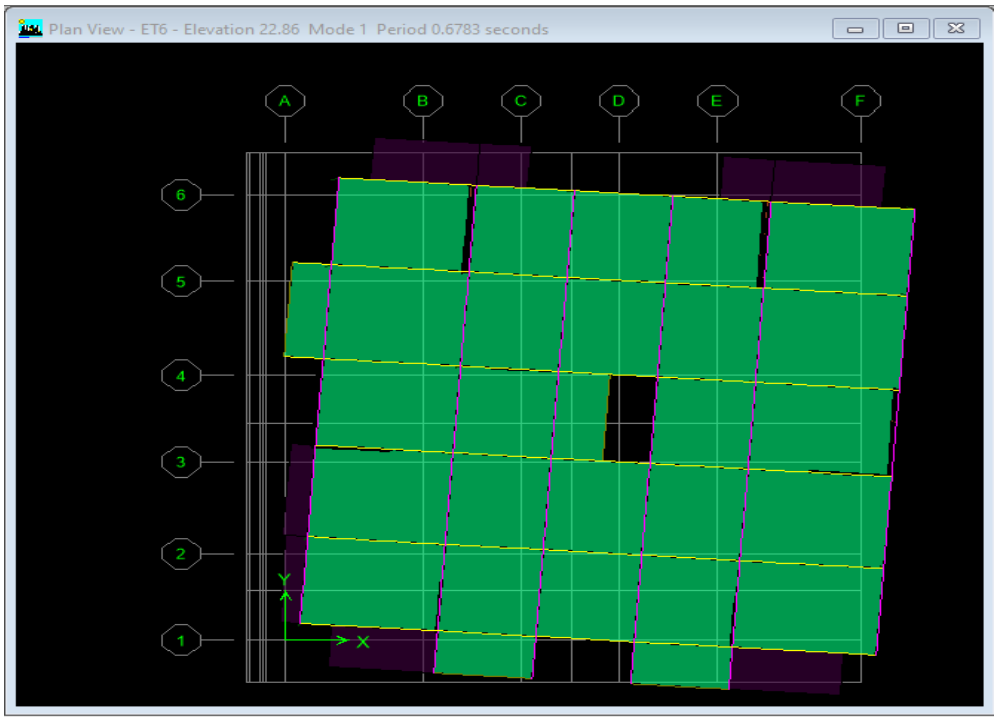


Figure V.2 : Mode 1

- Le deuxième mode de vibration est une **translation** avec une mobilisation de masse de **72.5494%.**

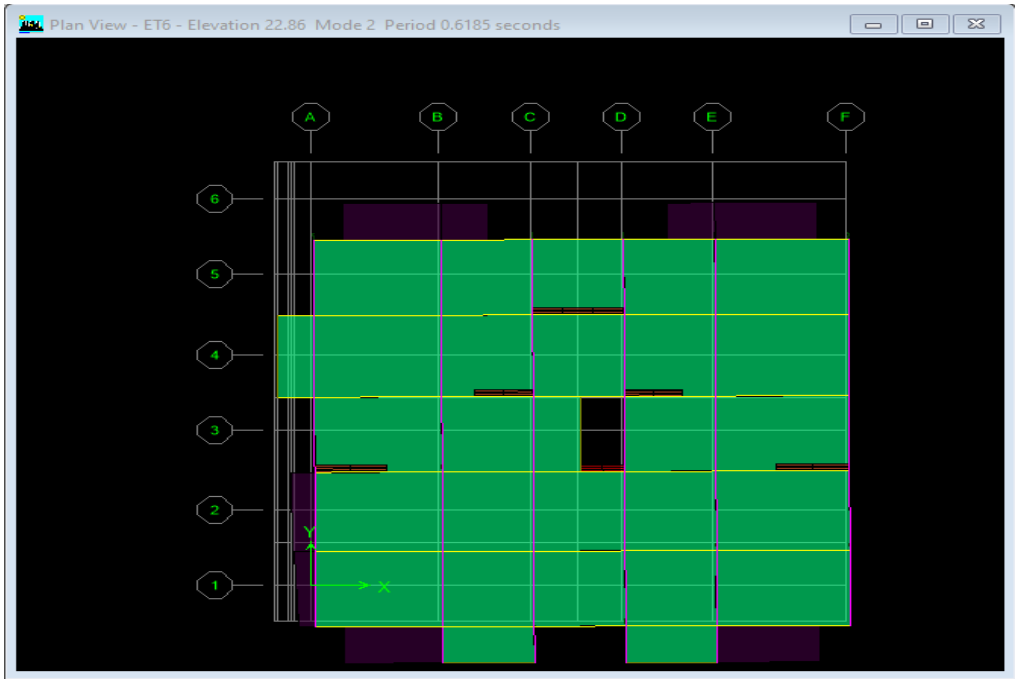


Figure V.3 : Mode 2

- Le troisième mode de vibration est une **torsion 57.6392%**

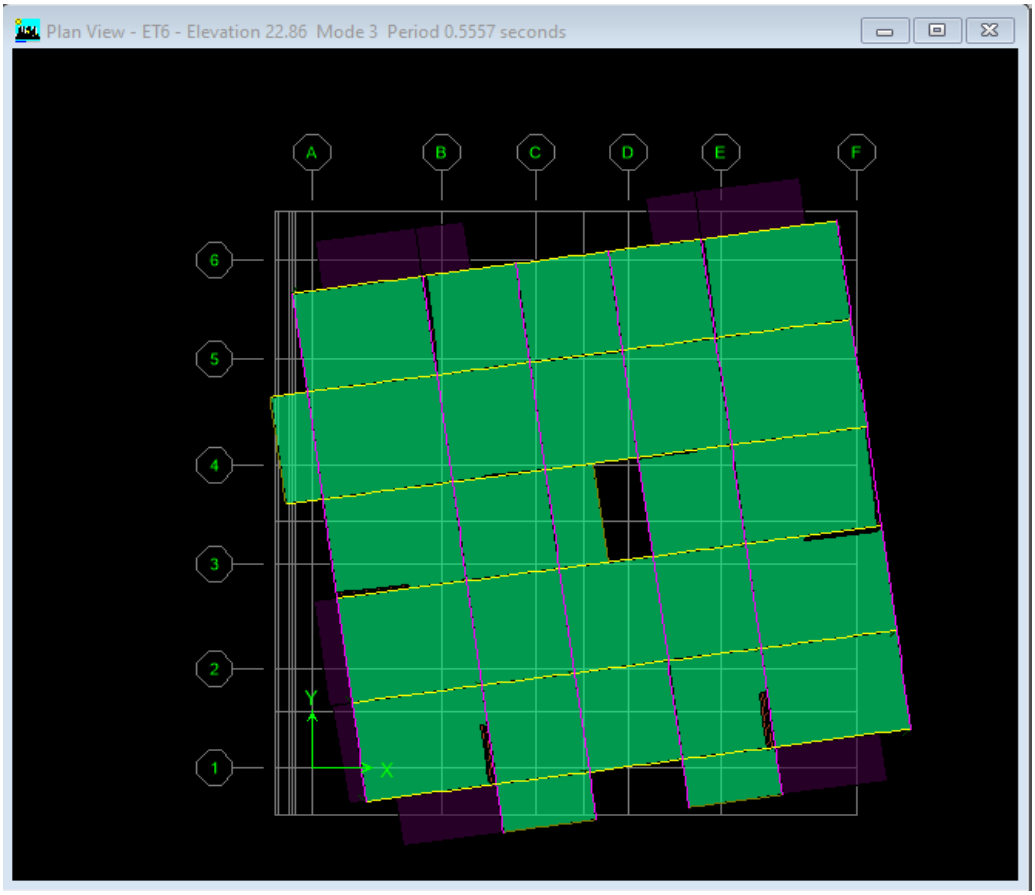


Figure V.4 :mode 3

V.4.3) Effort tranchants à la base :

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

Si V_t< 0.80 V, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0.8 V/V_t.

(RPA99modifiée2003, article.4.3.6).

Il faut vérifier que : **V_t> 0.80 V.**

- **V_t** : l'effort tranchant a la base calculé par logiciel ETABS.
- Pour le calcul de **V** on va se baser sur la méthode statique équivalente.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$ ***RPA modifiée 2003 (Formule 4.1).***

- Définir des coefficients selon***RPA modifiée 2003 (article 4.2.3)*** :

a) Coefficient d'accélération de zone "A" :

- Zone de sismicité II.a
- Groupe d'usage 2
- A = 0,15 ***RPA modifiée 2003 (tableau 4.1).***

b) Facteur d'amplification dynamique moyen "**D**" :

-fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D \begin{cases} 2{,}5\,\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$ ***RPA modifiée 2003 (Formule 4.2).***

- Site S_2 d'où $T_1 = 0{,}15$

$T_2 = 0{,}4$ ***RPA modifiée 2003 (tableau4.7).***

- T_x= **0,54** et T_y=**0,5**

Alors : D= $2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$ $0{,}4 \le 0{,}54 \le 3{,}0s$.

D = $2{,}5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$ $0{,}4 \le 0{,}5 \le 3{,}0s$.

- ξ : facteur de correction d'amortissement donné par la formule.

(Quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0{,}7$$

- amortissement critique ξ % = 7 ***RPA modifiée 2003 (tableau 4.2).***

η =0,881 ≥ 0,7

Donc : **D_x = 1.803** **D_y=1.733**

c) coefficient de comportement global de la structure "**R**" :

R = 3.5 ***RPA modifiée 2003 (tableau 4.3).***

d) Facteur de qualité "**Q**" :

$Q = 1+\sum_1^5 P_q$ ***RPA modifiée 2003 (Formule 4.4).***

Q=1.20

e) Poids total de la structure "**W**" :

W est égal à la somme des poids Wi, calculés à chaque niveau (i) :

$W=\sum_{i=1}^{n} W_i$ avec $Wi= W_{Gi} + ß\ W_{Qi}$

(RPA99 modifiée 2003 Formule.4.5)

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation

ß : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. ***(RPA99 modifiée 2003 Tableau.4.5)***

Donc : ß=0 ,2.

Tirer logiciel ETABS **W=26137.47KN**

A	**0 ,15**
D_x	**1,803**
D_y	**1.733**
Q	**1,2**
R	**3.5**
W	**26137.47**

Effort tranchant a la base :

V_x = 2423.615 Kn V_y = 2329.520 kn

0.8 V_x = 1938.892 Kn 0.8 V_y = 1863.616 Kn

Efforts tranchants dynamiques a la base (Tirés du logiciel ETABS) :

V dx [t]= 2746.07 > 0.8 Vstat **Condition vérifiée.** .

V dy [t]= 3138.88 > 0.8 Vstat **Condition vérifiée.**

V.4.4) Déplacement inter étage :

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

$\delta = R\,\delta_{ek}$ ***RPA modifiée 2003 (Formule 4.19).***

- δ_{ek}: déplacement dû aux forces sismiques.
- R : coefficient de comportement **R = 3.5**
  (***RPA99modifiée2003, article.4.43).***

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à **:**

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ ***RPA modifiée 2003 (Formule 4.19).***

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré. **(RPA99** *modifiée 2003, article.5.10).*

Sens X-X

Story	Hauteur	δ ek	R	δ	δk	1%h	observation
ET6	3.06	0.0209	3.5	0.07315	0.01085	0.0306	Vérifié
ET5	3.06	0.0178	3.5	0.0623	0.01085	0.0306	Vérifié
ET4	3.06	0.0147	3.5	0.05145	0.01155	0.0306	Vérifié
ET3	3.06	0.0114	3.5	0.0399	0.01155	0.0306	Vérifié
ET2	3.06	0.0081	3.5	0.02835	0.0112	0.0306	Vérifié
ET1	3.06	0.0049	3.5	0.01715	0.0098	0.0306	Vérifié
RDC	4.5	0.0021	3.5	0.00735	0.00735	0.045	Vérifié

Tableau V.2 : déplacement inter-étage sens X-X

SENS Y-Y

story	Hauteur d'étage	δ ek	R	δ	δ k	1%h	observation
ET6	3.06	0.0213	3.5	0.07455	0.01225	0.0306	Vérifié
ET5	3.06	0.0178	3.5	0.0623	0.01225	0.0306	vérifié
ET4	3.06	0.0143	3.5	0.05005	0.0126	0.0306	Vérifié
ET3	3.06	0.0107	3.5	0.03745	0.01225	0.0306	Vérifié
ET2	3.06	0.0072	3.5	0.0252	0.0105	0.0306	Vérifié
ET1	3.06	0.0042	3.5	0.0147	0.00875	0.0306	Vérifié
RDC	4.5	0.0017	3.5	0.00595	0.00595	0.045	vérifié

Tableau V.3 : déplacement inter-étage sens X-X

Vérifications du déplacement maximal de la structure :

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible:

$$\delta_{max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500}$$

(BAEL91, article B.6.5.3).

$$f_{adm} = \frac{25.86}{500} = 0,05172.$$

Le déplacement maximal de la structure donnée par ETABS :

SENS X-X

Story	Load	UX
ET6	EX	0.0209
ET5	EX	0.0178
ET4	EX	0.0147
ET3	EX	0.0114
ET2	EX	0.0081
ET1	EX	0.0049
RDC	EX	0.0021

SENS Y-Y

Story	Load	UY
ET6	EY	0.0213
ET5	EY	0.0178
ET4	EY	0.0143
ET3	EY	0.0107
ET2	EY	0.0072
ET1	EY	0.0042
RDC	EY	0.0017

Déplacement maximal dans le sens x-x : **δmax** = 0.0209 < f = 0, 05172m

Déplacement maximal dans le sens y-y : **δmax** =0,0213 < f = 0, 05172m

NB : Le déplacement inter étage est vérifié

V.4.5) Vérification de l'effet du 2éme ordre (l'effet P-Δ) :

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

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq \mathbf{0,10}$$ ***(RPA modifiée 2003, Formule 5.9).***

$\mathbf{P_k}$: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau **"k".** $\mathbf{V_K}$: effort tranchant d'étage au niveau **"K".**

Δ_K : déplacement relatif du niveau **"K "**par rapport au niveau**" k-1"**en considérons la combinaison (G+Q+E).

$\mathbf{h_K}$: hauteur de l'étage **"k".**

SENS X-X

Story	P_K	V_{Ky}	Δ_k	h_K	θ		OBSR
ETAGE6	4572.91	1050.14	0.01085	3.06	0.01544023	0,1	Vérifié
ETAGE5	8036.25	1661.68	0.01085	3.06	0.01714803	0,1	Vérifié
ETAGE4	11548.79	2125.54	0.01155	3.06	0.02050821	0,1	Vérifié
ETAGE3	15064.34	2499.62	0.01155	3.06	0.02274766	0,1	Vérifié
ETAGE2	18579.9	2787.66	0.0112	3.06	0.02439496	0,1	Vérifié
ETAGE1	22155.69	3001.3	0.0098	3.06	0.0236418	0,1	Vérifié
RDC	26137.48	3138.88	0.00735	4.5	0.01360078	0,1	Vérifié

Tableau V.4 : vérification de l'effet pi-delta sens X-X

SENS Y-Y

Story	P_K	V_{Ky}	Δ_k	h_K	θ		OBSR
ETAGE6	4572.91	887.3	0.01225	3.06	0.02063179	0,1	Vérifié
ETAGE5	8036.25	1411.8	0.01225	3.06	0.02278741	0,1	Vérifié
ETAGE4	11548.79	1828.35	0.0126	3.06	0.02600916	0,1	Vérifié
ETAGE3	15064.34	2167.04	0.01225	3.06	0.02782902	0,1	Vérifié
ETAGE2	18579.9	2431.96	0.0105	3.06	0.0262153	0,1	Vérifié
ETAGE1	22155.69	2622.53	0.00875	3.06	0.02415747	0,1	Vérifié
RDC	26137.48	2746.07	0.00595	4.5	0.0125851	0,1	Vérifié

Tableau V.5 : vérification de l'effet pi-delta sens Y-Y

CONCLUSION :

- Le Pourcentage de masse participante est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements inter étages est vérifié.
- Les effets du second ordre (l'effet P-Δ) est vérifié.

Les exigences du RPA étant satisfaites, nous pouvons passer aux ferraillages des éléments structuraux.

Chapitre VI:

Ferraillage des Éléments Structuraux

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux-poutre) et les voiles, Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leurs rôles est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations.

VI.1) ferraillage des poteaux

Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à un effort normal « N » et un moment fléchissant « M »donc ils sont calculées en Flexion composée dans les deux sens longitudinal et transversal. Les armatures seront calculée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables puis seront vérifier a l'ELS ;

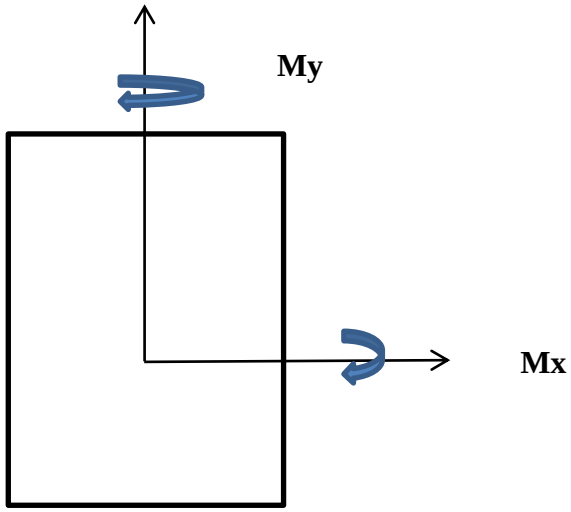
1.35G+1.5Q (ELU) **(BAEL 91modifié 99)**

1G+1Q (ELS)

G+Q+E **(combinaison d'actions sismiques RPA99/2003)**

Les efforts à prendre en considération sont les suivants :

- Effort normal maximal « N » ainsi que les moments « M_2 » et « M_3 »correspondant.
- Effort normal minimal « N » ainsi que les moments « M_2 » et « M_3 »correspondant.
- Moments « M2 » et M 3 » ainsi que leurs efforts normaux « N » correspond



FigureVI.1.1 : les moments dans les poteaux

Mx : le moment du poteau dans le sens longitudinal

My : le moment du poteau dans le sens transversal

Situation	Béton			Acier (Fe400)		
	γ_b	fc_{28}	f_{bu}	γ_s	Fe(400)	σ_s
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau VI.1.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux

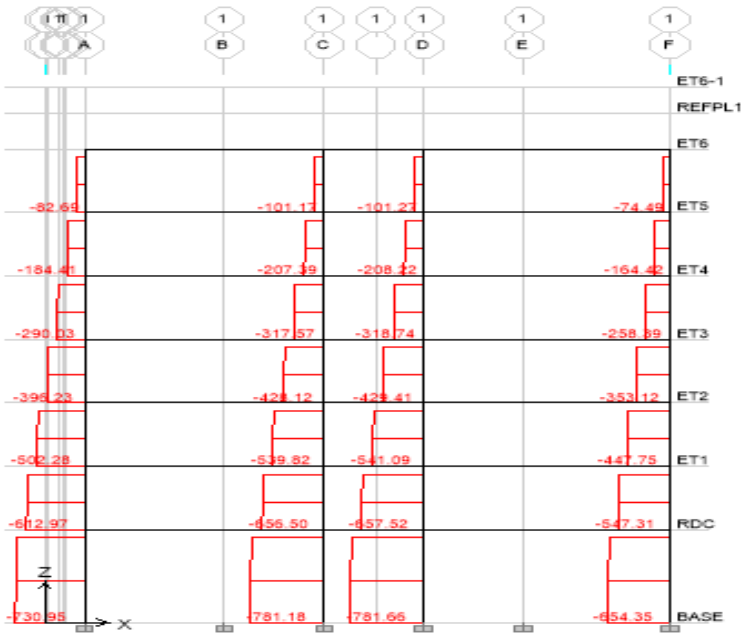
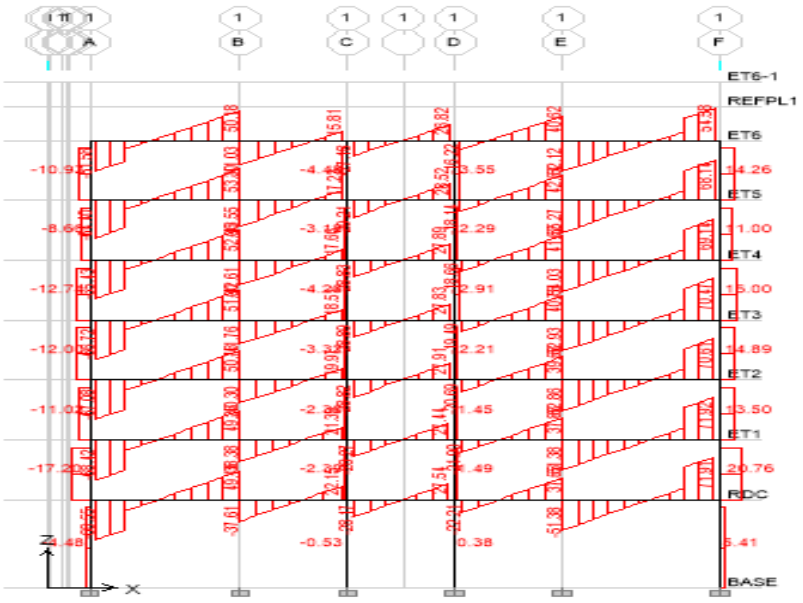
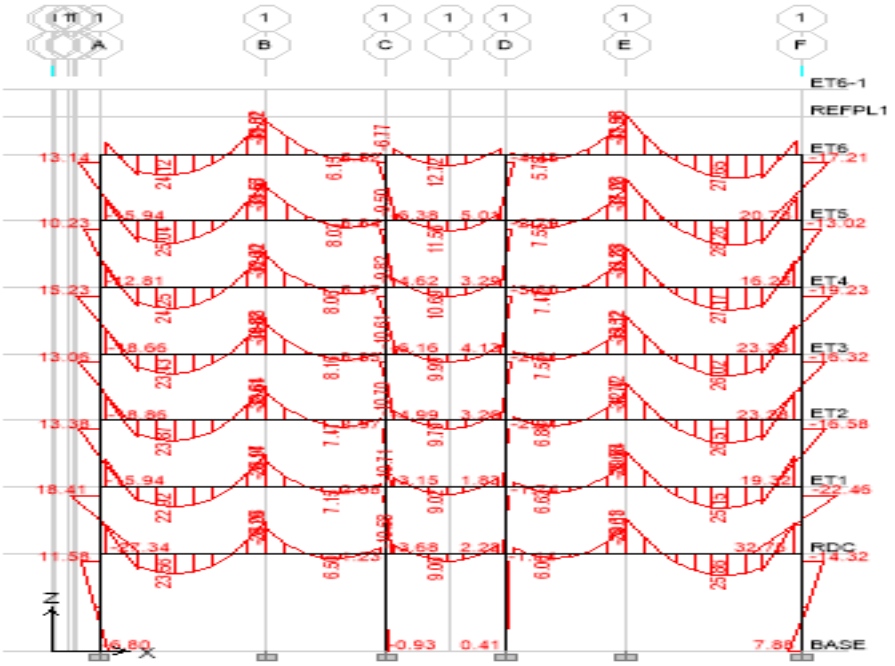


Figure VI .1.2 : diagramme des efforts normaux à l'ELU (axe 1)



FigureVI.1.3 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU (axe 1)



FigureVI.1.4 : les moments dans les poteaux à l'ELU (axe 1)

VI. 1.1) Recommandation du RPA 99 vs 2003

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est supérieur ou égale à 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrements est de (40Ø) (ZONE IIA).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (ZONE IIA).

- Le pourcentage minimal est de 0.8% (bxh)

  Poteaux (40x40) : Amin=0.008x40x40=12.8cm^2

  Poteaux (35x 35) : Amin=0.008x35x35=9.8cm^2

  Poteaux (30x30) : Amin=0.008x30x30=7.2cm^2

  Poteaux (25x25) : Amin=0.008x25x25=5cm²

- Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% (bxh).

  Poteaux (40x40) : Amin=0.04x40x40=64cm^2

  Poteaux (35x 35) : Amin=0.04x35x35=49cm^2

  Poteaux (30x30) : Amin=0.04x30x30=36cm^2

  Poteaux (25x25) : Amin = 0.04x25x25=25cm²

- Le pourcentage maximal en zone recouvrements sera 6% (bxh).

  Poteaux (40x40) : Amin=0.06x40x40=96cm^2

  Poteaux (35x 35) : Amin=0.06x35x35=73.5cm^2

  Poteaux (30x30) : Amin=0.06x30x30=54cm^2

  Poteaux (25x25) : Amin = 0.06x25x25=37.5cm²

- Les jonctions par recouvrements doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (Zones critiques).

VI.1.2) Calcul de l'armature à l'ELU :

Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion. Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (*SET*).

a) Calcul du ferraillage :

b.1) Section partiellement comprimée :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures soumis ; soit à un effort de traction ou à un effort de compression. $e = \frac{M}{N} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité pat les armatures soumis, soit à la un effort de la traction ou à un effort de compression, la condition suivante doit être vérifiée : $(d-c')N_u - M_f \leq \left(0{,}337 - 0{,}81\frac{C'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$

- ❖ Détermination des armatures :

- ➢ Calcul du moment fictif *:* $\boldsymbol{M_f = M + Nx\left(\frac{h}{2} - C'\right)}$
- ➢ Calcul du moment réduit :$\mu_l = \frac{M_f}{bxd^2xf_{bc}}$

- ❖ Armatures fictives : $\boldsymbol{A_f = \frac{M_f}{bxd^2x\sigma_{st}}}$
- ❖ Armatures réelles *:* $\boldsymbol{A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}}$

Si : μ_l<0,392 ⇒ Section simplement armée

Si : μ_l>0,392 ⇒ Section doublement armée

On calcul : $M_r = \mu_l bd^2 f_{bu}$ et $\Delta M = M_f - M_r$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée ;

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d\sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - C')\sigma_s}$$

$A' = \frac{\Delta M}{(d-C')\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$= 348 MPa

b.2) Section entièrement comprimée :

$e = \frac{M}{N} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

N *:* effort de compression ;

$$\left(0{,}337 - 0{,}81\frac{C'}{h}\right) bh^2 f_{bc} < (d - c')N_u - M_f$$

- ❖ ***1^er Cas :*** $Nx(d - c') - M_f \geq (0{,}5xh - c')xbxh^2xf_{bc}$⇒ Section doublement armée

$A_1 = \frac{M_f(d-0{,}5h)bhf_{bc}}{(d-c')x\sigma_{st}}$…(Comprimée)

$A_s = \frac{N-(bxhxf_{bc})}{\sigma_{st}}$…(Tendue)

❖ 2^{eme} ***Cas :*** $Nx(d-c') - M_f \leq (0{,}5xh - c')xbxh^2xf_{bc} \Rightarrow$ Section simplement armée

$$A_1 = \frac{N - \Psi xbxhxf_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Avec : $\Psi = \frac{0{,}3571+\frac{N(d-c)-M_f}{bxh^2xf_{bc}}}{0{,}8571-\frac{c}{h}}$

➢ **Section entièrement comprimée :**

Calcul des contraintes dans le béton : $\sigma_b = \frac{N}{B_0} + M_G\frac{V_1}{I_0} \leq \sigma_{bc} = 0{,}6f_{c28} = 15MPa$

➢ ***Section partiellement comprimée* :**

Pour calculer la contrainte du bétonσ_{bc}, on détermine la position de l'axe neutre :

y_1^2 : est déterminé par l'équation suivante :

$y_1^2 = py_2 + q = 0$

$y = \frac{h}{2} - e_s$

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

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

Avec :

c' : L'enrobage.

c : La distance du centre de pression par rapport à la fibre la plus tendue ($c = d - e_s$).

Pour effectuer la résolution, on procède comme suit :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si : $\Delta \geq 0$: $t = 0{,}5x(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y = u - \frac{p}{3xu}$

Si $\Delta < 0$ ⟶ L'équation admet trois racines.

$y_1' = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$; $y_2 = a.\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^0\right)$; $y_3' = a\cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^0\right)$

$\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p} x \sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$; $a = 2\ x \sqrt{\frac{-p}{3}}$

❖ **Contrainte de compression du béton :** $\sigma_{bc} = \frac{yxN_s}{l} y_s \leq \overline{\sigma_b}$

❖ **Contrainte dans les aciers tendus :**

$\sigma_s = \frac{bxy_s^3}{3} + 15[Ax(d - y_s) + A'(y_s - c')^2]$. M(KN.m)

VI.1.3) Calcul du ferraillage des poteaux :

VI.1.3 .a) Les armatures longitudinal :

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont données par logiciel « ETABS » ; et leurs ferraillage se fera par un calcul manuelle ou automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC », tout en respectant les valeurs de coefficients γb , γs, ϴ.

En situation courante et pour t > 24h **(ELU et ELS) : γb=1.50, γs=1.15, ϴ=1**

En situation courante et pour t > 24h **(ELU et ELS) : γb=1.15, γs=1, ϴ=0.85**

❖ ***Un exemple de calcul manuel :***

Cas de poteau 40x40

Nmax=-954.32 Kn M3=-0.604Kn.m

$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.604}{954.32} = 0.00063 < \frac{h}{2} - c = 0.17$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$Mf = M + Nu(\frac{h}{2} - c') = 0.604 + 954.32(\frac{0.40}{2} - 0.03) = 162.8384$

Mf=162.8384 KN.m

Vérification à la condition :

Nu (d-c')-Mf<(0.337h-0.81c').b.h.f_{bu}

d=h-c=0.40-0.03=0.37

d=0.37m

Nu(d-c')-Mf=954.32x(0.37-0.03)-162.8384= 161.630 Kn.m…….. (1)

$(0.337h-0.81c').b.h.f_{bu}=(0.337x0.40-0.81x0.03).0.40x0.40x14.2x10^3$

$(0.337h-0.81c').b.h.f_{bu}$= 251.056Kn.m ……(2)

(1)<(2)…….**conditions vérifiée**

Donc la section est partiellement comprimée $A_{SC}=0\ cm^2$

Calcul de Ast :

$\mu_f=\frac{Mf}{b.d2.fbu}=\frac{162.8384}{400x370x370x14.2}=0.20$

β=0.887

0.20<0.392 ⟶ SSA

Les armatures fictives :

$Af=\frac{Mf}{\beta.d.\sigma st}=\frac{162.8384x10^3}{0.887.37.348}=14.25$

Af=14.25cm²

Les armatures réelles :

$Ast=Af-\frac{N}{\sigma st}=14.25-\frac{954.32x10^3}{348x10^2}=-13.17$ **Ast=-13.17cm²**

Donc :Asc=0cm² et Ast=0cm²

On adopte la section d'acier minimal recommandé par le RPA2003 : **Amin=14.19cm²**

As=4HA16+4HA14

- Les efforts internes dans les poteaux ainsi que les moments fléchissant sont extrait du logiciel ***ETABS*** et sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons. On utilise le logiciel de calcul « SOCOTEC »

Les zones	Les Sollicitations	N(KN)	M(KN.m)	combos	$\frac{h}{2}-c$	As	Ai	OBS	Amin RPA	A Adoptée	Ferraillage
Zone 1 Pot 40x40	**Nmax- Ncor**	-954.32	-0.604	ELU	0.17	0	0	SEC	12.80	14.19	4HA16+ 4HA14
	Nmin- Ncor	153.54	25.107	08GEX		0.07	3.77	SET			
	M3-Ncor	-844.8	-91.2	QGEX		0	0	SEC			
Zone 2 Pot 35x35	**Nmax- Ncor**	-667.28	-1.661	ELU	0.145	0	0	SEC	9.80	10.67	4HA14+ 4HA12
	Nmin- Ncor	39.58	43.57	08GEX		0	4.02	SPC			
	M3-Ncor	-445.92	69.86	QGEX		0	0.51	SPC			
Zone 3 Pot 30x30	**Nmax- Ncor**	-274.58	-2.136	ELU	0.12	0	0	SEC	7.20	9.02	8HA12
	Nmin- Ncor	40.48	10.342	08GEY		0	1.52	SPC			
	M3-Ncor	-126.25	46.266	QGEX		0	2.97	SPC			
Zone 4 Pot 25x25	**Nmax- Ncor**	-80.71	-9.53	ELU	0.095	0	0	SEC	5	9.02	8HA12
	Nmin- Ncor	28.69	7.272	QGEY		0	0.43	SPC			
	M3-Ncor	-16.31	-1.764	QGEX		0	0	SEC			

Tableau VI.1.2 : Ferraillage des poteaux à l'ELU

VI.1.3.b) Les armatures transversales:

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poreaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton. Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal,

Diamètre des armatures transversales (Art A8.1, 3/BAEL 91/99)

D'après le (BAEL 91), le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du tries du diamètre d'armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$\phi t=\frac{\phi l}{3}=\frac{16}{3}=5.33$ soit $\phi t=8mm$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadre en ϕ=8mm soit ($At=2.01cm^2$)

Le calcul se fait à l'aide de la formule **(RPA99/2003/Art 7-4-2-2)**

$$\frac{A_t}{S_t}=\frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u **:** effort tranchant extrait du logiciel ***ETABS*** sous les combinaisons sismiques suivantes:

$$\begin{cases} ELU \\ 0.8G \pm Q \\ G+Q \pm E \end{cases}$$

A_t **:** section d'armature transversale ;

h_1 **:** hauteur totale de la section brute ;

F_e **:** contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale f_e= 400 MPA ;

ρ **:** est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture

Par effort tranchant. $\rho \begin{cases} 2.5 & si \quad \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & si \quad \lambda_g < 5 \end{cases}$

λ_g : élancement géometrique du poteau . $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ Ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de Déformation considérée,

l_f : Longueur de flambement du poteau. $l_f = 0.7\ h_e$.

h_e : C'est la hauteur du poteau.

- **Selon BAEL Art A.1.3**

$$St \leq \min (15\phi lmin; 40cm; (a+10))$$

Avec :

a : c'est la petite dimension de poteaux dans notre cas a=25

$$St \leq \min (15x1.2; 40cm; (25+10))$$

St =18cm soit **:** **St =15cm**

Selon RPA 99/2003 :

En zone nodale :

$$St \leq \min (10\phi_l, ;15cm) = \min (10x1.2 ; 15)$$

St=min(12 ; 15)

St=12 cm soit **St=10cm**

En zone courante :

$St \leq 15\phi_l$ $St \leq 15x1.2$

St=18cm soit **St=15cm**

Détermination de « λg » et de « ρa »

$$\lambda g = \frac{lf}{a} \quad \textbf{ou} \quad \frac{lf}{b}$$

Avec :

l_f : la longueur de flambement du poteau.➔ lf=0.7 lo

et lo : c'est la hauteur du poteau.

Exemple de calcul de RDC : lf=0.7x4.50=3.15m

Section cm²	Niveaux	Lf(m)	λg	ρa
40x40	**RDC : L0=4.50m**	3.15	7.875	2.5
	ET1=3.06m	2.142	5.355	2.5
35x35	**ET2 ;ET3 ; ET4 L0=3.06m**	2.142	6.12	2.5
30x30	**ET5 ;ET6 L0=3.06m**	2.142	7.14	2.5
25x25	**Toiture L0=3m**	2.1	8.4	2.5

Tableau VI.1.3 : Valeurs de « λg » et « ρa » pour les différentes sections de poteaux

Détermination de la section minimale des armatures transversales

Zone courante avec St=15cm

Section cm²	Niveaux	λg	$\frac{At\ min}{St\ .\ b}$ (%)	At (min) 0.003.St.b1
40x40	**RDC : L0=4.50m**	7.875	0.3	1.80
	ET1=3.06m	5.355	0.3	1.80
35x35	**ET2 ;ET3 ; ET4 L0=3.06m**	6.12	0.3	1.575
30x30	**ET5 ;ET6 L0=3.06m**	7.14	0.3	1.35
25x25	**Toiture L0=3m**	8.4	0.3	1.125

Tableau VI.1.4 : La section minimal des armatures transversales dans la zone courante

Zone courante avec St=10cm

Section cm²	Niveaux	λg	$\frac{At\ min}{St\ .\ b}$ (%)	At (min) 0.003.St.b1
40x40	RDC : L0=4.50m	7.875	0.3	1.20
	ET1=3.06m	5.355	0.3	1.20
35x35	ET2 ;ET3 ; ET4 L0=3.06m	6.12	0.3	1.05
30x30	ET5 ;ET6 L0=3.06m	7.14	0.3	0.9
25x25	Toiture L0=3m	8.4	0.3	0.75

Tableau VI.1.5 : La section minimal des armatures transversales dans la zone nodale

❖ **Détermination des armatures transversales :**

Zone courante avec St=15cm

Section (cm²)	ρa	Vu	St	ht	fe	At Calculé	At min	At Adoptée
40x40	2.5	58.19	15	40	40	1.363	1.80	4HA8= 2.01cm²
35x35	2.5	45.26	15	35	40	1.21	1.575	4HA8= 2.01cm²
30x30	2.5	30.49	15	30	40	0.95	1.35	4HA8= 2.01cm²
25x25	2.5	25.02	15	25	40	0.93	1.125	4HA8= 2.01cm²

Tableau VI.1.6 : Les armatures transversales dans la zone courante

Zone nodale avec St=10cm

Section (cm²)	ρa	Vu	St	ht	fe	At Calculé	At min	At Adoptée
40x40	2.5	58.19	10	40	40	0.90	1.20	4HA8= 2.01cm²
35x35	2.5	45.26	10	35	40	0.80	1.05	4HA8= 2.01cm²
30x30	2.5	30.49	10	30	40	0.63	0.90	4HA8= 2.01cm²
25x25	2.5	25.02	10	25	40	0.62	0.75	4HA8= 2.01cm²

Tableau VI.1.7 : Les armatures transversales dans la zone nodale

VI.1.4) vérification à l'ELU:

- ls : longueur d'ancrage ou longueur de scellement droit

$$ls=\frac{\phi X fe}{4X\tau su}$$

Avec :

ϕ : le diamètre de l'acier

τsu : La contrainte d'adhérence

fe : la limite élastique de l'acier

$f_{t28}=0.6+0.06f_{c28} = 0.6+0.06x25=2.1$ MPa

$\tau su = 0.6x\ \psi^2 x\ f_{t28}$

Avec ψ pour haute adhérence ψ=1.5

$\tau su = 0.6x1.5^2x\ 2.1=2.835$ MPa

Pour HA16 : $ls=\frac{1.6x400}{4x2.835} = 56.437$ cm

Pour HA14 : $ls=\frac{1.4x400}{4x2.835} = 49.382$ cm

Pour HA12 : ls=$\frac{1.2x400}{4x2.835} = 42.328$ cm

La longueur maximale de recouvrement est :

Acier HA FeE400 ➔ lr=40xϕ

Pour HA16 : lr=40x1.6=64cm

Pour HA14 : lr=40x1.4=56cm

Pour HA12 : lr=40x1.2=48cm

Vérification aux cisaillements :

$\tau_b=\frac{Vu}{bxd} \leq \tau_{bu}$

Avec :

fc_{28} :25MPa

Et
- $\lambda g \geq 5 \longrightarrow \rho a=0.075$
- $\lambda g < 5 \longrightarrow \rho a=0.04$

❖ **Poteaux 40x40**

➢ Du RDC à 1 ér étage λg =5.355 $\longrightarrow$ ρa=0.075

$\tau_b=\frac{Vu}{bxd} = \frac{58.19x10^3}{400x370} = 0.393$Mpa

τ_{bu}=0.275x 25=1.875 MPa $\longrightarrow$ **condition vérifiée.**

❖ **Poteaux 35x35**

➢ Du 2éme au 4 éme étage λg =6.12 $\longrightarrow$ ρa=0.075

$\tau_b=\frac{Vu}{bxd} = \frac{45.26x10^3}{350x320} = 0.404$

τ_{bu}=0.075x 25=1.875 MPa $\longrightarrow$ **condition vérifiée**

❖ **Poteaux 30x30**

➢ Du 5éme au 6éme étage $\lambda g = 7.14 \longrightarrow \rho a = 0.075$

$\tau_b = \frac{Vu}{bxd} = \frac{30.49 \times 10^3}{300x270} = 0.376$

$\tau_{bu} = 0.075x\ 25 = 1.875$ MPa ⟶ **condition vérifiée**

❖ **Poteaux 25x25**

➢ Toitures $\lambda g = 7.14 \longrightarrow \rho a = 0.075$

$\tau_b = \frac{Vu}{bxd} = \frac{25.02 \times 10^3}{250x230} = 0.435$

$\tau_{bu} = 0.075x\ 25 = 1.875$ MPa ⟶ **condition vérifiée**

❖ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poteau-poutre proprement dit les extrémités des barres qui y concurrent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la formule suivante :

$$\mathbf{h' = max\ (\frac{he}{6}, b, h, 60cm)}$$

Avec : h' : c'est la hauteur de l'étage moins la hauteur de la poutre

❖ **Poteaux 40x40 :**

➢ **Rdc : h=4.50m**

$h' = max\ (\frac{450-40}{6}, 40, 40, 60cm)$ **h'=68.333cm.**

➢ **Etage1 : h=3.06m**

$h' = max\ (\frac{306-40}{6}, 40, 40, 60cm)$ **h'=60cm**

Poteaux 35x35 :

➢ **Du 2éme au 4éme étage : h=3.06m**

$h' = max\ (\frac{306-40}{6}, 35, 35, 60cm)$ **h'=60cm**

❖ **Poteaux 30x30 :**

➢ **Du 5 éme au 6éme étage : h=3.06m**

$h'=\max\left(\frac{306-40}{6}, 30,30,60cm\right)$ **h'=60cm.**

❖ **Poteaux 25x25 :**

➢ **Toitures h=3m**

$h'=\max\left(\frac{300-40}{6}, 25,25,60cm\right)$ **h'=60cm**

VI.1.5) Vérifications à l'ELS :

A) Vérification des contraintes à l'ELS :

➢ **a- État limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible (Article A.4.5,32 du BAEL.91)

➢ **b-État limite de compression de béton :**

$\sigma bc \leq \sigma bc=0.6 \times fc_{28}=15MPa$ **(BAEL91.A.4.5.2)**

Contrainte admissible de l'acier σs=348 MPa

Contrainte admissible de béton σbc=15 MPa

Afin de faciliter les calculs on utilisera le logiciel de ferraillage SOCOTEC et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zones	Niveaux	Sections	Sollicitations	Ns(KN)	Ms(KN.m)	σb sup	σb inf	σb bc	σb sup	σbinf	σb s	OBS
I	Du RDC au 1ér étage	40x40	Nmin-Mco	-349.61	1.998	1.84	1.61	15	27.4	24.4	348	CV
			Nmax-Mcor	-649.19	0.314	3.45	3.41	15	51.6	51.2	348	CV
			M2-Ncor	-479.7	11.499	3.05	1.68	15	44.2	26.8	348	CV
II	Du 2éme ;3éme Au 4éme étage	35x35	Nmin-Mco	-172.19	2.367	1.33	0.90	15	19.4	14	348	CV
			Nmax-Mcor	-485.84	0.766	3.21	3.07	15	48	46.3	348	CV
			M2-Ncor	-213	0.919	1.46	1.29	15	21.7	19.60	348	CV
III	Du 5émé Au 6éme étage	30x30	Nmin-Mco	-3.32	-2.787	0.51	0	15	5.60	-11.3	348	CV
			Nmax-Mcor	-200.08	-1.055	1.86	1.56	15	27.4	23.9	348	CV
			M2-Ncor	-11.66	10.865	1.89	0	15	21.60	-44.60	348	CV
VI	Toiture	25x25	Nmin-Mco	-10.16	-1.401	0.45	0	15	5.46	-3.27	348	CV
			Nmax-Mcor	-58.44	-4.077	1.52	0	15	20.2	-0.93	348	CV
			M2-Ncor	-10.92	8.576	2.21	0	15	24.7	-42.7	348	CV

Tableau VI.1.8: Vérification des contraintes à l'ELS

B) Condition de non fragilité : (Art.A.4.2.,1/BAEL 91/99)

$$Amin=\frac{0.23xbxdxft28}{fe}\left[\frac{es-0.455d}{es-0.185d}\right]$$

Avec : $es=\frac{Ms}{Ns}$

es : excentricité de l'effort normal à l'ELS

ft_{28} : Résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours.

fe : contrainte limite des aciers élastiques. fe=400MPa

Amin : section minimal d'acier tendu.

b : hauteur utile.

d : largeur de la section de béton.

Les zones	Les sections	Les sollicitations	Ns	Ms	es	A calculé	A adopté	OBS
I	40X40	Nmin-M3	-349.61	0.257	0.073	4.42	14.19	CV
		Nmax-M3	-649.19	0.438	0.063	4.41		CV
		M3-Ncor	-479.7	1.619	0.33	4.52		CV
II	35X35	Nmin-M3	-172.19	0.746	0.433	3.48	10.67	CV
		Nmax-M3	-485.84	1.208	0.248	3.41		CV
		M3-Ncor	-213	-22.695	10.65	1.11		CV
III	30X30	Nmin-M3	-3.32	4.748	143	0.92	9.02	CV
		Nmax-M3	-200.08	-1.555	0.777	2.66		CV
		M3-Ncor	-11.66	20.699	117.52	0.93		CV
VI	25X25	Nmin-M3	-10.16	-2.414	23.75	0.47	9.02	CV
		Nmax-M3	-58.44	-6.942	11.87	0.13		CV
		M3-Ncor	-10.92	-11.40	104.3	0.65		CV

Tableau VI.1.9 : Vérification de la condition de non fragilité à l'ELS

Conclusion :

Le ferraillage des poteaux dans les deux sens après avoir fait toutes les calculs précédentes est comme suit :

- **armatures longitudinal :**

Les niveaux	Les sections	Le ferraillage adopté
RDC et 1er	**40x40**	**4HA16+4HA14=14.19 cm^2**
2^{éme} ;3 ^{éme},4^{éme}	**35x35**	**4HA14+4HA12=10.67 cm2**
5^{éme} et 6^{éme}	**30x30**	**4HA12+4HA12=9.02 cm^2**
Toiture	**25X25**	**4HA12+4HA12=9.02 cm^2**

Tableau VI.1.10 : Ferraillage finale des poteaux

- **les armatures transversales :**

4HA8=2.01cm^2

❖ **poteau (40x40) :**

Les armatures longitudinal **: 4HA16+4HA14=14.2cm²**
Les armatures transversales : **4HA8=2.01cm²**

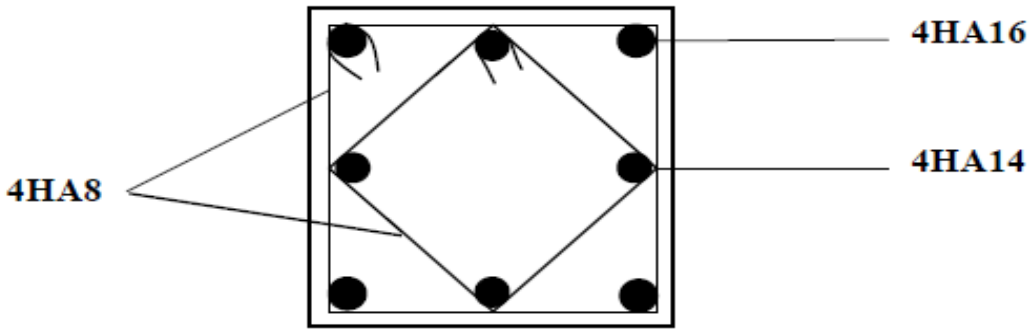


Figure VI.1.5 : Schéma de ferraillage des poteaux RDC et 1er étage

❖ **poteau (35x35) :**

Les armatures longitudinal **: 4HA14+4HA12=10.67cm²**
Les armatures transversales : **4HA8=2.01cm²**

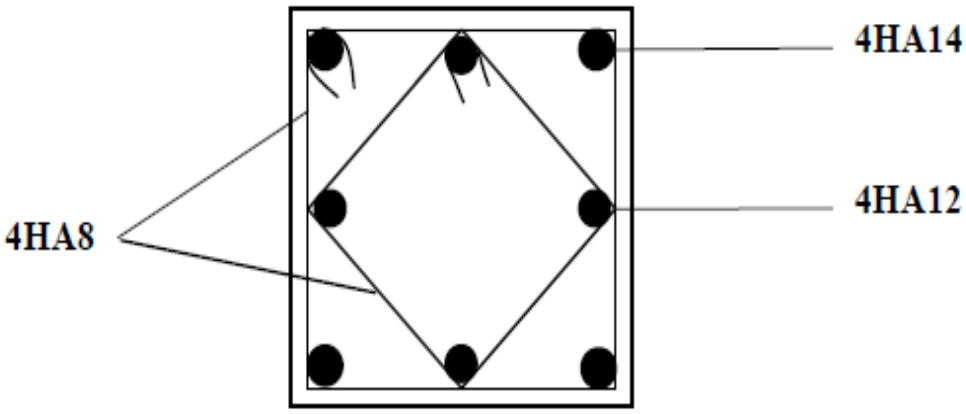


Figure VI.1.6 : Schéma de ferraillage du poteau 2 ; 3 ; 4éme étage

❖ **poteau (30x30) :**

Les armatures longitudinal **: 4HA12+4HA12=9.02cm²**

Les armatures transversales : **4HA8=2.01cm²**

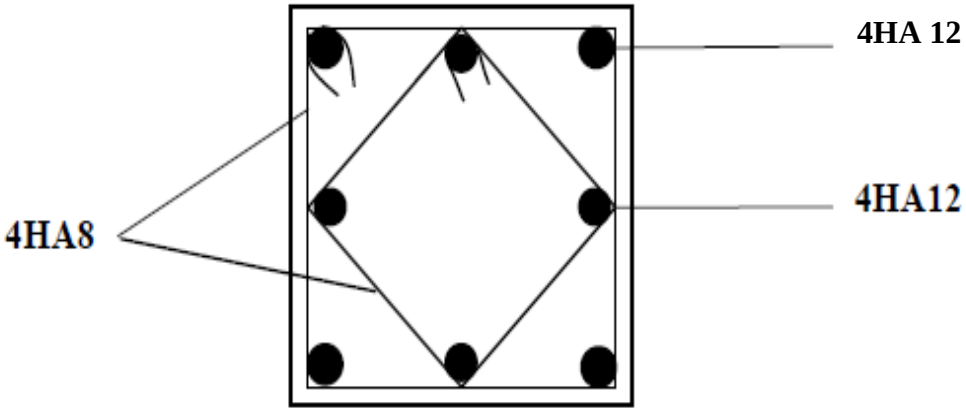


Figure VI.1.7 : Schéma de ferraillage du poteau 5 ; 6 étage

❖ **poteau (25x25) :**

Les armatures longitudinal **: 4HA12+4HA12=9.02cm²**

Les armatures transversales : **4HA8=2.01cm²**

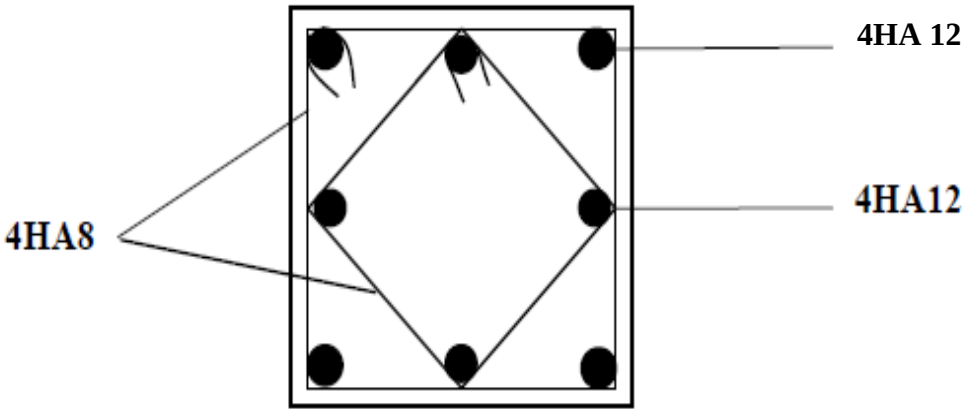


Figure VI.1.8 : Schéma de ferraillage du poteau toiture

VI.2) Ferraillage des poutres

Introduction

Les poutres sont des éléments linéaires sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les combinaisons de calcul :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à L'***ELU*** et vérifiées à L'***ELS***, Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

a) BAEL :

- ELU : 1.35 G + 1.5 Q
- ELS : G + Q

b) RPA99/2003 :

- $G + Q \pm E_{x,y}$ ..... ***(5.1 RPA 99/2003)***
- $0.8\ G \pm E_{x,y}$ ..... ***(5.2 RPA 99/2003)***

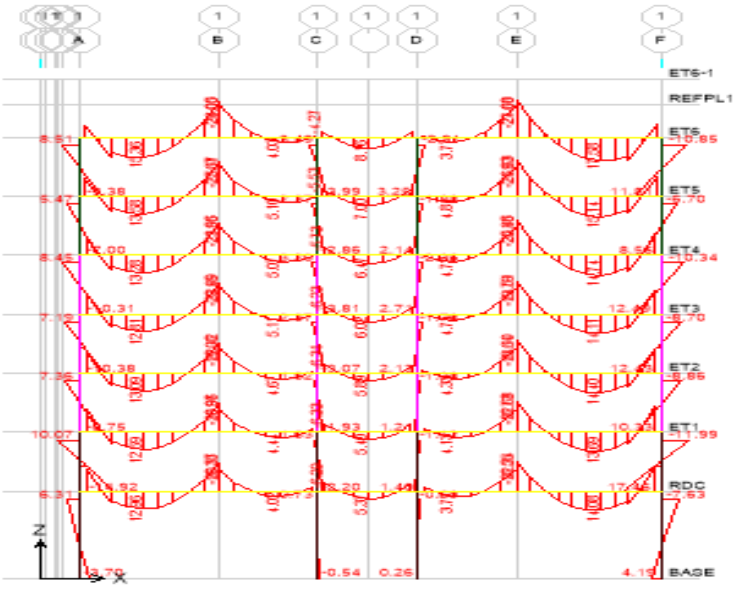


Figure VI.2.1) : les moments dans les poutres

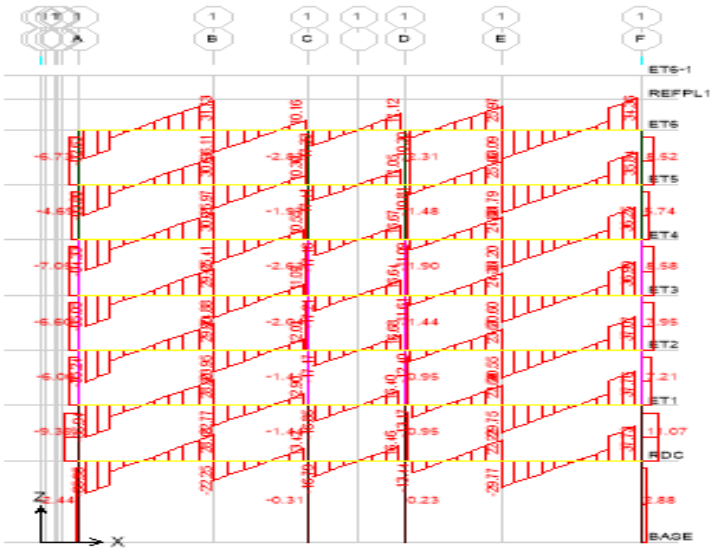


Figure VI.2.2) : les efforts tranchant dans les poutres

VI.2.1) Recommandations du RPA99:

a) Armatures longitudinales :(Art7.5.2.1 RPA99/2003)

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5% b h

- **Poutre principales :** A_{min} = 0,005 x 25 x 40 = 5 cm^2.
- **Poutre secondaire :** A_{min} = 0,005 x 25 x 35=4.375cm^2.
- **Poutre de chaînage :** A_{min} = 0,005 x 25 x 30=.3.75cm^2.
- **Poutre de ferme :** A_{min} = 0,005 x 25 x 35=.4.375 cm^2
- **Poutre de chaînage de ferme :** A_{min} = 0,005 x 25 x 35=.4.375cm^2

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

❖ **En zone courante ⇒ 4% b h ;**

- **Poutre principales :** (25x40)= 4%*25*40=40cm
- **Poutre secondaire :** (25x35)= 4%*25*35=35 cm
- **Poutre de chaînage :** (25x30)= 4%*25*30=30 cm
- **Poutre de ferme :** (25x35)=4%25*35=35cm
- **Poutre de chaînage de ferme :** (25x35)=4%25*35=35cm

❖ **En zone de recouvrement ⇒ 6% b h ;**

- **Poutre principales :** (30x40)= 6%*25*40=60 cm
- **Poutre secondaire :** (30x35)= 6%*25*35= 52.5cm
- **Poutre de chaînage :** (25x30)= 6%*25*30=45cm
- **Poutre de ferme :** (25x30)= 6%25*35=52.5cm
- **Poutre de chaînage de ferme :** (25x30)= 6%25*35=52.5cm

La longueur minimale de recouvrement est de ***40Ø*** pour la ***zone IIa***.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de ***10cm*** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est données par : $\mathbf{A_t = 0.003.S_t.\ b}$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

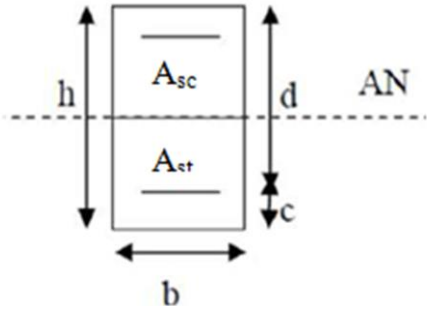
En zone nodale ⇒ $S_t = min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l\right)$

En dehors de la zone nodale ⇒ $S_t \leq \frac{h}{2}$

Ø **:** Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales ; et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.



Étapes de calcul:

a) Armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion, on a les étapes suivantes :

A_{st} : La section d'armatures tendues ;

A_{sc} : La section d'armatures comprimées ;

h : Hauteur de la section du béton ;

b : Largeur de la section du béton ;

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus (d = h-c) ;

c : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues ;

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcule se fera comme suit :

Calcul du moment réduit «μ» : $\boldsymbol{\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}}$; Avec : $\boldsymbol{f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b . \theta}}$

Tel que :

θ =1 : si la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h ;

θ =0,9 : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h ;

θ =0,85 : lorsque cette durée est inférieure à 1h ;

Pour les aciers de nuances feE400 on a : μ_l= 0.392

❖ ***1er Cas :*** $\mu < \mu_l = 0{,}392$ ⇒ Section simplement armée **(SSA)**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ⇒ $A_{sc}=0$

$$A_{st}=\frac{M_u}{\beta d \sigma_s} \text{ ; avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

γ_s=1.5 ⇒ Cas courant ; f_e=400MPa ;

❖ ***2ème Cas*** : Si $\boldsymbol{\mu \geq \mu_1}$ =0.392 ⇒ La section est doublement armée**(SDA)**

On Calcul: $M_r=\boldsymbol{\mu_1 . bd^2 f_{bc}}$; $\boldsymbol{\Delta M = M_u - M_r}$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée ;

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$A_{st} = \frac{M_l}{\beta_l d\sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_{st}} \; ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_{st}}$$

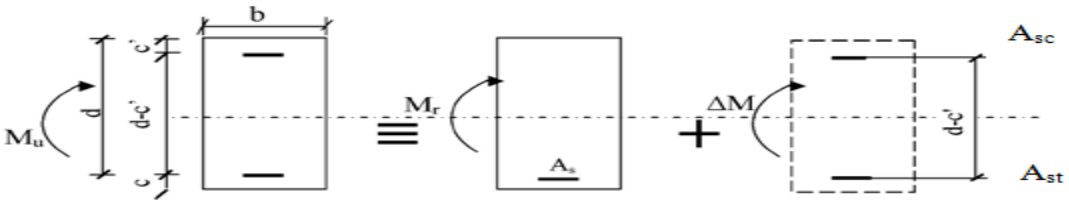


Figure VI.2.3): Section rectangulaire doublement armée.

Remarque :

Le Ferraillage des poutres principales et secondaires est le même pour tout les niveaux.

b)* Extraction des Moment Fléchissant et l'effort Tranchant *:

On propose de calculer la section d'armature de la Poutre Principale Sur appuis et en travée du plancher,

Pour pouvoir Procéder aux ferraillages des poutres en 'a besoin des Moment de flexion " M_y "et l'effort Tranchant " T ".

❖ ***Étape Extraies " My " et " T " :***

- Sélectionner les poutres Principales des plancher.
- ***Display ⇛ Show Tables ⇛ Select Cases/Combos ⇛ Frame Output⇛Frame Forces ⇛ Beam Forces⇛OK.***
- Sélectionner « les combinaisons de charges les plus défavorables ».

VI.2.2) Calcule du ferraillage à l'ELU:

Après avoir extrait les moments en utilisant ***ETABS***, on va ferrailler avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferraillage.

❖ Un exemple de calcul manuel :

1) Poutre principales proche du voile (25x40) :

✓ **Aux appuis :**

$$\mu a = \frac{Ma}{b.d^2.fbu} = \frac{130.603}{25*37^2*18.48} = 0.206$$

Si $\mu a < \mu l$ $0.206<0.392$ ⟶ **Section simplement armée (SSA)**

μa=0.206 β=0.841

Ast=$\frac{Ma}{\beta.d.\sigma st}=\frac{130.603*10^3}{0.841*37*400}$=9.81 **Ast = 9.81cm²**

Soit : Ast = 3HA14 (fil) +4HA14 (chap)

✓ **En travée :**

μa=$\frac{Ma}{b.d^2.fbu}=\frac{46.5*10^3}{25*37^2*14.20}$=0.096

si μa< μl 0.096< 0.392 ⟶ **Section simplement armée (SSA)**

μa=0.096 β=0.949

Ast=$\frac{Ma}{\beta.d.\sigma st}=\frac{130.603*10^3}{0.949*37*348}$=3.81 **Ast = 3.81cm²**

Soit Ast = 3HA14 (fil)

a) Armature longitudinale :

1 Études des poutres principales loin des voiles : (25x40)

Position	Combinaison	Moments	μ	OBS	Acal	Amin	Adopté	Choix
Travée	ELU	46.5	0.09	SSA	3.81	5	4.62	3HA14 (fil)
Appuis	QGEX	-130.603	0.268	SSA	9.81	5	10.77	3HA14 (fil)+ 4HA14(chap)

Tableau VI.2.1) : Ferraillage des poutres principales loin des voiles

2 Études des poutres principales proche des voiles : (25x40)

Position	Combinaison	Moments	μ	OBS	Acal	Amin	Adopté	Choix
Travée	ELU	33.203	0.068	SSA	2.68	5	4.62	3HA14 (fil)
Appuis	QGEX	-93.175	0.191	SSA	6.76	5	6.88	3HA14(fil)+ 2HA12(chap)

Tableau VI.2.2) : Ferraillage de poutres principales proche des voiles

3 Études des poutres secondaire loin des voiles : (25x35)

Position	Combinaison	Moments	μ	OBS	Acal	Amin	Adopté	Choix
Travée	ELU	34.603	0.095	SSA	3.28	4.375	4.62	3HA14(fil)
Appuis	QGEX	-97.14	0.267	SSA	8.43	4.375	10.77	3HA14 (fil)+ 4HA14(chap)

Tableau VI.2.3) : Ferraillage des poutres secondaire loin des voiles

4 Études des poutres secondaire proche des voiles : (25x35)

Position	Combinaison	Moments	μ	OBS	Acal	Amin	Adopté	Choix
Travée	ELU	15.976	0.043	SSA	1.47	4.375	4.62	3HA14(fil)
Appuis	QGEX	-82.736	0.079	SSA	8.41	4.375	10.77	3HA14(fil)+ 4HA14(chap)

Tableau VI.2.4) : Ferraillage des poutres secondaires proche des voiles

5 Études des poutres de chaînage: (25x30)

Position	Combinaison	Moments	μ	OBS	Acal	Amin	Adopté	choix
Travée	ELU	5.716	0.022	SSA	0.62	3.75	4.62	3HA14(fil)
Appuis	QGEX	-20.902	0.080	SSA	1.99	3.75	4.62	3HA14(fil)

Tableau VI.2.5) : Ferraillage des poutres de chaînage

6 Études des poutres ferme (charpente) : (25x35)

Position	Combinaison	Moments	μ	OBS	Acal	Amin	Adopté	choix
Travée	ELU	14.63	0.040	SSA	1.34	4.375	5.65	3HA12(fil)+ 2HA12(chap)
Appuis	QGEX	-46.086	0.126	SSA	3.77	4.375	5.65	3HA12(fil)+ 2HA12(chap)

Tableau VI.2.6) : Ferraillage des poutres fermes (charpente)

7 Études des poutres de chaînage ferme (charpente) : (25x35)

Position	Combinaison	Moments	μ	OBS	Acal	Amin	Adopté	choix
Travée	ELU	8.231	0.022	SSA	0.75	4.375	5.65	3HA12(fil)+ 2HA12(chap)
Appuis	QGEX	-30.751	0.084	SSA	2.47	4.375	5.65	3HA12(fil)+ 2HA12(chap)

Tableau VI.2.7): Ferraillage des poutres de chaînage de ferme (charpentes)

VI.2.3) Vérification à L'ELU :

A/conditions de non fragilité : A.4.2/BAEL91/99)

La section minimale des armatures doit vérifier cette condition

Amin=$\frac{0.23xbxdxfc28}{fe}$ avec ft28=0.6+0.06x fc28=2.1MPa

- **Poutre principale :(25X40)**

Amin=$\frac{0.23xbxdxfc28}{fe}$ = $\frac{0.23x25x37x2.1}{400}$=**1.16 cm² …… condition vérifiée**

- **Poutre secondaire :(25x35)**

Amin=$\frac{0.23xbxdxfc28}{fe}$ = $\frac{0.23x25x32x2.1}{400}$=**0.96cm²** …… **condition vérifiée**

- **Poutre de chaînage : (25x30)**

Amin=$\frac{0.23xbxdxfc28}{fe}$ = $\frac{0.23x25x27x2.1}{400}$=**0.81cm²** ……. **condition vérifiée**

Poutre de ferme (charpente) :(25x35)

Amin=$\frac{0.23xbxdxfc28}{fe}$ = $\frac{0.23x25x33x2.1}{400}$=**0.99cm²** **…….. Condition vérifiée**

- **Poutre de chainage de ferme (charpente) : (25x35)**

Amin=$\frac{0.23xbxdxfc28}{fe}$ = $\frac{0.23x25x33x2.1}{400}$=**0.99cm²** …….. **Condition vérifiée**

Adoptée>Amin donc la condition de non fragilité est vérifiée ainsi que les sections recommandée par le RPA

B/Justification sous sollicitation de l'effort tranchant (A.5.1BAEL91/99) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τu », prise conventionnellement égale à :

$$\tau u=\frac{\text{Tu MAX}}{\text{bxd}} \leq \text{Min}\left(\frac{0.2\text{fc28}}{\gamma\text{b}}, 5\text{ MPa}\right) = 3.33MPa.$$

Avec :

Tu max : Effort tranchant maximale à L'ELU.

- **Poutre principale (25x40)**

$\tau u=\frac{111.79}{25x37} = 0.121 < 3.333$……**condition vérifiée**

- **Poutre secondaire (25x35)**

$\tau u=\frac{32.44}{25x32} = 0.040 < 3.333$……..**condition vérifiée**

- **Poutre de chaînage (25x30)**

$\tau u=\frac{16.26}{25x27} = 0.024 < 3.333$……**condition vérifiée**

- **Poutre de ferme (25x35)**

$\tau u=\frac{25.560}{25x32} = 0.031 < 3.333$……**condition vérifiée**

- **Poutre de ferme de chaînage (25x35)**

$\tau u=\frac{23.64}{25x32} = 0.029 < 3.333$……**condition vérifiée**

C/Influence de l'effort tranchant aux appuis :(A.5.1.32BAEL/99)

$$\text{Tu} \leq \text{Tu}=0.4\frac{0.9\text{xbxdxfc28}}{\gamma\text{b}}$$

- **Poutre principal (25x40):**

$$\text{Tu}=0.4x\frac{0.9\text{x250x370x25}}{1.5} = 555$$

111.79 < 666…….**condition vérifiée**

- **Poutre secondaire (25x35) :**

Tu=$0.4x\frac{0.9x250x320x25}{1.5}=480$

32.44 < 480……**condition vérifiée**

- **Poutre de chaînage (25x30) :**

Tu=$0.4x\frac{0.9x250x270x25}{1.5}=405$

16.26 < 405…….. **Condition vérifiée**

- **Poutre de ferme (25x35) :**

Tu=$0.4x\frac{0.9x250x320x25}{1.5}=480$

25.56 < 480……**condition vérifiée**

- **Poutre de ferme (25x35) :**

Tu=$0.4x\frac{0.9x250x320x25}{1.5}=480$

23.64 <480.....**condition vérifiée**

D/Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (A.1.5.32 BAEL91/99)

Lorsqu'au droit d'un appuis :Tu-$\frac{Mu}{0.9xd}$>0 on doit prolonger au Delas de l'appareil d'appuis

Une section d'armatures ^pour équilibrer un moment égale Tu-$\frac{Mu}{0.9xd}$

- **Poutre principales (25x40) :**

Tu-$\frac{MU}{0.9Xd}=111.79-\frac{93.175}{0.9x0.37}=-168.014<0$ ……**condition vérifiée**

- **Poutre secondaires (25x35) :**

Tu-$\frac{MU}{0.9Xd}=32.44-\frac{28.736}{0.9x0.32}=-67.337<0$……..**condition vérifiée**

❖ **Poutre de chaînage (25x30) :**

Tu-$\frac{MU}{0.9Xd} = 16.26 - \frac{20.902}{0.9x0.27} = -69.756 < 0$ …… **condition vérifiée**.

❖ **Poutre ferme (25x35) :**

Tu-$\frac{MU}{0.9Xd} = 25.56 - \frac{46.086}{0.9x0.32} = -134.460 < 0$…….. **Condition vérifiée**

❖ **Poutre ferme de chaînage (25x35)**

Tu-$\frac{MU}{0.9Xd} = 23.64 - \frac{30.751}{0.9x0.32} = -83.134 < 0$…… **condition vérifiée**

$\Rightarrow$ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

E/Vérification de l'adhérence de l'acier- béton (A.6.1.3 BAEL91/99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures

$$\tau se=\psi s \times ft_{28}=1.5*2.1=3.15MPa$$

la contrainte d'adhérence au niveau de l'appuis le plus sollicitées doit être

$\tau se=\frac{\tau}{0.9xdx\Sigma u} \leq \tau se= \psi s \times ft_{28}$

ui :le périmètre des aciers.

- **Poutre principal (25x40)**

  Σui=3*3.14*14=131.88

$\tau se=\frac{111.79}{0.9x370x131.88} = 2.54 < 3.15$ **condition vérifiée**

- **Poutre secondaire (25x35) :**

  Σui= 3*3.14*14+4*3.14*14=307.72

$\tau se=\frac{32.44}{0.9x320x307.72} = 0.366 < 3.15$ **condition vérifiée**

- **Poutre de chaînage (25x30) :**

  Σui=3*3.14*12 =113.04

$\tau se=\frac{16.26}{0.9x270x113.04}=0.591<3.15$ **condition vérifiée**

- **Poutre de ferme (25x35) :**

  Σui=3*3.14*12+2*3.14*12=188.4

$\tau se=\frac{25.56}{0.9x320x188.4}=0.471<3.15$ **condition vérifiée**

- **Poutre de ferme de chaînage (25x35) :**

  Σui=3*3.14*12+2*3.14*12=188.4

$\tau se=\frac{23.64}{0.9x320x188.4}=0.435<3.15$ **condition vérifiée**

F/ La longueur de scellement droit des barres (A.6.1.23/BAEL91 /99)

On définit la longueur de scellement droit ls comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$ls=\frac{\theta x fe}{4x\tau se}$$

Avec :

$\tau se=0.6x\psi^2xftj=0.6x1.5^2x2.1=2.835MPa$

Pour θ12 : ls=42.33cm➔ls=45cm

Pour θ14 : ls=46.38➔ls=50cm

Les règles de l'article (Art6.A.1/BAEL91 modifiée99),admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée , mesurée hors crochets , est au moins égale à 0.4 ls pour les aciers HA .

Pour θ12 : la=18cm

Pour θ14 : la=20cm

VI.2.4) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est :

$\Theta_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \Theta l; \frac{b}{10}\right)$

Avec :

Θl : étant le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$\Theta_t \leq$ Min (1.14 ; 10 ; 3) Θl=8cm soit At=4HA8= 2.01cm^2

- **Calcul des espacements :**

a) zone nodale :

$St_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\Theta l ; 30\right)$

- **Poutre principale (25x40) :**

$St_l \leq \text{Min}\left(\frac{40}{4}; 12x1.2 ; 30\right) = \text{Min}\ (10 ; 14.4 ; 30)$

Soit **St=10cm**

- **Poutre secondaire (25x35) :**

$St_l \leq \text{Min}\left(\frac{35}{4}; 12x1.4 ; 30\right) = \text{Min}\ (8.75 ; 16.8 ; 30)$

Soit **St=8cm**

- **Poutre de chaînage (25x30)**

$St_l \leq \text{Min}\left(\frac{30}{4}; 12x1.4 ; 30\right) = \text{Min}\ (7.5; 16.8 ; 30)$

Soit **St=8cm**

- **Poutre ferme de la charpente (25x35) :**

$St_l \leq \text{Min}\left(\frac{35}{4}; 12x1.4 ; 30\right) = \text{Min}\ (8.75 ; 16.8 ; 30)$

Soit **St=8cm**

- **Poutre de chaînage de ferme (25x35) :**

$St_l \leq$ Min ($\frac{35}{4}$; $12x1.4$; 30) = Min (8.75 ; 16.8 ; 30)

Soit **St=8cm**

b) zone courante:

$$\mathbf{st \leq \frac{h}{2}}$$

- **poutre principale (25x40):**

$st \leq \frac{40}{2}$=20 soit **St=20cm**

- **poutre secondaire (25x35):**

$st \leq \frac{35}{2}$=17.5 soit **St=15cm**

- **poutre de chaînage (25x30)**

$st \leq \frac{30}{2}$=15 soit **St=15cm**

- **poutre de ferme de la charpente (25x35) :**

$st \leq \frac{35}{2}$=17.5 soit **St=15cm**

- **poutre de chaînage ferme d de la charpente (25x35)**

$st \leq \frac{35}{2}$=17.5 soit **St=15cm**

❖ Délimitations de la zone nodales :

Dans le cas des poutres rectangulaires la longueur de la zone nodale L' égale à 2 fois h(la hauteur de la poutre considérer.

- **Poutre principal :** L'=2*40=80cm
- **Poutre secondaire :** L'=2*35=70cm
- **Poutre de chaînage :** L'=2*30=60cm
- **Poutre de ferme :** L'=2*35=70cm
- **Poutre de chaînage de ferme :** L'=2*35=70cm

Vérification de la section minimale d'armature transversale du RPA

La section minimale d'armature transversale est donnée par la relation suivante :

$At=0.3\%xStxb$ $At=1.50<2.01cm^2$

❖ **Zone courante :**

Les poutres	St	At=0.003 x St xb	Ferraillages
Poutre principal	20	1.50	**4HA8= 2.01cm²**
Poutre secondaire	15	1.125	**4HA8= 2.01cm²**
Poutre de chaînage	15	1.125	**4HA8= 2.01cm²**
Poutre de ferme	15	1.125	**4HA8= 2.01cm²**
Poutre de chaînage de ferme	15	1.125	**4HA8= 2.01cm²**

Tableau VI.2.8) : Ferraillage des armatures transversales dans la zone courante

❖ **Zone nodale**

Les poutres	St	At=0.003 x St xb	Ferraillages
Poutre principal	10	0.75	**4HA8= 2.01cm²**
Poutre secondaire	8	0.6	**4HA8= 2.01cm²**
Poutre de chaînage	8	0.6	**4HA8= 2.01cm²**
Poutre de ferme	8	0.6	**4HA8= 2.01cm²**
Poutre de chaînage de ferme	8	0.6	**4HA8= 2.01cm²**

Tableau VI.2.9) : Ferraillage des armatures transversales dans la zone nodale

VI.2.5) Vérification à L'ELS :

A/état limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres est considérer comme peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

B/l'état limite de compression du béton et de l'acier (BAEL91A.5.2)

On doit vérifier σbc< σbc σst< σst

Avec : $\sigma bc=\frac{\sigma st}{K}$ et $\overline{\sigma bc}$ =0.6x fc_{28} =15MPa

$\sigma st=\frac{Ms}{\beta 1 x d x Ao}$ et < $\overline{\sigma st}=\frac{fe}{\gamma s}=\frac{400}{1.15}=348MPa$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivant :

- **Poutre principale loin des voiles (25x40)**

position	Ms(kn.m)	A(cm²)	ρ1	β1	K1	σst	σbc	σbc	OBS
Travée	33.716	4.62	0.580	0.887	29.25	222.36	7.60	15	cv
Appuis	-53.782	10.77	1.347	0.845	17.26	159.72	9.25	15	cv

Tableau VI.2.10) : Vérification du ferraillage des poutres principales loin des voiles

- **Poutre principale proche des voiles (25x40)**

position	Ms(kn.m)	A(cm²)	ρ1	β1	K1	σst	σbc	σbc	OBS
Travée	1.823	4.62	0.580	0.887	29.25	12.023	0.41	15	cv
Appuis	-24.143	6.88	0.750	0.875	25	108.39	4.33	15	cv

Tableau VI.2.11) : Vérification du ferraillage des poutres principales proche des voiles

- **Poutre secondaire loin des voiles (25x35)**

position	Ms(kn.m)	A(cm²)	ρ1	β1	K1	σst	σbc	σbc	OBS
Travée	25.171	4.62	0.580	0.887	29.25	191.94	6.56	15	cv
Appuis	36.927	10.77	1.347	0.845	17.26	126.80	7.35	15	cv

Tableau VI.2.12) : Vérification du ferraillage des poutres secondaire loin des voiles

❖ **Poutre secondaire proche des voiles (25x35)**

position	Ms(kn.m)	A(cm²)	ρ1	β1	K1	σst	σbc	σbc	OBS
Travée	1.463	4.62	0.580	0.887	29.25	11.15	0.38	15	cv
Appuis	11.672	10.77	1.347	0.845	17.26	40.07	2.32	15	cv

Tableau VI.2.13) : Vérification du ferraillage des poutres secondaire proche des voiles

❖ **Poutre de chaînage (25x30)**

position	Ms(kn.m)	A(cm²)	ρ1	β1	K1	σst	σbc	σbc	OBS
Travée	3.834	4.62	0.580	0.887	29.25	34.65	1.18	15	cv
Appuis	4.182	4.62	0.580	0.887	29.25	37.79	1.29	15	cv

Tableau VI.2.14) : Vérification du ferraillage des poutres de chaînage

❖ **Poutre ferme (charpente) (25x35)**

position	Ms(kn.m)	A(cm²)	ρ1	β1	K1	σst	σbc	σbc	OBS
Travée	10.53	5.65	0.423	0.900	35.25	107.853	3.059	15	cv
Appuis	-11.748	5.65	0.423	0.900	35.25	120.329	3.413	15	cv

Tableau VI.2.15) : Vérification du ferraillage des poutres ferme (charpente)

❖ **Poutre ferme de chainage (charpente) (25x35)**

position	Ms(kn.m)	A(cm²)	ρ1	β1	K1	σst	σbc	σbc	OBS
Travée	5.944	5.65	0.423	0.900	35.25	60.881	1.727	15	cv
Appuis	-7.979	5.65	0.423	0.900	35.25	81.725	2.318	15	cv

Tableau VI.2.16) : Vérification du ferraillage des poutres ferme de chaînage (charpente)

C/ État de déformation (flèche) (BAEL B.6.5.2)

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et utilisation de la construction on prend le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

Les valeurs de la flèche seront extraite à partir de logiciel ETABS doivent vérifiée cette condition : f Etabs $\leq f = \frac{L}{500}$

Avec :

f : la flèche admissible

L : la plus grande portée des poutres dans chacune des deux directions

- Poutre principale adhéré aux voiles (25x40) :

La flèche admissible : la valeur maximal de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur L=4.60m

$f = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0.92$ cm f etabs = 0.17cm

f etabs = 0.17cm < f = 0.92cm ……**condition vérifiée**

- Poutre principale loin de voiles (25x40) :

La flèche admissible : la valeur maximal de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur L=4.60m

$f = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0.92$ cm f etabs = 0.05cm

f etabs = 0.05cm < f = 0.92cm ……**condition vérifiée**

- Poutre secondaire proche aux voiles (25x35) :

La flèche admissible : la valeur maximal de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur L=3.80m

f =$\frac{L}{500}$ = $\frac{380}{500}$ = 0.76 cm f etabs = 0.12 cm

f etabs = 0.12cm < f = 0.76cm …….**condition vérifiée**

- Poutre principale loin des voiles (25x35) :

La flèche admissible : la valeur maximal de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur L=4.60m

f =$\frac{L}{500}$ = $\frac{380}{500}$ = 0.76 cm f etabs = 0.02cm

f etabs = 0.02cm < f = 0.76cm …….**condition vérifiée**

- Poutre de chaînage (25x30) :

La flèche admissible : la valeur maximal de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur L=4.60m

f =$\frac{L}{500}$ = $\frac{315}{500}$ = 0.63 cm f etabs = 0.0027 cm

f etabs = 0.0027cm < f = 0.63cm …….**condition vérifiée**

- Poutre de ferme (charpente) (25x35) :

La flèche admissible : la valeur maximal de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur L=315 cm

f =$\frac{L}{500}$ = $\frac{315}{500}$ = 0.63 cm f etabs = 0.0015cm

f etabs = 0.015cm < f = 0.63cm …….**condition vérifiée**

❖ Poutre de chaînage de ferme (charpente) (25x35) :

La flèche admissible : la valeur maximal de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur L=315 cm

f =$\frac{L}{500}$ = $\frac{315}{500}$ = 0.63 cm f etabs = 0.0011cm

f etabs = 0.011cm < f = 0.63cm …….**condition vérifiée**

Étant donné que toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Conclusion :

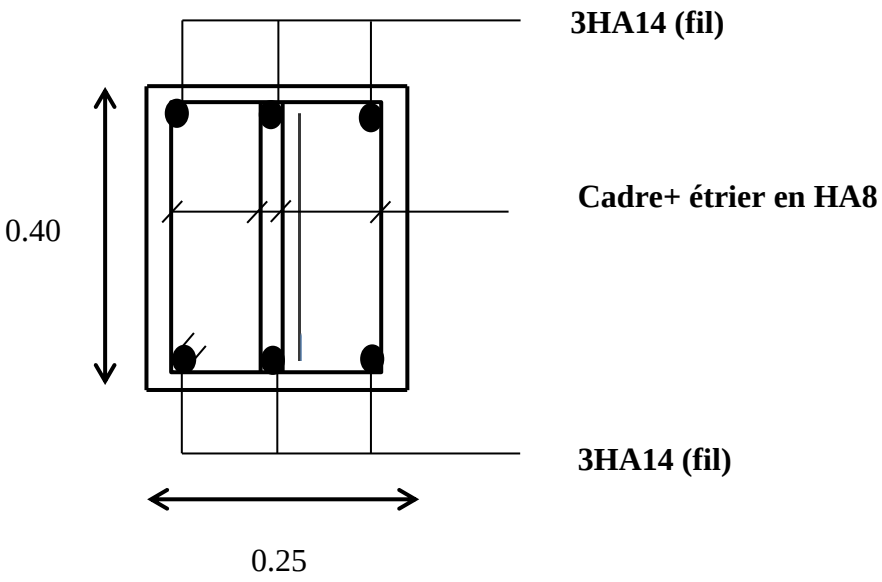
Les vérifications à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferraillage à l'ELU

Les poutres	Les armatures transversales		Les armatures longitudinales	
	Zone nodale	Zone courante	travée	Appuis
P.P loin des voiles	4HA8	4HA8	3HA14 (fil)	3HA14 (fil) + 4HA14 (chap)
P.P proche des voiles	4HA8	4HA8	3HA14 (fil)	3HA14 (fil) + 2HA12 (chap)
P.S loin des voiles	4HA8	4HA8	3HA14 (fil)	3HA14 (fil) + 4HA14 (chap)
P.S proche des voiles	4HA8	4HA8	3HA14 (fil)	3HA14 (fil) + 4HA14 (chap)
Poutre de chaînage	4HA8	4HA8	3HA14 (fil)	3HA14 (fil)
Poutre de ferme (charpente)	4HA8	4HA8	3HA12 (fil) + 2HA12 (chap)	3HA12 (fil) + 2HA12 (chap)
Poutre de chaînage de ferme (charpente)	4HA8	4HA8	3HA12 (fil) + 2HA12 (chap)	3HA12 (fil) + 2HA12 (chap)

Tableau VI.2.17) : ferraillage final des poutres

Schémas de ferraillage des poutres

- **Poutre principal loin des voiles (25x40)**
- **En travée : 3HA14**



- **Aux appuis : 3HA14 (fils) +4HA14 (chap)**

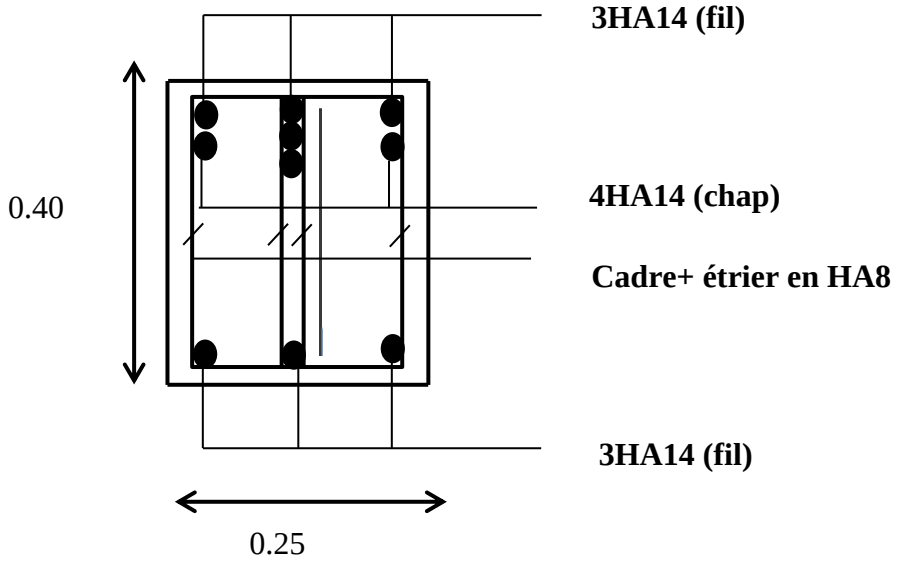
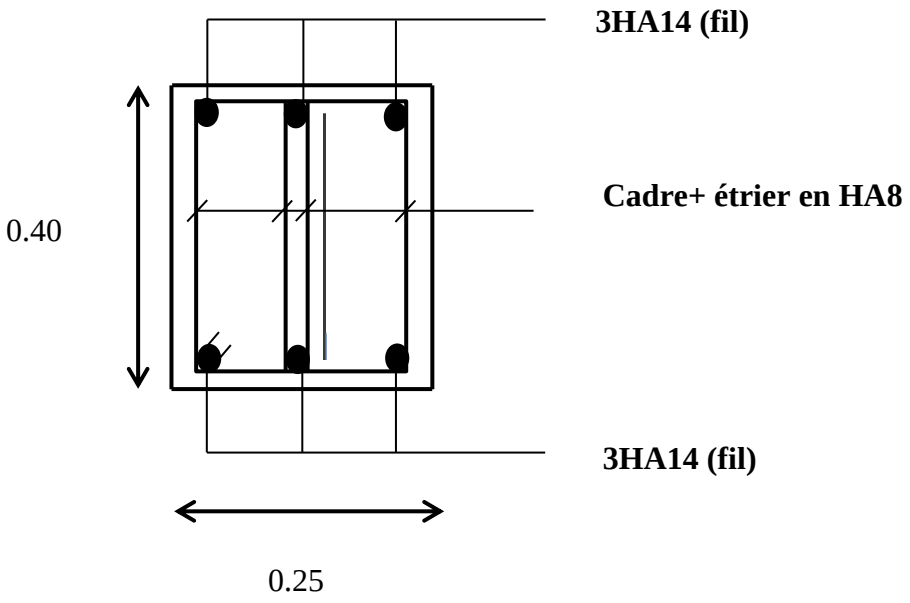


Figure VI.2.4): Ferraillage des poutres principales loin des voiles

- **Poutre principal proche des voiles (25x40)**
- **En travée : 3HA14 (fil)**



- **Aux appuis : 3HA14 (fils) +2HA12 (chap.)**

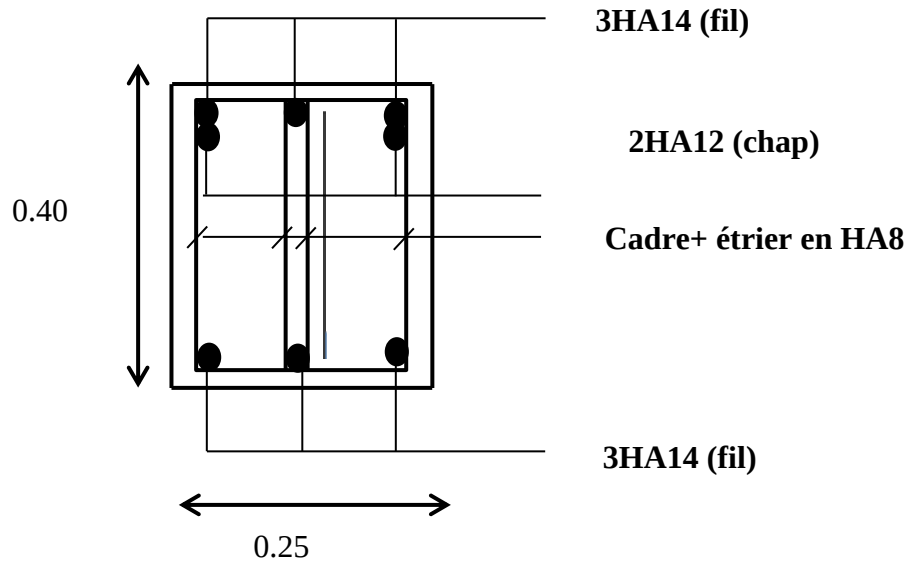
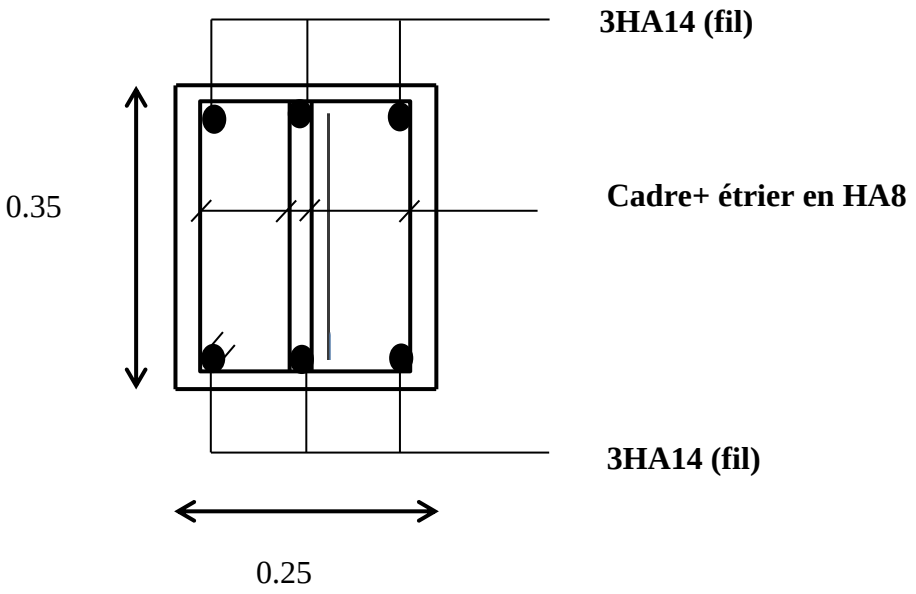


Figure VI.2.5) : Ferraillage des poutres principales proche des voiles

- **Poutre secondaire loin de voiles (25x40)**
- **En travée : 3HA14**



- **Aux appuis : 3HA14 (fils) +4HA14 (chap.)**

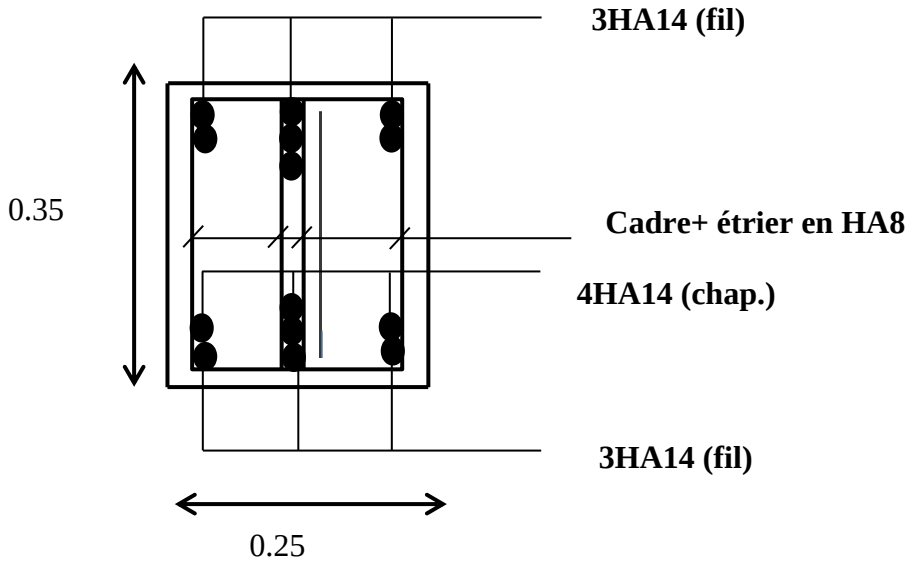
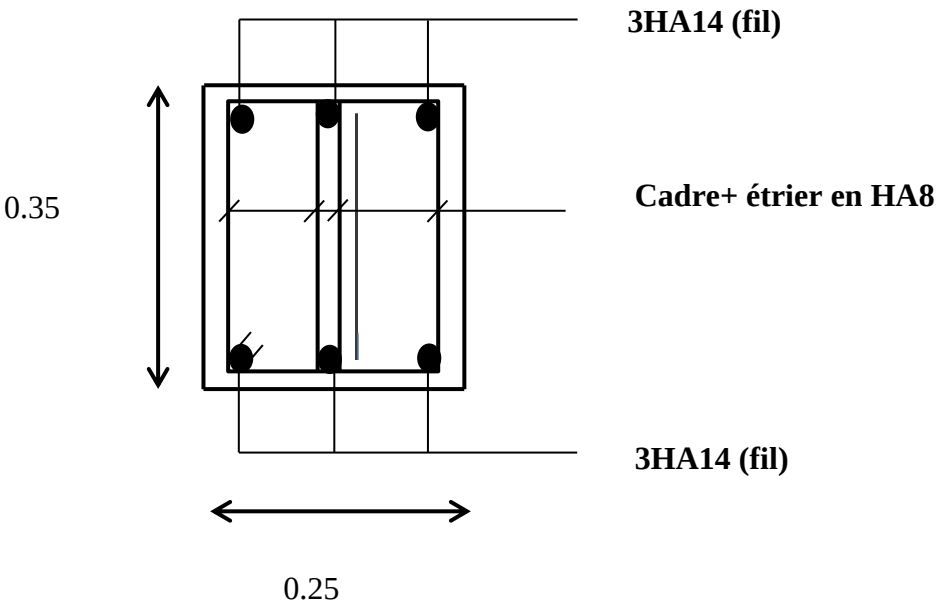


Figure VI.2.6): Ferraillage des poutres secondaire loin des voiles

❖ **Poutre secondaire proche des voiles (25x40)**

➢ **En travée : 3HA14**



➢ **Aux appuis : 3HA14 (fils) +4HA14 (chap.)**

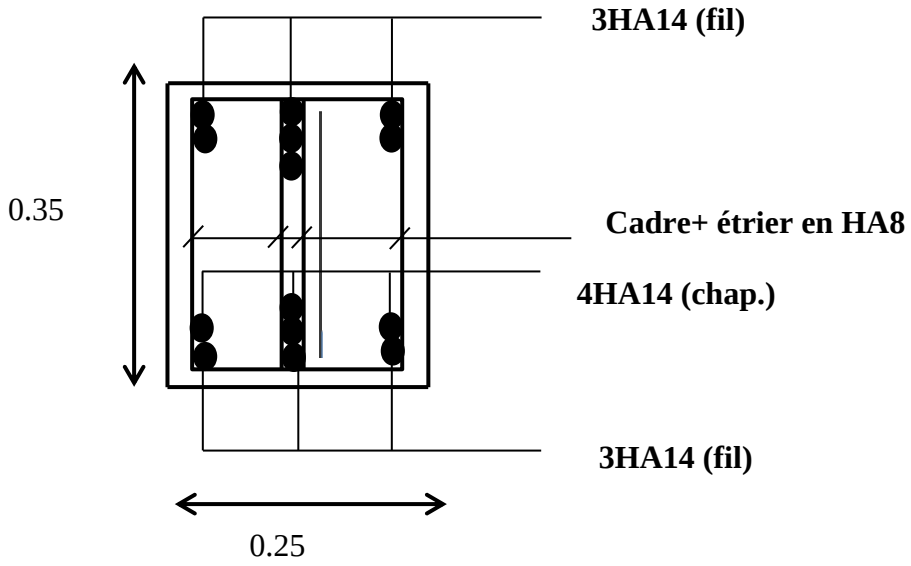
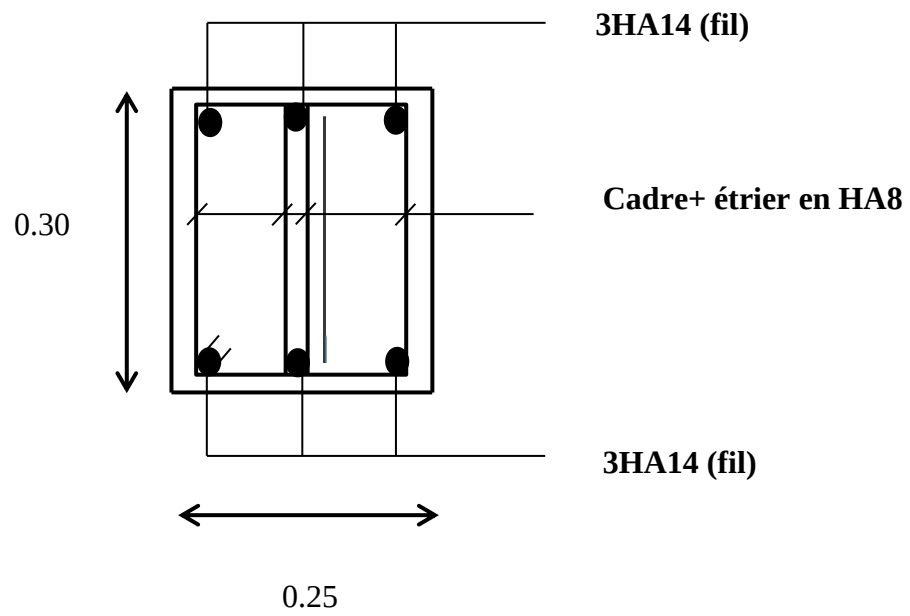


Figure VI.2.7): Ferraillage des poutres secondaire proche de voile

❖ **Poutre de chaînage (25x30)**

➢ **En travée : 3HA14 (fil)**



➢ **Aux appuis : 3HA14**

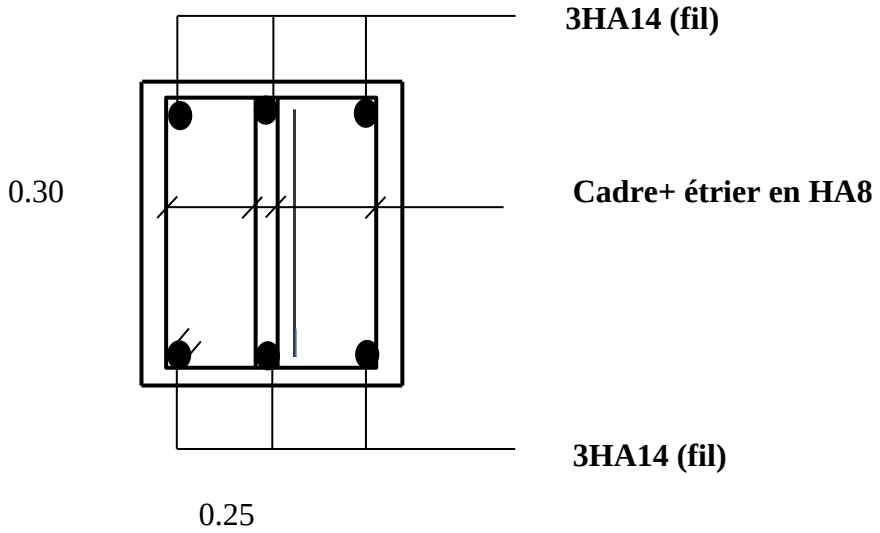
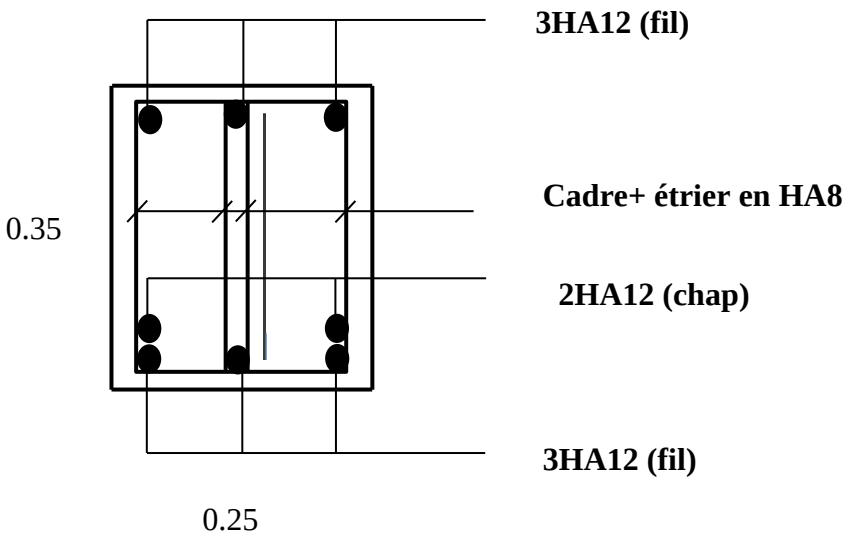


Figure VI.2.8) : Ferraillage de poutre de chainage

❖ **Poutre de ferme : (25x35)**

➢ **En travée : 3HA12 (fils) +2HA12 (chap)**



➢ **Aux appuis : 3HA12 (fils) +2HA12 (chap.)**

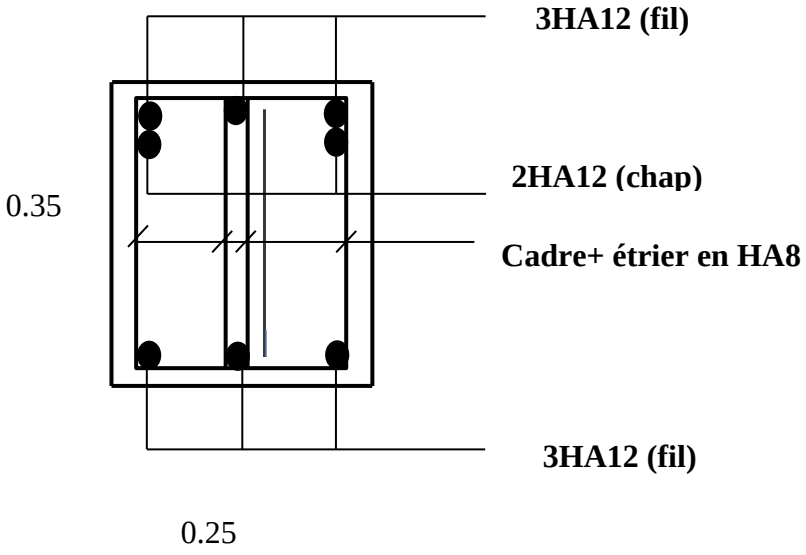
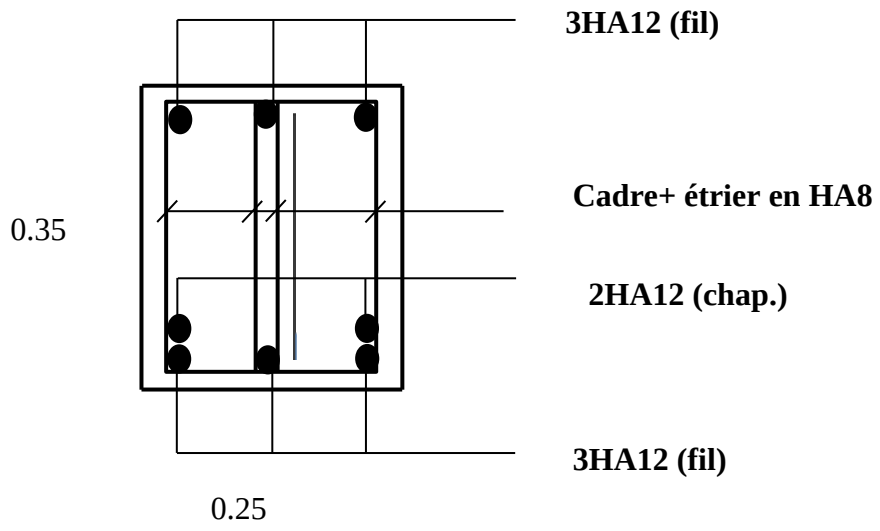


Figure VI.2.9) : Ferraillage de poutre de ferme (charpente)

❖ **Poutre de chaînage de ferme (25x35) :**

➢ **En travée : 3HA12 (fils) +2HA12 (chap.)**



➢ **Aux appuis : 3HA12 (fils) +2HA12 (chap.)**

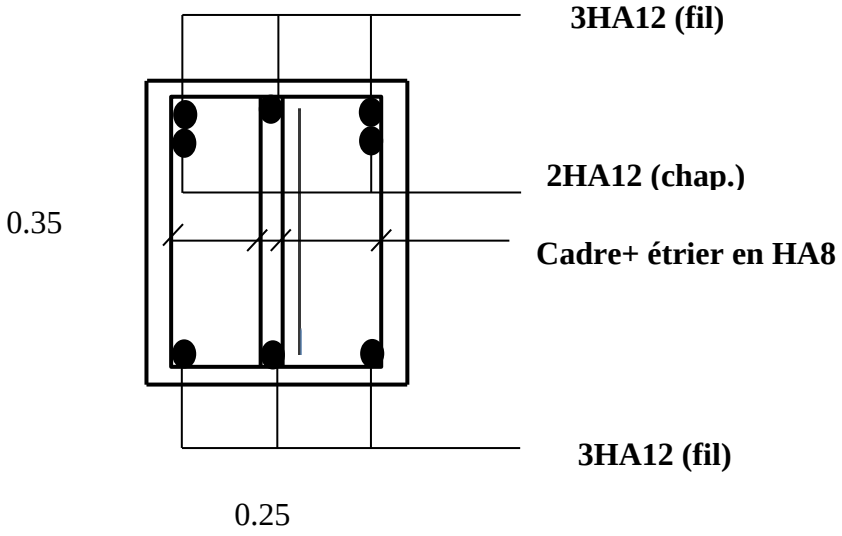


Figure VI.2.10) : Ferraillage de poutre de chainage ferme

VI.3 Ferraillage des voiles :

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et d'autres horizontales (séisme). Le calcul du ferraillage se fera donc en flexion composée, selon le règlement **BAEL91**et les vérifications selon **le RPA 99/version 2003**

Trois types d'armatures seront déterminés :

Armatures verticales

Armatures horizontales

Armatures transversales

- **Combinaisons d'action :**

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferraillage des voiles sont :

$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$ **(Selon le RPA99 modifié 2003).**

$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$ **(Selon le BAEL 91 modifié 99).**

VI.3.1) Ferraillage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d). Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton ;

I : moment d'inertie du voile ;

V et V' : bras de levier $\Longrightarrow V = V' = L_{voile}/2$

Afin de faciliter les calculs, le ferraillage des voiles se fera par zone , car il est possible d'adopter le même ferraillage pour certains niveaux

Zone I : Rez-de-chaussée au 1erétage.

Zone II : 2eme au 4eme étage.

Zone III : 5eme au 6eme étage.

Et les voiles qui ont les mêmes dimensions seront regroupés comme suit :

V1 : VL1, VL3 **V4** :VL6 **V3** :VL4, VL5

V2 :VL2 **V5** :VT2, VT4 **V6** :VT1, VT3, VT6, VT5

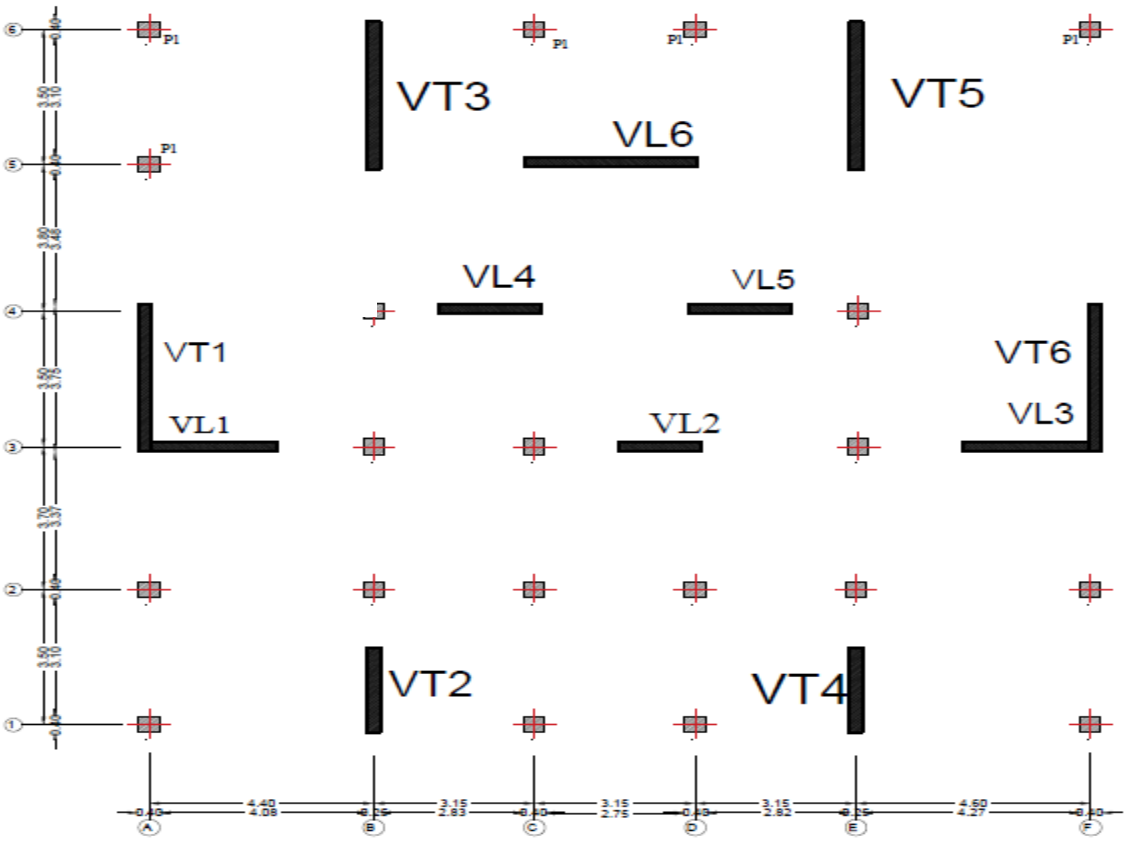


Figure VI.3.1 : Disposition des voiles

Les contraintes des différents voiles sont résumées dans les tableaux suivants :

1) Contraintes dues à $N_{max} \Longrightarrow M_{correspondant}$

Voile	zone	e(m)	L(m)	B(m2)	I(m4)	Nmax	Mcor	Tcor	combinaison	V	sigma max	sigma min
v1	Z1	0.25	2.5	0.625	0.32552083	2671.99	69.188	281.54	08QGEy	1.25	4540.86592	4009.50208
	Z2	0.25	2.5	0.625	0.32552083	1104.62	130.865	303.63	08QGEy	1.25	2269.9136	1264.8704
	Z3	0.25	2.5	0.625	0.32552083	48.49	280.655	122.39	08QGEX	1.25	1155.2992	-1000.1312
v2	Z1	0.25	1.63	0.4075	0.0902239	-553.72	76.057	112.58	08QGEx	0.815	-671.792841	-2045.85133
	Z2	0.25	1.63	0.4075	0.0902239	-354.88	20.489	25.52	08QGEy	0.815	-685.792314	-1055.95002
	Z3	0.25	1.63	0.4075	0.0902239	-94.42	308.829	88.01	08QGEx	0.815	2557.97267	-3021.38372
v3	Z1	0.25	2	0.5	0.16666667	-702.74	129.577	271.76	08QGEx	1	-628.018	-2182.942
	Z2	0.25	2	0.5	0.16666667	-232.17	409.088	197.56	08QGEx	1	1990.188	-2918.868
	Z3	0.25	2	0.5	0.16666667	-18.97	359.431	152.8	08QGEx	1	2118.646	-2194.526
v4	Z1	0.25	3.4	0.7875	0.65116406	-658.13	159.259	59.79	08QGEy	1.575	-450.513681	-1220.92759
	Z2	0.25	3.4	0.7875	0.65116406	-351.59	87.477	35.24	08QGEy	1.575	-234.878912	-658.048073
	Z3	0.25	3.4	0.7875	0.65116406	-143.99	63.834	39.28	08QGEy	1.575	-28.4462585	-337.24263
v5	Z1	0.25	2.2	0.5	0.16666667	-343.86	266.897	143.7	08QGEy	1	913.662	-2289.102
	Z2	0.25	2.2	0.5	0.16666667	-206.57	101.718	121.44	08QGEy	1	197.168	-1023.448
	Z3	0.25	2.2	0.5	0.16666667	-58.38	109.288	86.73	08QGEy	1	538.968	-772.488
v6	Z1	0.25	3.83	0.875	0.89322917	2394.38	5798.212	941.93	08QGEy	1.75	14096.1966	-8623.328
	Z2	0.25	3.83	0.875	0.89322917	893.94	2434.089	721.38	08QGEy	1.75	5790.47314	-3747.18171
	Z3	0.25	3.83	0.875	0.89322917	41.09	485.072	85.21	08QGEy	1.75	997.305143	-903.385143

Tableau VI.3.1 : Calcul de contraintes (N_{max})

2) **Contraintes dues à $N_{min} \Longrightarrow$ $M_{correspondant}$**

Voile	zone	e(m)	L(m)	B(m2)	I(m4)	Nmin	Mcor	Tcor	combinaison	V	sigma max	sigma min
v1	Z1	0.25	2.5	0.625	0.32552083	-4550.26	-109.92	-291.57	QGEy	1.25	-7702.5088	-6858.3232
	Z2	0.25	2.5	0.625	0.32552083	-2439.03	-198.296	-348.61	QGEy	1.25	-4663.90464	-3140.99136
	Z3	0.25	2.5	0.625	0.32552083	-599.88	-138.735	-188.36	QGEy	1.25	-1492.5504	-427.0656
v2	Z1	0.25	1.63	0.4075	0.0902239	-1616.38	-12.354	-6.51	ELU	0.815	-4078.1714	-3854.98197
	Z2	0.25	1.63	0.4075	0.0902239	-1210.45	-24.635	-15.09	ELU	0.815	-3192.95946	-2747.89943
	Z3	0.25	1.63	0.4075	0.0902239	-569.3	-14.753	-6.5	ELU	0.815	-1530.3203	-1263.79013
v3	Z1	0.25	2	0.5	0.16666667	-1853.53	-13.221	-6.69	ELU	1	-3786.386	-3627.734
	Z2	0.25	2	0.5	0.16666667	-1391.13	-16.581	-7.88	ELU	1	-2881.746	-2682.774
	Z3	0.25	2	0.5	0.16666667	-650.53	11.747	10.12	ELU	1	-1230.578	-1371.542
v4	Z1	0.25	3.4	0.7875	0.65116406	-2244.66	-10.411	-0.27	ELU	1.575	-2875.54346	-2825.18035
	Z2	0.25	3.4	0.7875	0.65116406	-1641.21	-0.514	-0.83	ELU	1.575	-2085.31943	-2082.83296
	Z3	0.25	3.4	0.7875	0.65116406	-779.54	13.721	-2.48	ELU	1.575	-956.70446	-1023.07967
v5	Z1	0.25	2.2	0.5	0.16666667	-1938.71	26.403	26.16	ELU	1	-3719.002	-4035.838
	Z2	0.25	2.2	0.5	0.16666667	-1416.12	92.45	58.89	ELU	1	-2277.54	-3386.94
	Z3	0.25	2.2	0.5	0.16666667	-576.9	76.042	46.16	ELU	1	-697.548	-1610.052
v6	Z1	0.25	3.83	0.875	0.89322917	-5075.29	-5780.508	-955.2	QGEY	1.75	-17125.4083	5524.74547
	Z2	0.25	3.83	0.875	0.89322917	-2839.89	-2575.672	-809.72	QGEY	1.75	-8291.8031	1800.62596
	Z3	0.25	3.83	0.875	0.89322917	-963.9	-19.296	-12.73	ELU	1.75	-1139.40441	-1063.79559

Tableau VI.3.2 : Calcul de contraintes (N_{min})

3)Contraintes dues à $M_{max} \Longrightarrow N_{correspondant}$

Voile	zone	e(m)	L(m)	B(m2)	I(m4)	Ncor	Mmax	Tcor	combinaison	V	sigma max	sigma min
v1	Z1	0.25	2.5	0.625	0.32552083	-3376.31	-2448.297	-593.21	QGEx	1.25	-14803.5565	3999.36448
	Z2	0.25	2.5	0.625	0.32552083	-1701.36	-831.097	-425.56	QGEx	1.25	-5913.58848	469.23648
	Z3	0.25	2.5	0.625	0.32552083	-88.98	473.721	131.21	QGEx	1.25	1676.72064	-1961.45664
v2	Z1	0.25	1.63	0.4075	0.0902239	-1346.74	651.867	-133.08	QGEx	0.815	2583.48572	-9193.25259
	Z2	0.25	1.63	0.4075	0.0902239	-955.39	-307.985	-147.45	QGEx	0.815	-5126.56961	437.538936
	Z3	0.25	1.63	0.4075	0.0902239	-166.27	334.189	77.24	QGEx	0.815	2610.73266	-3426.78174
v3	Z1	0.25	2	0.5	0.16666667	-1410.53	-1574.352	-285.79	QGEx	1	-12267.172	6625.052
	Z2	0.25	2	0.5	0.16666667	-1115.55	-642.114	-280.26	QGEx	1	-6083.784	1621.584
	Z3	0.25	2	0.5	0.16666667	-114.71	474.657	121.78	QGEx	1	2618.522	-3077.362
v4	Z1	0.25	3.4	0.7875	0.65116406	-1651.69	-6146.786	-803.39	QGEx	1.575	-16964.8937	12770.1255
	Z2	0.25	3.4	0.7875	0.65116406	-827.22	1816.259	505.95	QGEy	1.575	3342.62978	-5443.50597
	Z3	0.25	3.4	0.7875	0.65116406	-505.23	1032.94	246.81	QGEy	1.575	1856.85684	-3139.98065
v5	Z1	0.25	2.2	0.5	0.16666667	-891.56	1234.836	187.26	QGEy	1	5625.896	-9192.136
	Z2	0.25	2.2	0.5	0.16666667	-665.27	580.49	173.24	QGEy	1	2152.4	-4813.48
	Z3	0.25	2.2	0.5	0.16666667	-218.17	-241.696	-14.98	QGEy	1	-1886.516	1013.836
v6	Z1	0.25	3.83	0.875	0.89322917	1913.61	5811.888	940.42	QGEy	1.75	13573.5389	-9199.57322
	Z2	0.25	3.83	0.875	0.89322917	-2839.89	-2575.672	-809.72	QGEy	1.75	-8291.8031	1800.62596
	Z3	0.25	3.83	0.875	0.89322917	-32.94	605.221	59.26	QGEy	1.75	1148.09339	-1223.38482

Tableau VI.3.3 : Calcul de contraintes (M_{max})

VI.3.1.1) Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

Section entièrement comprimée **(S.E.C).**

Section partiellement comprimée **(S.P.C).**

Section entièrement tendue **(S.E.T).**

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

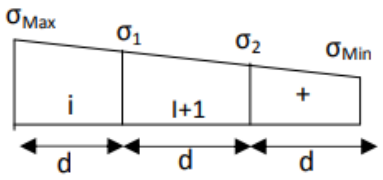
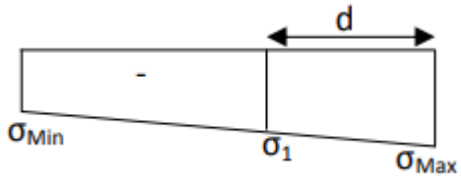
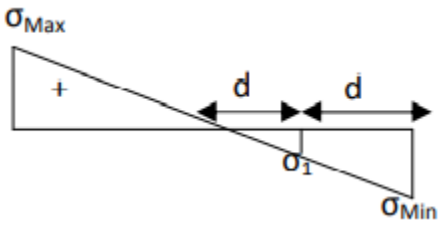
Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i=\frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2}d.e$	$N_{i+1}=\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}d.e$
S.E.T		$N_i=\frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2}d.e$	$N_{i+1}=\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}d.e$
S.P.C		$N_i=\frac{\sigma_{min}+\sigma_1}{2}d.e$	$N_{i+1}=\frac{\sigma_1}{2}d.e$

Tableau VI.3.4 : Les efforts normaux

L_c : la longueur de la zone tendue $L_t=\frac{\sigma_t}{\sigma_t+\sigma_c}L$

L_t : longueur de la zone comprimée $L_c= L-L_t$

VI.3.1.2) les armatures :

A) Armatures verticales :

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_{Vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau VI.3.5 : Armatures verticales

Avec :

B : section du voile

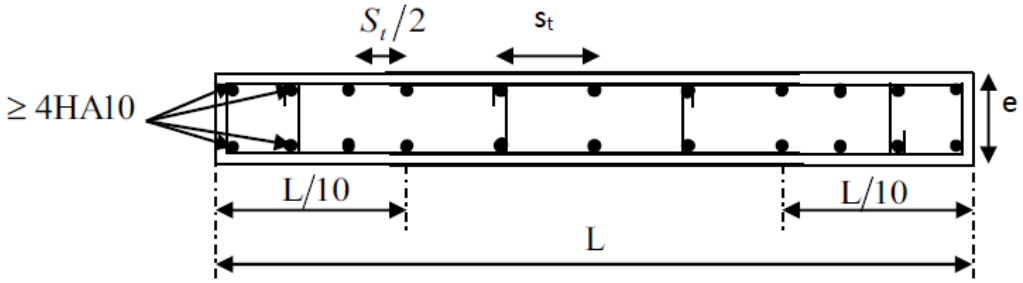
σ_s: Contrainte de l'acier

En situation accidentelle : σs= 400 MPA $\Longrightarrow f_{bc}$ = 18.48MPa

En situation courante : σs= 348 MPA $\Longrightarrow f_{bc}$ = 14,20MPa

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures vertical doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$de chaque extrémité et il doit être au plus égal à 15 cm.



Disposition des armatures verticales dans les voiles.

B) Armatures minimales :

- **Section entièrement comprimée :*(BAEL91 modifié 99 ,articleA.8.1; 21)***

Amin > 4cm²/ml, par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

0.2% ≤$Amin$/B≤ 0.5%B : section du béton

- **Section entièrement tendue : *(BAEL91modifié 99, article A.4.2.1)***

Amin ≥max ($\frac{B \times f_{t28}}{f_e}$,0.15%B) Avec : B section du béton

- **Section partiellement comprimée** :

$A_{min} \geq \max\left(\frac{0.23.d.e.f_{t28}}{f_e}; 0.02\%B\right)$Avec : B section du béton

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0,2 %** de la section horizontale du béton tendu**(*RPA 99 modifié 2003, article.7.7.4.1).***

- **Exigence du RPA (article 7.7.4.3/RPA version 2003) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux ,est donné comme suit : -Globalement dans la section du voile 0.15%

-En zone courante 0.10%

C) Armature horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10∅. (**99 modifié 2003, article 7.7.4.2RPA***)*

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

-Règles communes du **RPA** pour les armatures verticales et horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

AH > 0.15%B⟹Globalement dans la section du voile.

AH > 0.10%B⟹en zone courante*(***RPA 99 modifié 2003, article7.7.4.3***)*.

-D'après le BAEL : $A_H = \frac{A_V}{4}$

B : Section du béton

Av: Section d'armature verticale.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

- Le diamètre des barres horizontales et verticales ds voiles ne doivent pas depasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

D) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

E) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1.1\frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$\bar{V} = 1.4V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement

F) Armatures des potelets

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4 HA10 (RPA 99). Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

➢ **Disposition constructive :**

1- Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement doit être égale à :

40 Ø : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.

20 Ø : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

2- Diamètre maximal

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égal à [1/10] de l'épaisseur du voile.

$\emptyset \leq 0.1e = 0.1 \times 250 =$ **25mm.**

1- Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq min\{1.5e. 30cm\}$$

Avec : e=25cm : épaisseur du voile.

St $\leq$ **1. 5**e $\Longrightarrow$**St** $\leq$ 37.5 **cm**

Dans notre cas :

St $\leq$ min {37.5; 30cm} $\Longrightarrow$**St** $\leq$ **30cm**

VI.3.2) Les vérifications :

A) Vérification à l'ELU

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement**

- ***D'après (BAEL91modifiées 99, article A.5.1.21)***

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\bar{\tau}_u$ Contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u = min\left(0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$

- **D'après *(RPA99modifiées 2003 article A.7.7.2).***

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Avec : $\overline{V} = 1.4 V_u$

V_u**:** Effort tranchant calculé au niveau considéré ;

*b***:** Epaisseur du voile ;

*d***:** Hauteur utile (d= 0.9 h) ;

h **:** Hauteur totale de la section brute

B) Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :N_s :L'effort normal appliqué

B : Section du béton

A : section des armatures adoptées (verticales)

$\overline{\sigma}_b$: Contrainte admissible

VI.3.3) Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé d'un voile du groupe V3 soit à calculer le ferraillage de des voiles VL4 et VL5 la zone 1

Caractéristiques géométriques :

L = 2m

B = 0.5 m^2

e = 0.25m

σ_t=6625.052KN/m^2

σ_c= -12267.172 KN/m^2 ⟹ La section est partiellement comprimée

$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}+\sigma_{min}} L$ L_t=0.7013 m

L_c=L-L_t L_c= 1.2987m

➢ **Calcul d'armatures :**

- **Armatures verticales** :

$$N_s = \frac{\sigma_T \text{ x } L_T}{2} \text{x ep} \Longrightarrow N_s = \frac{6625.052\text{x } 0.701}{2} \text{x} 0.25 = 580.81\text{KN}$$

$$A_{sv\,/LT\,/2nappe} = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{580.52}{34.8} = 14.52\ cm^2$$

-Les armatures de coutures

$$A_{vj} = 1.1\frac{V_u}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 285.79}{400 \times 10^{-1}} = 11\mathbf{cm^2}$$

$A_{vj} = 11\mathbf{cm^2} \longrightarrow L = 2m$

$A_{vj/LT} \longrightarrow L_t = 0.7013\ m \quad A_{vjLT} = 3.857cm$

-Armature minimale :

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{0.23.B.f_{t28}}{f_e}; 0.02\%B\right)$$

A_{min} =max(9.205, 3.5067)

$A_{min/LT/2nappe}$ =9.205cm^2

$A_{min/LT/2nappe}$ =9.205 ⟶ Lt=0.701 m

$A_{min/ml/2nappe}$ = 13.125 ⟶ ml

Alors $A_{min/ml/1nappe}$= 6.562 cm^2

-Calcul des armatures totales :

$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{2}$

$A_{1/Lt/nappe} = \frac{14.52}{2} + \frac{3.857}{2}$ =9.1892cm^2

$A1/Lt/nappe = 9.1892 \longrightarrow Lt = 0.7013m$

$A1/nappe/\ ml$ 1ml ⟶

$A1/nappe/\ ml = 13.102\ cm^2$

Nous allons adopter 7HA16 (14.07 cm^2) St=14cm

- **Calcul des armatures horizontales**
- D'âpres **RPA 99 version 2003** : $A_H \geq 0.15\%B$

$$A_H \geq 0.0015 \times 25 \times 0.7013$$

$$A_H = 3.75\ cm^2$$

D'après **le BAEL** : $A_H = \frac{A_V}{4}$

$A_H = \frac{14.07}{4}$ = 3.517 cm^2

Soit :8HA8 $= \mathbf{4.01\ cm^2}$ **St = 12cm**

Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

- **Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

St ≤ min {1.5 e; 30cm} ⟹ **St ≤ 30cm**

S_t = 14 cm

S_t = 12 cm⟹ Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s}$$

$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15\times A_s} = \frac{1350.9 .10^3}{(0.25.10^6)+(15*14.07.10^2)}$=4.982 MPA

$$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = 4.982\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement**

D'après *RPA99modifiées 2003, article A.7.7.2.*

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28}$$

$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{1.4 \text{ X } 271.76.10^3}{250 \text{ X } 0.9 \text{ X } 3.06.10^3}$ =0.581MPA

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = \mathbf{5MPa}$$

$\tau_b \leq \bar{\tau}_u$**Condition vérifiée**

D'après *BAEL91modifiées 99, article A.5.1.21.*

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{285.79}{250X3.06}$=0.373 MPA

$$\bar{\tau}_u = min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(2.5; 4MPa)$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$**Condition vérifiée**

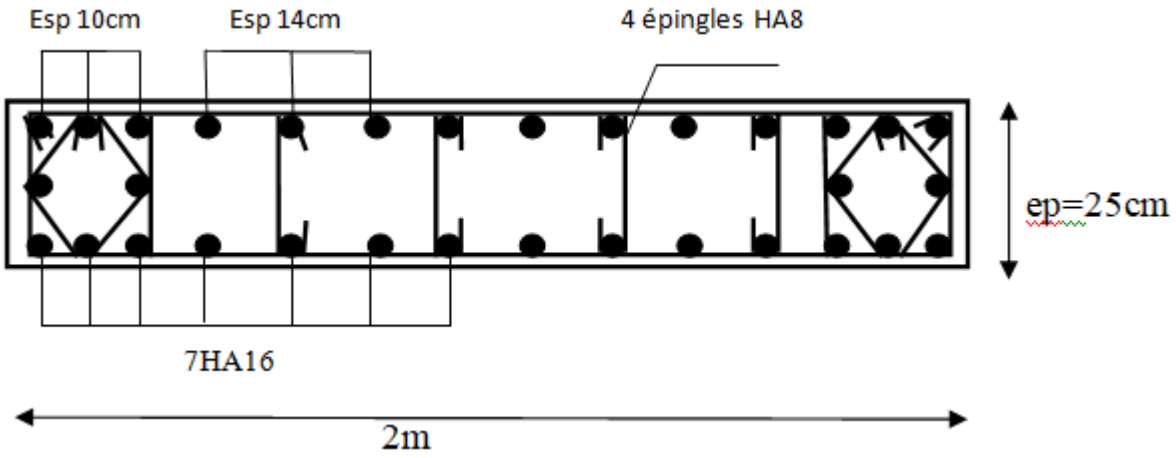


Figure VI.3.2 : Ferraillage du Voile du groupe V3

		Zone 1		Zone 2		Zone3	
L(m)		2.5		2.5		2.5	
e(m)		0.25		0.25		0.25	
B1(m2)		0.625		0.625		0.625	
Nu		2671.99		1104.62		-88.98	
Mu		69.188		130.865		473.721	
Vu		281.54		303.63		131.21	
Ns		-1099.64		-781.93		-330.45	
sigma max		4540.86592		2269.9136		1676.72064	
sigma min		4009.50208		1264.8704		-1961.45664	
Nature de la section		SET		SET		SPC	
Lt	Lt1	Lt=2.5	0.8333	Lt=2.5	0.8333	Lt=1.15217	0.57608
	Lt2		0.8333		0.8333		0.57608
	Lt3		0.8333		0.8333		
Nt	N1	927.5636		438.0013333		181.1126764	
	N2	890.6633333		368.2066667		60.37089214	
	N3	853.7630667		298.412			
Av	A1	11.59		5.48		2.26	
	A2	11.13		4.6		0.75	
	A3	10.67		3.73			
Avj(cm2)		3.6129		3.8964		1.16404	
A/nappe/Lt	Av1=A1+(Avj/3)	12.7943		6.7788		2.648013333	
	Av2=A2+(Avj/3)	12.3343		5.8988		1.138013333	
	Av3=A3+(Avj/3)	11.8743		4.7041			
Amin/nappe/ml		13.125		13.125		13.125	
		5		5		5	
Av nappe/ml	A1	15.35377415		8.134885395		4.596606953	
	A2	14.80708283		7.078843154		1.975443225	
	A3	14.24972999		5.645145806			
Choix des barres	A1	10HA14		5HA14+5HA12		5HA14+5HA12	
	A2	10HA14		5HA14+5HA12		5HA14+5HA12	
	A3	10HA14		5HA14+5HA12			
A adopté	A1	15.39		13.34		13.34	
	A2	15.39		13.34		13.34	
	A3	15.39		13.34			
	Espacement (st)	10		10		10	
		10		10		10	
		10		10			
A horizontal min/ ml/nappe		3.8475	3.75	3.335	3.75	3.335	3.75
		3.8475	3.75	3.335	3.75	3.335	3.75
		3.8475	3.75	3.335	3.75		
choix des barres Ah		8HA8		8HA8		8HA8	
A adopté		4.01		4.01		4.01	
st		12		12		12	
At		4HA8		4HA8		4HA8	
$\overline{\tau_b}$= 5MPA	τb(etage courant)	0.572485113		0.61740305		0.266803195	
	τb(RDC)	0.389289877					
ELS $\overline{\sigma_b}$=15MPA	σb	4.026731604		2.89592978		2.014570505	

Tableau VI.3.6 : Voile groupe V1

		Zone 1	zone 2	zone 3
L(m)		1.63	1.63	1.63
e(m)		0.25	0.25	0.25
B1(m2)		0.4075	0.4075	0.4075
Nu		-94.42	-166.27	-1346.74
Mu		308.829	334.189	-651.867
Vu		88.01	-6.5	-133.08
Ns		-1178.26	-546.46	-415.05
sigma max		2557.972675	2610.732658	2583.485716
sigma min		-3021.383718	-3426.781738	-9193.252588
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
Lt		0.836302976	0.605289879	0.497821586
Nt		377.4583084	184.4272059	142.09606
A		2.99	2.88	1.43
Avj		2.6287	2.108	1.0348
Av/nappe/Lt=A+(Avj/2)		4.30435	3.934	1.9474
Av/nappe /ml		5.146878731	6.499365244	3.911843231
Amin/nappe/ml		6.5625	6.5625	6.5625
		2.5	2.5	2.5
choix		6HA12	6HA12	6HA12
Aadopté		6.78	6.78	6.78
ST		16	16	16
Ah	Ah adopté	1.695 3.75	1.695 3.75	1.695 3.75
		8HA8	8HA8	8HA8
	St	12	12	12
At		4HA8	4HA8	4HA8
$\overline{\tau_b}$= 5MPA	τb(etage courant)	0.12169284	0.013217139	0.270605664
	τb(RDC)	2.395880901		
ELS $\overline{\sigma_b}$=15MPA	σb	4.528808087	2.100395895	1.595303071

Tableau VI.3.7 : Voile du groupe V2

		Zone 1	zone 2	zone 3
L(m)		2	2	2
e(m)		0.25	0.25	0.25
B1(m2)		0.5	0.5	0.5
Nu		-1410.53	-232.17	-114.71
Mu		-1574.352	409.88	474.657
Vu		-285.79	197.56	121.78
Ns		-1350.9	-1013.69	-474.25
sigma max		-12267.172	1990.188	2618.522
sigma min		6625.052	-2918.868	-3077.362
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
Lt		0.70135226	0.810823099	0.919443584
Nt		580.8118992	201.7113003	300.9479066
A		7.26	2.52	3.76
Avj		3.8584	3.0835	2.1554
Av/nappe/Lt=A+(Avj/2)		9.1892	4.06175	4.8377
Av/nappe/ml		13.1021179	5.009415746	5.261551751
Amin/nappe /ml		6.5625	6.5625	6.5625
		2.5	2.5	2.5
choix		7HA16	7HA14	7HA12
Av adopté/nappe/ml		14.07	10.77	7.92
ST		14	14	14
Ahorizontal/nappe/ml		3.5175 3.75	2.69 3.75	1.98 3.75
	Ah adopté	8HA8	8HA8	8HA8
	St	12	12	12
Atransversal		4HA8	4HA8	4HA8
$\overline{\tau_b}$=5MPA	τb(etagecourant)	0.581127088	0.40171968	0.247628177
	τb(RDC)	1.867911111		
ELS $\overline{\sigma_b}$=15MPA	σb	4.982940189	3.808645338	1.810943944

Tableau VI.3.8 : Voile du groupe V3

		Zone 1		zone 2		zone 3	
L(m)		3.4		3.4		3.4	
e(m)		0.25		0.25		0.25	
B1(m2)		0.7875		0.7875		0.7875	
Nu		-1651.69		-827.22		-505.23	
Mu		-6146.786		1816.259		1032.94	
Vu		-803.39		505.95		246.81	
Ns		-1640.07		-1198.63		-568.98	
sigma max		-16964.89373		3342.629781		1856.856841	
sigma min		12770.12547		-5443.505971		-3139.98065	
Nature de la section		SPC		SPC		SPC	
Lt	Lt1	Lt= 1.28304	0.6415	Lt=1.0781	0.539	Lt=1.0440	0.522
	Lt2		0.6415		0.539		0.522
Nt	Nt1	1619.585708		375.543697		203.7715029	
	Nt2	539.8619028		125.1812323		67.92383431	
A	A1	20.24		4.69		2.55	
	A2	6.75		1.56		0.85	
Avj(cm2)		4.7782		2.5314		1.1896	
A/nappe/Lt	Av1=A1+(Avj/2)	22.6291		5.9557		3.1448	
	Av2=A2+(Avj/2)	9.1391		2.8257		1.4448	
Av /nappe/ml	A1	30.27397172		11.04840907		6.024199739	
	A2	13.2459203		5.241951323		2.767668463	
Amin		6.5625		6.5625		6.5625	
		2.5		2.5		2.5	
A vertical (Choix des barres)	A1	10HA20		10HA16		10HA14	
	A2	7HA16		7HA14		7HA12	
A vertical adopté	A1	31.41		20.10		15.39	
	A2	14.07		10.77		7.92	
	Espacement (st) A1	10		10		10	
	Espacement (st) A2	10		10		10	
Ahorizontal	Ah	7.8525	3.75	5.025	3.75	3.84	3.75
			3.75		3.75		3.75
	choix des barres	10HA10		7HA10		8HA8	
	A adopté	7.85		5.49		4.01	
	st	10		14		12	
At		4HA8		4HA8		4HA8	
$\overline{\tau_b}$= 5MPA	τb(etagecourant)	1.63361801		1.028801743		0.501864924	
	τb(RDC)	1.110860247					
ELS $\overline{\sigma_b}$=15MPA	σb	5.519983845		4.278529359		2.083527107	

Tableau VI.3.9 : Voile du groupe V4

		Zone 1		zone 2		zone 3	
L(m)		2.2		2.2		2.2	
e(m)		0.25		0.25		0.25	
B1(m2)		0.5		0.5		0.5	
Nu		-891.56		-665.27		-218.17	
Mu		1234.836		580.49		-241.696	
Vu		187.26		173.24		-14.98	
Ns		-1411.35		-1031.04		-420.8	
sigma max		5625.896		2152.4		-1886.516	
sigma min		-9192.136		-4813.48		1013.836	
Nature de la section		SPC		SPC		SPC	
Lt		0.759331064		0.617983657		0.699112384	
Nt		533.9896992		166.268503		88.59816282	
Av		6.67		2.08		1.11	
Avj		2.7372		2.0608		0.2015	
Av/nappe/Lt=A+(Avj/2)		8.0386		3.1104		1.21075	
Av /nappe/ml		10.58642321		5.033142806		1.731838869	
Amin		6.5625		6.5625		6.5625	
		2.5		2.5		2.5	
A vertical (choix)		7HA14		7HA12		7HA12	
A vertical adopté		10.77		7.92		7.92	
ST		14		14		14	
Ahorizontal	A h min	2.6925	2.5	1.98	2.5	1.98	2.5
	Ah choix des barres	8HA8		8HA8		8HA8	
	A h adopté	4.01		4.01		4.01	
	St	12		12		12	
Atransversal		4HA8		4HA8		4HA8	
$\overline{\tau_b}$=5MPA	τb(etagecourant)	0.380775599		0.352267248		0.030460421	
	τb(RDC)	0.258927407					
ELS $\overline{\sigma_b}$=15MPA	σb	5.302737127		3.937070414		1.606842829	

Tableau VI.3.10 : Voile du groupe V5

		zone 1		zone 2		zone 3	
L(m)		3.83		3.83		3.83	
e(m)		0.25		0.25		0.25	
B1(m2)		0.875		0.875		0.875	
Nu		2394.38		893.94		41.09	
Mu		5798.212		2434.089		485.072	
Vu		941.93		721.38		85.21	
Ns		-2256.6		-1620.32		-702.28	
sigma max		14096.19657		5790.473143		997.3051429	
sigma min		-8623.328		-3747.181714		-903.3851429	
Nature de la section		SPC		SPC		SPC	
Lt	Lt1	2.17	0.73	2.12	0.71	1.83	0.92
	Lt2		0.73		0.71		0.92
	Lt3		0.73		0.71		
Nt	Nt1	2125.740309		854.4606223		171.7054511	
	Nt2	1275.444185		512.6763734		57.23515037	
	Nt3	425.1480618		170.8921245			
A	A1	26.57		10.68		5.31	
	A2	15.94		6.41		2.14	
	A3	5.31		0.72			
Avj(cm2)		8.2666		6.0879		0.2273	
A/nappe/Lt	Av1=A1+(Avj/2)	29.7033		13.72395		5.42365	
	Av2=A2+(Avj/2)	20.0733		9.45395		2.25365	
	Av3=A3+(Avj/2)	9.4433		3.76395			
Av/nappe/ml	A1	31.3		19.32950704		5.895271739	
	A1	20.49767123		13.31542254		2.449619565	
	A2	7.9360274		5.301338028			
Amin/nappe/ml		6.5625		6.5625		6.5625	
		2.5		2.5		2.5	
A verticale Choix des barres	A1	10HA20		10HA16		10HA14	
	A2	7HA20		7HA16		7HA14	
	A3	4HA16		4HA14			
A verticale adopté	A1	31.41		20.1		15.39	
	A1	21.99		14.07		10.77	
	A2	12.06		9.23			
	Espacement (st)	10		10		10	
	Espacement (st)	10		10		10	
	Espacement (st)	10		10			
Ahorizontal	Ah	7.8525	3.75	5.025	3.75	3.8475	3.75
	choix des barres	10HA10		7HA10		8HA8	
	A adopté	7.85		5.49		4.01	
	St	10		14		12	
Atransversal		4HA8		4HA8		4HA8	
$\overline{\tau_b}$=5MPA	τb(etagecourant)	1.915326071		1.466858388		0.173266521	
	τb(RDC)	1.302421728					
ELS $\overline{\sigma_b}$=15MPA	σb	9.827755155		7.803130267		2.774878005	

Tableau VI.3.11 : Voile du groupe V6

Résumé du ferraillage des voiles :

Voile	Ferraillage		zone 1	zone2	zone 3
voile 1	A vertical	A1	10HA14	5HA14+5HA12	5HA14+5HA12
		A2	10HA14	5HA14+5HA12	5HA14+5HA12
		A3	10HA14	5HA14+5HA12	
	A horizontal		8HA8	8HA8	8HA8
	A transversal		4HA8	4HA8	4HA8
voile 2	A vertical	Av	6HA12	6HA12	6HA12
	A horizontal	Ah	8HA8	8HA8	8HA8
	A transversal		4HA8	4HA8	4HA8
Voile 3	A vertical	Av	7HA16	7HA14	7HA12
	A horizontal	Ah	8HA8	8HA8	8HA8
	A transversal		4HA8	4HA8	4HA8
Voile 4	A vertical	Av1	10HA20	10HA16	10HA14
		Av2	7HA16	7HA14	7HA12
	A horizontal	AH	10HA10	7HA10	8HA8
	A transversal		4HA8	4HA8	4HA8
voile5	A vertical	Av	7HA14	7HA12	7HA12
	A HORIZONTAL	Ah	8HA8	8HA8	8HA8
	A transversal		4HA8	4HA8	4HA8
voile 6	A vertical	Av1	10HA20	10HA16	10HA14
		Av2	7HA20	7HA16	7HA14
		Av3	4HA16	4HA14	
	A horizontal	Ah	10HA10	7HA10	8HA8
	A transversal		4HA8	4HA8	4HA8

Tableau VI.3.12 : Ferraillage finale des voiles

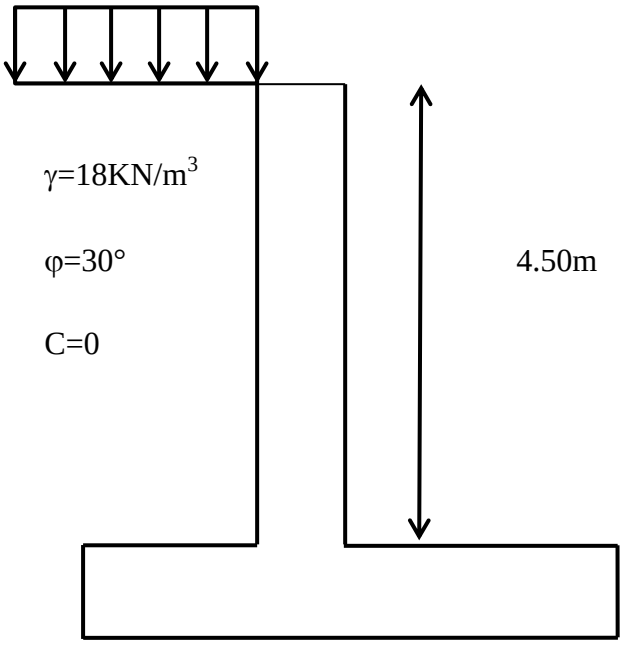
Chapitre VII:

Étude du Mur

Plaque

Introduction :

Pour assurer la stabilité derrière notre structure ; et pour faire faces aux poussées de terres du aux remblais retenue par le mur, ainsi qua aux charge d'exploitation éventuelles supportée par les remblais, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armée dont la hauteur est égale h=4.50m, celui-ci sera revêtue d'une couche de bitume et aussi un joint de 1 cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.



FigureVII.1 : schémas statique du mur plaque.

VII.1) Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimal imposée par le RPA99/2003 (Art10.1.2) est de 15cm on opte une épaisseur de 30cm

VII.2) Détermination des sollicitations :

En utilisant la méthode de **Rankine,** on détermine les contraintes qui s'exercent sur la fac du voile. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σh: contrainte horizontale.

σv: contrainte verticale.

σh= Ka x σv

σv= q+(γ x h) tel que : 0<h<H

Avec :

Ka : coefficient de poussées de terres.

φ : L'angle de frottement interne.

VII.3) Les caractéristiques physique et mécanique du sol :

Surcharge éventuelle des terres : q=10 KN/m^3

Poids volumiques des terres : γ=18KN/ m^3

Angle de frottement : φ=30°

Cohésion : C=0

Contrainte de sol :σsol=2 bars

VII.4) Calcul des sollicitations :

σh= Ka x σv

Nous avons C=0 sol pulvérulent

Donc : Ka = $tg^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = tg^2 (\frac{180}{4} - \frac{30}{2}) = 0.333$

Ka=0.333

ELU :

σh= Ka x σv = ka (1.35γh+1.50q)

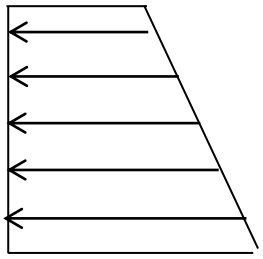
=0.333(1.35*18*h+1.50*10)

σh= 8.09h+5

h=0 σh1=5 KN/m^3

h=4.50 m σh2=41.405 KN/m^3

5KN/m^3



40.405 KN/m^3

Figure VII.2 : Diagramme des contraintes à l'ELU

ELS :

σh= Ka x σv = ka (γh+q)

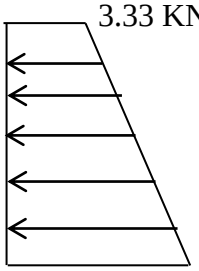
=0.333(1*18*h+1 *10)

σh=5.994h+3.33

h=0 σh$_1$=3.33 KN/m^3

h=4.50 m σh$_2$=30.303 KN/m^3

3.33 KN/m^3



30.303 KN/m^3

Figure VII.3 : Diagramme des contraintes à l'ELS

VII.5) Charges moyennes :

Les charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m sont :

ELU :

$$Pu=\frac{3\sigma h2+\sigma h1}{4}*1m=\frac{3*40.405+5}{4}*1m=31.553$$

Pu=31.533 KN/ml

ELS

$$Ps=\frac{3\sigma h2+\sigma h1}{4}*1m=\frac{3*30.303+3.33}{4}*1m=23.559$$

Pu=23.559 KN/ml

VII.6) ferraillage du mur plaque :

A. Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyée au plancher du ré de chaussée.

B. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrée sur 4 appuis.

Le panneau considérer est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments qeront affectées des coefficients suivant :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appuis : 0.50

Identification des panneaux : c'est le poteau le plus sollicité

Lx=4.60 m

Ly=3.80 m

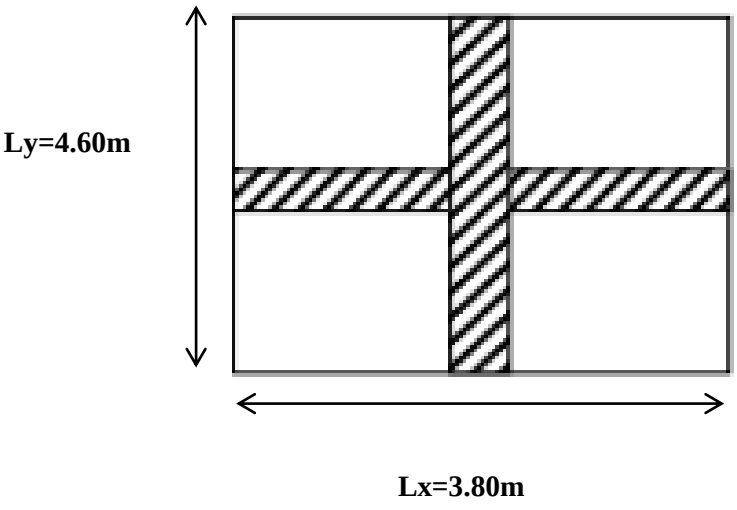


Figure VII.4 : le panneau le plus sollicité

$\rho=\frac{Lx}{Ly}=\frac{3.80}{4.60}=0.8>0.4$ ⟶ la dalle travaille dans les deux sens.

VII.6.1) Calcul des moments à l'ELU :

$\rho=0.8$ ⟶ $\begin{cases} Ux=0.0565 \\ uy=0.595 \end{cases}$

Mox=μx*qu*lx²=0.0565*31.553*4.60²= 37.722

Mox= 37.722 KN.m

Moy=μy*Mox=37.722*0.595=22.444

Moy= 22.444 KN.m

Correction des moments :

Sens X-X

Aux appuis :

Ma=0.5 M0x= 0.5*37.722 = 18.861 **Ma= 18.861 KN.m**

En travée :

Mt=0.75 M0x= 0.75*37.722 = 28.291 **Mt=28.291 KN.m**

Sens Y-Y

Aux appuis :

Ma=0.5 M0x= 0.5*22.444 =11.222 **Ma=11.222 KN.m**

En travée :

Mt=0.75 M0x= 0.75*22.444=16.833 **Mt=16.833KN.m**

VII.6.2) Calcul des moments à l'ELS :

$\rho = 0.8$ → Ux=0.0632, uy=0.710

$Mox = \mu x * qu * lx^2 = 0.0632 * 23.559 * 4.60^2 = 31.505$

Mox= 31.505 KN.m

$Moy = \mu y * Mox = 31.505 * 0.710 = 22.368$

Moy= 22.368 KN.m

Correction des moments :

Sens X-X

Aux appuis :

Ma=0.5 M0x= 0.5*31.505 = 15.752 **Ma= 15.752 KN.m**

En travée :

Mt=0.75 M0x= 0.75*31.505 = 23.628 **Mt=23.628 KN.m**

Sens Y-Y

Aux appuis :

Ma=0.5 M0x= 0.5*22.444 =11.222 **Ma=11.222 KN.m**

En travée :

Mt=0.75 M0x= 0.75*22.444=16.833 **Mt=16.833 KN.m**

VII.7) Ferraillage à l'ELU :

A. Les armatures longitudinales :

Le ferraillage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appuis et de travée.

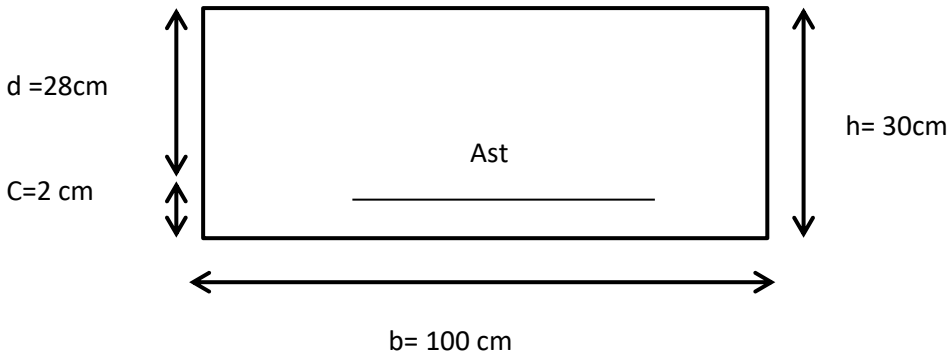


Figure VII.5 : Schéma statique de ferraillage du mur plaque

Un exemple de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple section rectangulaire **(100x28)**

Avec :

$\mu=\frac{Mu}{b.d^2.fbc}$ et $fbc=\frac{0.85x\ fc28}{\theta\gamma b}=14.20MPa$

la section d'armature

$Ast=\frac{Mu}{\beta.d.\sigma st}$

$Amin=0.23\ x\ bx\ d\ x\ \frac{ft28}{fe}$

Ferraillage dans le sens X-X

- **Aux appuis : Ma=18.861KN.m**

$\mu=\frac{Mu}{b.d^2.fbu}=\frac{18.861\ x\ 10^3}{100*28^2*14.2}=0.016$

$\mu=0.016<\mu l=0.392$ SSA

Pour μ=0.034 β=0.992

$Ast=\frac{Ma}{\beta.d.\sigma st}=\frac{18.861x10^3}{0.992*28*348}=1.95$

Ast=1.95 cm²

- **En travée : Mt=28.291KN.m**

$\mu=\frac{Mu}{b.d^2.fbu}=\frac{28.291\ x\ 10^3}{100*28^2*14.2}=0.026$

$\mu=0.026<\mu l=0.392$ SSA

Pour μ=0.026 β=0.987

$Ast=\frac{Ma}{\beta.d.\sigma st}=\frac{28.291x10^3}{0.987*28*348}=2.94$

Ast=2.94 cm²

- **Amin**=0.23 x bx d x $\frac{ft28}{fe}=0.23\ x\ 100\ x\ 28\ x\ \frac{2.1}{400}$=3.381

Amin=3.381 cm²

sens	Zone	Mu KN.m	µu	Section	β	A(cm²)	Amin (cm²)	Adopté (cm²)	Ferraillages	St
X-X	appuis	18.861	0.016	SSA	0.992	1.95	3.381	4.52	**4HA12**	25
	travée	28.291	0.028	SSA	0.987	2.94	3.381	4.52	**4HA12**	25
Y-Y	appuis	11.222	0.010	SSA	0.995	1.15	3.381	4.52	**4HA12**	25
	travée	16.833	0.016	SSA	0.993	1.74	3.381	4.52	**4HA12**	25

Tableau VII.1 : ferraillage du mur plaque

B. Les armatures transversales :

- **En travée :** $Ah=\frac{As}{4}=\frac{4.52}{4}=1.13$

  Soit Ah= 4HA8=2.01 cm²

- **En appuis :** $Ah=\frac{As}{4}=\frac{4.52}{4}=1.13$

  Soit Ah= 4HA8=2.01 cm²

C. Les recommandations du RPA99/2003 :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage maximum des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (Horizontal et verticale).

  A≥0.001xbxh=0.001x100x30=3cm²
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingle de HA8

VII.7.1) Vérification à l'ELU :

a) Espacement des armatures :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : St ≤ min (3h, 33cm)

Dans le sens x-x : 25cm <33 cm ……..condition vérifiée.

Dans le sens y-y : 25cm <33 cm ……..condition vérifiée.

b) Condition de non fragilité :

La condition d'armatures doit vérifier la condition suivante :

A adoptée > Amin =0.23 x b x d x $\frac{ft28}{fe}$=0.23x100x28x$\frac{2.1}{400}$ = 3.381

A adoptée=4.52> 3.381cm² …….. Condition vérifiée

c) Calcul de la longueur de scellement des barres (Art A.6.1.2.3) :

La longueur de scellement : ls=$\frac{\theta \; x \; fe}{4 \; x \; \tau se}$

Avec : τse=0.6 x ψs² x ft_{28}=0.6 x 1.50² x 2.1= 2.835 MPa

Pour HA=12 : ls=$\frac{1.2 \; x \; 400}{4 \; x \; 2.835}$ = 42.328 **ls=42.328 cm²**

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminée par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est aux moins égale à : 0.4ls pour les aciers HA

Pour HA12 : lcr=0.4 ls = 0.4 x 42.328=16.931 on opte **lcr= 18cm**

VII.8) Vérification à l'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (Art.A.4.5,33/ BAEL91)

Notre mur plaque peut-être on contact avec l'eau, dans notre cas nous allons considérer les fissurations comme étant : **préjudiciable**

La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur σst (MPa) donnée par l'expression suivante :

$\sigma st = \min\left(\frac{2}{3} fe ; \max(0.5fe ; 110x\sqrt{\eta \; x \; ftji}\right.$

Avec :

Fe : c'est la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPA

Ftji : c'est la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPA

η: coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les rond lisses y compris les treillis soudées formée de fils tréfilés lisses et de 1.6 pour les armatures de haute adhérence, sauf le cas de fils diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels nous prendrons 1.3,

$\sigma st = \min\left(\frac{2}{3} x400 ; \max(0.5400 ; 110x\sqrt{1.6 \; x2.1}\right.$

σst= min (266.667, 200, 201.633)

σst= 201.633 MPa

b) La limite de compression du béton (Art A.5,2 /BAEL91)

La vérification d'une section de béton à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σbc et dans les aciers σst sont plus égales aux contraintes admissibles σbc et σst

$$\begin{cases} \sigma st \leq \overline{\sigma st} = 201.633 \text{ MPa} \\ \sigma bc \leq \overline{\sigma bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les contraintes dans les aciers : $\sigma st = \frac{Ms}{\beta 1 \text{ x As x d}}$

Avec : $\rho = \frac{100 \; x \; As}{b \; x \; d} = \frac{100 \; x \; 4.52}{100 \; x \; 28} = 0.161$

Les contraintes dans le béton : $\sigma bc = \frac{\sigma st}{K1}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens		Ms (kn.m)	As (cm^2)	ρ1	β1	K1	σst (Mpa)	$\overline{\sigma st}$ (Mpa)	σbc (Mpa)	$\overline{\sigma bc}$ (Mpa)	obs
x-x	appuis	15.752	4.52	0.161	0.934	60.67	133.257	201.633	2.19	15	cv
	travée	23.628	4.52	0.161	0.934	60.67	199.886	201.633	3.29	15	cv
y-y	Appuis	11.222	4.52	0.161	0.934	60.67	94.935	201.633	1.56	15	cv
	Travée	16.833	4.52	0.161	0.934	60.67	142.402	201.633	2.34	15	cv

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS

C) Etat limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se disposer de cette vérification si les trois conditions sont vérifiées :

$\frac{h}{lx} \geq \frac{1}{16}$; $\frac{h}{lx} \geq \frac{Mt}{10\ M0}$; $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{fe}$

Avec :

ht : la hauteur total =30cm

lx : portée entre nus d'appuis

Mt : moment max à l'ELS

M0 : moment max de la travée isostatique

Ast : section des armatures **4.52 cm^2**

b: la largeur de la section : **100 cm**

d : la hauteur utile de la section droite : **28 cm**

- **Sens x-x**

Mt=0.75M0x = 0.75 x 31.505= 23.628 KN.m

Qs=23.559 KN/ml

M0=qs x $\frac{l^2}{8}$=23.559 x $\frac{4.60^2}{8}$=62.313 KN.m

- $\frac{h}{l}=\frac{30}{100}=0.3 \geq \frac{1}{16}=0.0625$……condition vérifiée
- $\frac{h}{l}=\frac{30}{100}=0.3 \geq \frac{23.628}{20\ 62.313}=0.0189$……condition vérifiée
- $\frac{A}{bd}=\frac{4.52}{100 \text{ x } 28}=0.0016 \leq \frac{4.2}{400}=0.0105$……condition vérifiée

❖ **Sens y-y**

Mt=0.75M0x = 0.75 x 22.368= 16.776 KN.m

Qs=23.559 KN/ml

M0=qs x $\frac{l^2}{8}$=23.559 x $\frac{4.60^2}{8}$=62.313 KN.m

- $\frac{h}{l}=\frac{30}{100}=0.3 \geq \frac{1}{16}=0.0625$……condition vérifiée
- $\frac{h}{l}=\frac{30}{100}=0.3 \geq \frac{16.776}{20\ x\ 62.313}=0.0134$……condition vérifiée
- $\frac{A}{bd}=\frac{4.52}{100 \text{ x } 28}=0.0016 \leq \frac{4.2}{400}=0.0105$……condition vérifiée

✓ Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder le calcul de la flèche.

Conclusion :

Les armatures longitudinales :

- Sens x-x :

  En travée : 4HA12 avec un espacement de 25 cm

  En appuis : 4HA12 avec un espacement de 25 cm

- Sens y-y :

  En travée : 4HA12 avec un espacement de 25 cm

  En appuis : 4HA12 avec un espacement de 25 cm

Les armatures transversales :

4HA8 = 2.01 cm²

VII.10 ; Schéma de ferraillage du mur plaque

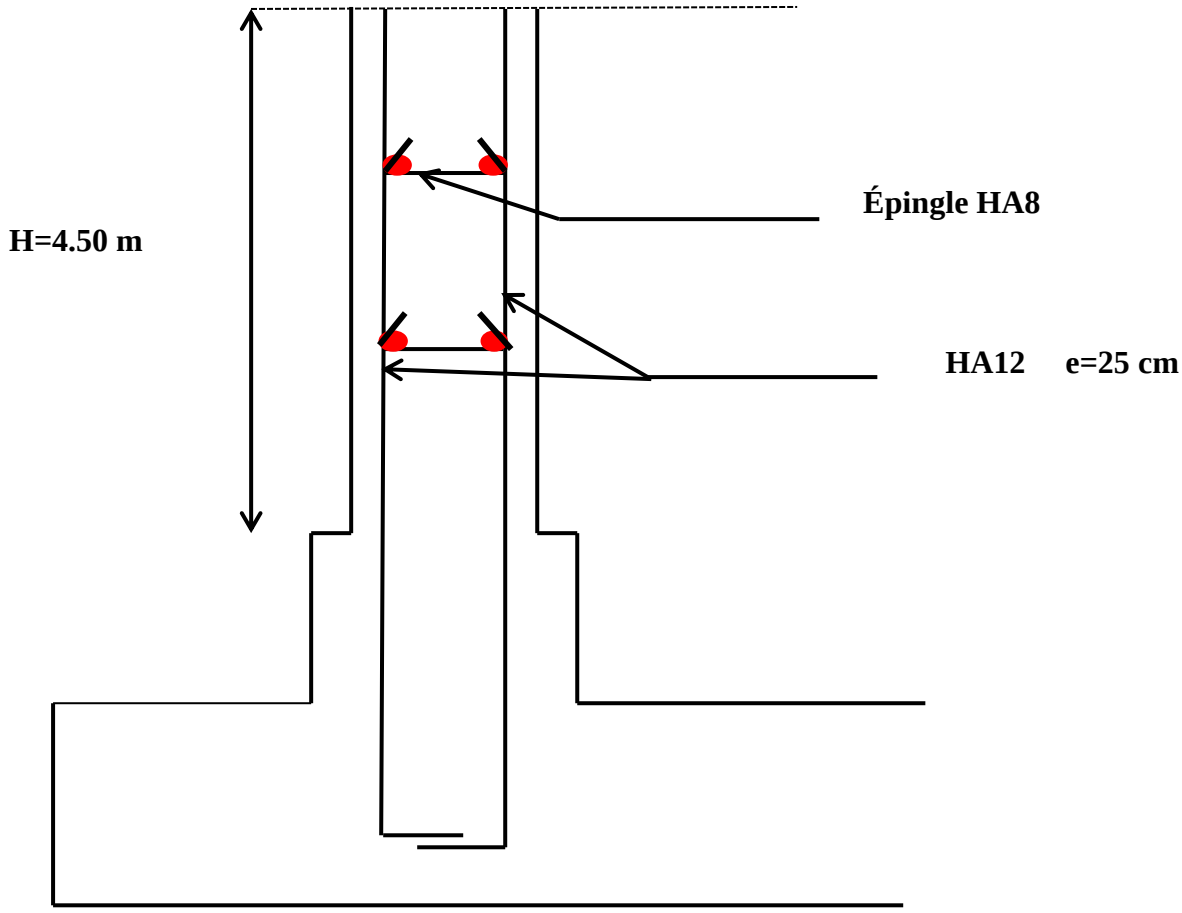


Figure VII.6 : Ferraillage du mur plaque

Chapitre VIII:

Étude de

L’infrastructure

Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage ,puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme. Qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans différentes plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécutions et selon les résistances aux sollicitations extérieures.

A) Fondation superficielles :

Les principaux types de fondation superficielle que l'on rencontre dans la pratique sont :

- La semelle continue sous murs ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

B) Fondation profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondation est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VIII.1) Choix du type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature de l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

Le choix de la fondation doit satisfaire aux critères suivants :

- ✓ Stabilité de l'ouvrage. (rigidité)
- ✓ Facilité de l'exécution. (coffrage)
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ L'importance de la superstructure. (économie)

Vu que on ne dispose pas de rapport de géotechnique nous avons supposées que la construction sera fondée sur un site meuble d'une contrainte admissible **σsol=1.50 bars**

VIII.2) dimensionnements :

VIII.2.1) Semelles filantes :

B .1 : dimensionnement des semelles filantes sous voiles

$\frac{N}{S} \leq \sigma$ sol $\longrightarrow S = \frac{N}{\sigma sol}$ $\longrightarrow \frac{G+Q}{B\ X\ L} \leq \sigma$ sol $\longrightarrow \frac{G+Q}{\sigma \text{ sol x L}} \leq \sigma$ sol

Avec :

σ sol: contrainte du sol.

N : effort normal appliqué sur la fondation.

S : surface de la fondation**.**

L : la longueur de la semelle.

B : la largeur de la semelle.

G et Q : les charges et les surcharges revenant aux voiles.

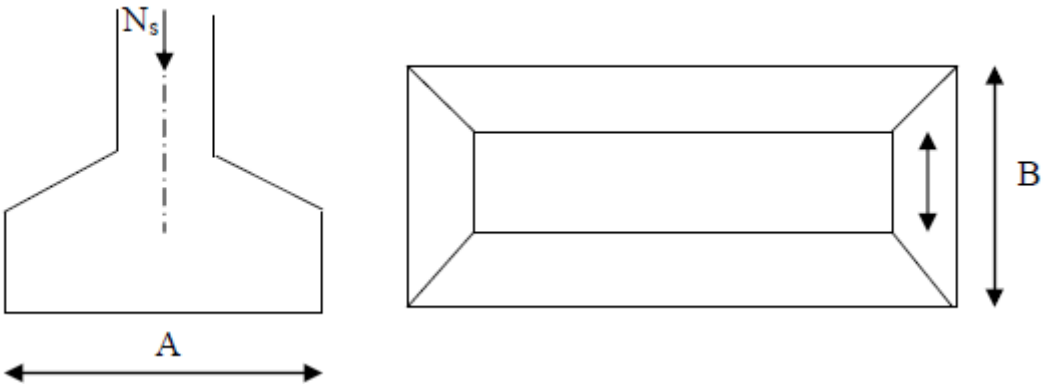


Figure VIII.1 : semelle filante sous voiles

Les résultats de calculs seront résumés dans les tableaux suivants :

VL	Ns (KN.ml)	L (m)	B (m)	S= B x L
1	1099.64	2.50	2.932	7.33
2	1178.26	1.63	4.819	7.854
3	1045.46	2.50	2.787	6.967
4	1350.9	2	4.503	9.006
5	1336.5	2	4.455	8.91
6	1640.37	3.15	3.471	10.933
Σ	**7650.83**			**51**

Tableau VIII.1 : surfaces des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

VL	Ns (KN.ml)	L (m)	B (m)	S= B x L
1	1580.84	3.50	3.011	10.538
2	1390.19	2	4.633	9.266
3	2251.22	3.50	4.288	15.008
4	1411.35	2	4.704	9.408
5	2256.6	3.50	4.298	15.043
6	1358.9	3.50	2.588	9.058
Σ	**10249.1**			**68.321**

Tableau VIII.2 : surfaces des semelles filantes sous les voiles (sens transversales)

$Sv = \Sigma si = S1 + S2 = 68.321 + 51 = 119.321\ m^2$

B .2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

Hypothèse de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Exemple de calcul :**

Détermination de la résultante des charges : $R= \Sigma Nj$

Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\Sigma Ni .ei+\Sigma Mi}{R}$$

Avec :

ei : position de Ni par rapport au centre de la file considérée.

Détermination de la distribution par (mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6}$ ⟶ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$ ⟶ Répartition triangulaire.

Avec :

L : c'est la longueur totale du bâtiment.

$q\ max = \frac{R}{L}(1+ \frac{6\ e}{L})$

$q\ min = \frac{R}{L}(1- \frac{6\ e}{L})$

$q\ (\frac{L}{4}) = \frac{R}{L}(1+ \frac{3\ e}{L})$

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fils de poteaux plus sollicité

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Les poteaux	Ns	Ms	ei	Ns x ei
1	570.36	2.772	9.225	5261.571
2	694.9	-0.438	4.625	3213.912
3	572.4	1.885	1.475	844.29
4	554.56	-5.876	-1.475	-817.976
5	663.33	-4.165	-4.625	-3067.901
6	482.79	-5.083	-9.225	-4453.737
Σ	**3538.34**	**-10.905**		**980.159**

Tableau VIII.3 : Résultantes des charges sous poteaux.

La charge total prise par les poteaux : R = Σ Ni = 3538.34 KN

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\Sigma Ni\ .ei+\Sigma Mi}{R} = \frac{980.159-10.905}{3538.34} = 0.27\ m$$

$e = 0.27\ m \leq \frac{L}{6} = 3.075\ m$ ⟶ **répartition trapézoïdale**

Les contraintes sous les semelles sont :

$$q\ max = \frac{R}{L}\left(1+\frac{6\ e}{L}\right) = \frac{3538.34}{18.45}\left(1+\frac{6 \times 0.27}{18.45}\right) = 208.619$$

q max =208.619 KN/m

$$q\ min = \frac{R}{L}\left(1-\frac{6\ e}{L}\right) = \frac{3538.34}{18.45}\left(1-\frac{6 \times 0.27}{18.45}\right) = 174.940$$

q max =174.940 KN/m

$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1+\frac{3\,e}{L}\right)$

$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3538.34}{18.45}\ \left(1+\frac{3 \times 0.27}{18.45}\right)=200.199$

$q\left(\frac{L}{4}\right)$ = 200.199 KN/m

Détermination de la largeur de la semelle :

$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma\ sol} = \frac{200.199}{150} = 1.334$

On opte **B = 1.50 m**

On aura donc S= B x L

S= 1.50 x 18.45 = 27.675 m²

La surface totale occupée par la semelle filante sous poteaux :

St = n x Sp + Sv

Avec :

n : c'est le nombre de portiques dans le sens considérer.

St = 5 x 27.675 + 119.321

St = 257.696 cm ²

La surface totale du bâtiment :

S bâtiment = 18.45 x 21.40 = 394.83

S bt = 394.83 cm²

Le rapport des surfaces des semelles à la surface total du bâtiment.

$\frac{St}{S\ bat} = \frac{257.696}{394.83} = 0.65$

Donc la surface total des semelles représente 65% de la surface total du bâtiment

Donc St ≥ 50% de la surface du bâtiment

Conclusion :

Etant donné que la surface des semelles est > 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on opte un radier général comme type de fondation sous l'ouvrage.

VIII.3) Étude de radier général :

Introductions :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisée de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique)

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ Une facilité de coffrage.
- ✓ Une rapidité exécution.
- ✓ Présentera une grande rigidité.
- ✓ Permettra une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- ✓ Éviter les tassements différentiels importants.

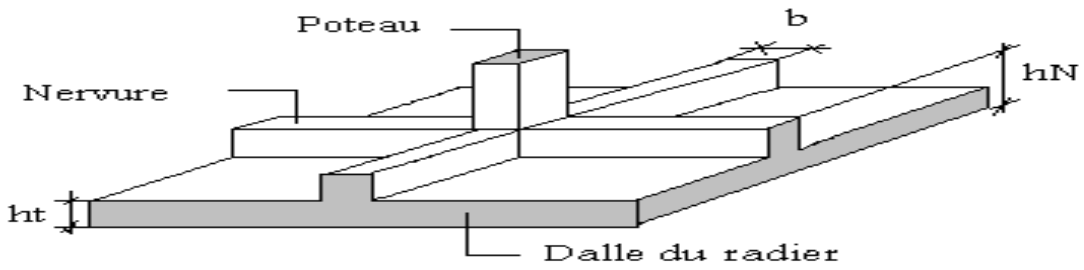


Figure VIII.2 : Représentation du radier.

VIII.3.1) Pré dimensionnement du radier :

- ❖ **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum de 25 cm (h min = 25cm)

❖ **Condition forfaitaire :**

Sous voiles :

Epaisseur de radier :

$$\frac{l\,max}{8} \leq h \leq \frac{l\,max}{5}$$

Avec :

H : l'épaisseur du radier

L max : distance entre deux voiles successifs

L max = 4.60 cm

$\frac{460}{8} \leq h \leq \frac{460}{5}$ $\quad 57.5 \leq h \leq 92$ $\longrightarrow$ on opte **h = 80 cm**

❖ **Sous poteaux :**

✓ **la dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$hd \geq \frac{l\,max}{20}$ avec un minimum de 25 cm

$hd \geq \frac{460}{20} = 23$ cm on opte **h = 30 cm**

✓ **la nervure (poutre) :**

La nervure (poutre) doit satisfaire à la condition suivante :

$hn \geq \frac{lmax}{10}$

$hn \geq \frac{460}{10} = 46$ On opte **hn = 80 cm**

- ✓ **Dalle flottante :**

$$\frac{l\,max}{50} \leq ht \leq \frac{l\,max}{40}$$

$\frac{460}{50} \leq ht \leq \frac{460}{40}$ 9.2 ≤ ht ≤ 11.50 ➔ On opte **ht = 10**

- ❖ **Condition de rigidité (longueur d'élasticité) :**

$$Le = \sqrt{\frac{4\,EI}{K\,x\,b}} \geq \frac{2}{\pi} lmax$$

Avec:

Le : la longueur élastique.

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K=40 MPa

E: le module de déformation longitudinal déférée E=3700 $\sqrt[3]{fc28}$ = 10818.86 MPa

L max : distance maximal entre deux nervures successifs

Le calcul est effectuée en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol .

Le radier est rigide s'il vérifie :

Lmax $\leq \frac{\pi}{2}$. Le ⟶ ce qui conduit à

$$h_n \geq \sqrt[3]{(\frac{2l_{max}}{\pi})^4 \frac{3K}{E}}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{(\frac{2 \times 4.60}{3.14})^4 \frac{3 \times 40}{10819}} = 0.93\ m$$

D'après ses conditions de vérification de longueur élastiques on opte **hn = 95cm**

Le radier doit avoir une largeur b telles que :

$$0.40\ h \leq b \leq 0.70\ h$$

$$0.40 \times 95 \leq b \leq 0.70 \times 95$$

$$38 \leq b \leq 66$$ on opte **b=55cm**

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte ses dimensions suivantes :

- ✓ La hauteur de la dalle du radie **hd = 30cm**
- ✓ La hauteur de la dalle flottante **hn = 10cm**
- ✓ La hauteur de la nervure suivant les deux sens **h = 95 cm**
- ✓ La largeur de la nervure **bn = 55cm**

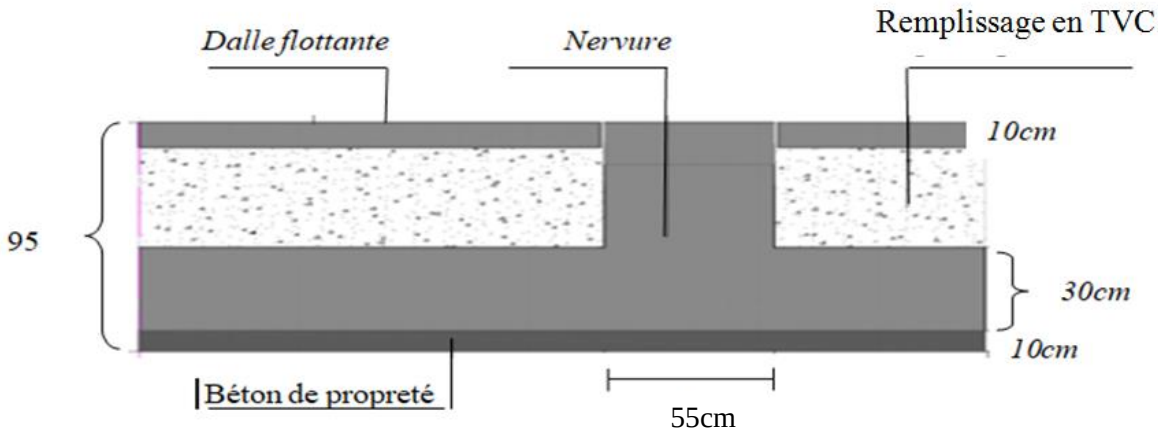


Figure VIII.3 : coupe verticale du radier

VIII.3.2) calcul des charges nécessaire aux radiers

a) Le poids de la structure :

La charge permanente **G = 25247.90 KN**

La charge d'exploitation **Q =4447.90 KN**

b) La combinaison d'action :

ELU = NU = 1.35G+1.50Q = 1.35 x 25247.90 + 1.50 x 4447.90 =40756.515

ELU= 40756.515 KN

ELS = Ns = G+ Q = 25247.90 + 4447.90 =29695.8

ELS = 29695.8 KN

VIII.3.3) Détermination de la surface du radier :

ELU : $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{40756.515}{1.33 \times 150} =$ 204.293m²

ELS: $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{29695.8}{150}$ = 197.792 m²

S radier = max (Sradier ELU; Sradier ELS)

S radier = max (204.293; 197.792)

S radier = 204.293 m²

S bâtiment = 394.83 m²

On a S bâtiment =394.83 m² > 204.293 m²

Remarque:

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est. Supérieurà la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit:

L débord $\geq (\frac{hn}{2}$; 30cm)=max ($\frac{95}{2}$; 30cm)

L débord = max (47.5cm ; 30cm)

On opte **L débord = 50cm**

Donc on aura une surface totale du radier :

S radier = S bat + S débord

Avec :

S débord = P débord X L débord = (18.45+21.40) X 0.50 X 2=39.85

S débord = 39.85 m²

S radier = 394.83 + 39.85=434.68

S radier = 434.68 m²

VIII.3.4) Détermination des efforts à la base du radier :

1) Poids du radier :

G radier= poids de la dalle+ poids de la nervure + poids de la dalle flottante + poids de TVO

- **Poids de la dalle :**

  G dalle = S radier * hp * ρb

  G dalle = 434.68 * 0.30 * 25= 3260.1

  G dalle = 3260.1 KN

- **Poids de la nervure :**

  G nervure = bn (hn –hd) ρb (Lx *n +Ly * m)

  G nervure= 0.55 x (0.95-0.30) x (18.45*6+21.4*6) x 25 =2136.956

G nervure = 2136.956 KN

- **Poids du TVO :**

  G t.v.o = [(S rad – S ner)] x (hn – hd) x ρb

  G t.v.o= [(434.68-239.1 x 0.55)] x (0.95-0.30) x 17=3350.083

  G t.v.o = 3350.083 KN

- **Poids de la dalle flottante :**

G df = S radier * hn * ρb

G df = 434.68 * 0.1* 25= 1086.7

G radier= poids de la dalle+ poids de la nervure + poids de la dalle flottante + poids de TVO

G radier=3260.1+2136.956+3350.083+1086.7=9833.833

Donc le poids totale du radier **G radier=9833.833 KN**

2) Surcharge du bâtiment et du radier :

Q bâtiment = 4447.90 KN

Q radier = 3.5x 434.68= 1521.38

Q radier = 1521.38 KN

Q totale = 4447.90 + 1521.38 = 5969.28

Q totale =6621.3 KN

- **Poids totale de la structure :**

  G total= G bâtiment + G radier

  G total = 25247.90 + 9833.833

  G total = 35081.733 KN

- **Combinaisons d'actions :**

  ELU : 1.35 G + 1.5 Q

  ELU = 1.35 x 35081.733 + 1.5 x 5969.28 = 56314.259

  ELU = 57292.289 KN

  ELS = G+Q

  ELS = 35081.733 + 5969.28=41051.013

  ELS = 41051.013 KN

❖ **Calcul des caractéristiques géométrique du radier**

XG = $\frac{\Sigma \text{ si x Xi}}{\text{Si}}$ = 9.225m

YG = $\frac{\Sigma \text{sixyi}}{\text{Si}}$ = 10.7m

Avec :

Si : la surface du panneau considérer.

Xi ; Yi : centre de gravité du panneau considérer.

❖ **Moment d'inertie du radier :**

$$\mathbf{I_{xx} = \frac{b\,h^3}{12} = \frac{18.45 \text{ x } 21.4^3}{12} = 15068.028\ m^4.}$$

$$\mathbf{I_{yy} = \frac{b\,h^3}{12} = \frac{21.4 \times 18.45^3}{12} = 11200.093\ m^4.}$$

VIII.4) Vérification :

VIII.4.1) vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau u \leq \overline{\tau u}$

$\tau u = \frac{\text{Tu max}}{\text{b.d}} \leq \overline{\tau u} = \min\left(\frac{0.15 \text{ x fc28}}{\gamma b}\ ;\ 4 \text{ MPa}\right)$

b=100 cm ; d=0.9h=0.9 x 30 = 27 cm

$$Tu\ max = qu \times \frac{lmax}{2} = \frac{Nu\ total \times b}{S\ radier} \times \frac{lmax}{2}$$

$$Tu\ max = \frac{56314.259 \times 1}{434.68} \times \frac{4.60}{2} = 297.972 \qquad Tu\ max = 297.972\ KN$$

$$\tau u = \frac{303.147 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.12\ MPa$$

$$\overline{\tau u} = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.50}\ ; 4\ MPa\right) = 2.50\ MPa$$

1.10 MPa ≤ 2.50 MPa ……..condition vérifiée.

VIII.4.2) vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Effort normal (N) due aux charges verticales ;

Moment de renversements (M) du au séisme dans le sens considéré :

M = M0 + T0 x h

Avec :

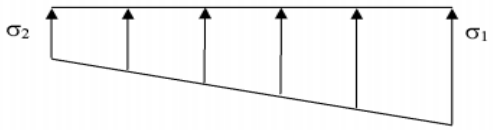
M : le moment sismique à la base du bâtiment.

T : l'effort tranchant à la base du bâtiment.

Ixx ; Iyy : le moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

H : la profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme des contraintes trapézoïdales nous donne :



Avec: $\boldsymbol{\sigma m = \frac{3\sigma 1 + \sigma 2}{4}}$

Figure VIII.4 : diagramme des contraintes

On doit vérifiée toutes ses conditions :

L'ELU : $\sigma m = \frac{3\sigma 1 + \sigma 2}{4} \leq 1.33\ \sigma sol$

L'ELS : $\sigma m = \frac{3\sigma 1 + \sigma 2}{4} \leq \sigma sol$

Avec $\sigma 1, 2 = \frac{N}{S\ radier} -+ \frac{M}{I} \vartheta$

Effort normales :

Nu=57292.289 KN

Ns=41703.033 KN

Calcul des moments : Mj = Mj (k=0) + Tj (k=0)

Mx = 24864.946 + (2074.19 x 0.95) =26835.426 KN.m

My= 25679.597 + (2389.59 x 0.95) =27949.707 KN.m

❖ **Sens longitudinal**

- **L'ELU :**

$$\sigma_{max}= \frac{Nu}{S\ radier} + X_G\frac{My}{Iyy} = \frac{56314.25}{434.68} + 9.225 \text{ x } \frac{27949.707}{11200.093}=152.574$$

σ_{max}=152.574 KN/m²

$$\sigma_{min}= \frac{Nu}{S\ radier} - X_G\frac{My}{Iyy} = \frac{57292.289}{434.68} - 9.225 \text{ x } \frac{27949.707}{11200.093} = 106.532$$

σ_{min}=$160.532\ KN/m^2$

$$\sigma m = \frac{3 \text{ x } \sigma 1 + \sigma 2}{4}=\frac{3 \text{ x } 152.574+160.532}{4} = 141.063 \leq 1.33\ \sigma sol = 1.33 \text{ x } 150 = 199.5$$

σm=141.063≤199.5 KN/m² ……**condition vérifiée.**

- **L'ELS :**

$$\sigma_{max}= \frac{Ns}{S\ radier} + X_G\frac{My}{Iyy} = \frac{41051.013}{434.68} + 9.225 \text{ x } \frac{27949.707}{11200.093}=117.460$$

σ_{max}=117.460KN/m²

$$\sigma_{min}= \frac{Ns}{S\ radier} - X_G\frac{Mxy}{Iyy} = \frac{41051.013}{434.68} - 9.225\text{x } \frac{27949.707}{11200.093}=71.418$$

σ_{min}=71.418KN/m²

$$\sigma m = \frac{3 \text{ x } \sigma 1 + \sigma 2}{4}=\frac{3 \text{ x} 117.460+71.418}{4} = 105.949 \leq \sigma sol = 150$$

σm=105.949KN/m² ≤199.5 KN/m² ……**condition vérifiée.**

❖ **sens transversale :**

- **L'ELU :**

$$\sigma_{max}= \frac{Nu}{S\ radier} + Y_G\frac{Mx}{Ixx} = \frac{56314.259}{434.68} + 10.7 \text{ x } \frac{26835.426}{15068.028} = 148.609$$

σ_{max}=148.609 KN/m²

$$\sigma_{min}= \frac{Nu}{Sradier} - Y_G\frac{Mx}{Ixx} = \frac{56314.259}{434.68} - 10.7 \text{ x } \frac{26835.426}{15068.028} = 110.497$$

σ_{min} =110.497KN/m²

$$\sigma m = \frac{3 \text{ x } \sigma 1 + \sigma 2}{4} = \frac{3 \text{ x} 148.609 + 110.497}{4} = 139.081 \leq 1.33\ \sigma sol = 199.5$$

σm =139.081≤199.5 KN/m² ……**condition vérifiée.**

- **L'ELS :**

$$\sigma_{max}= \frac{Ns}{S\ radier} + Y_G\frac{Mx}{Ixx} = \frac{41051.013}{434.68} + 10.7 \text{ x } \frac{26835.426}{15068.028} = 113.495$$

σ_{max}=114.995KN/m²

$$\sigma_{min}= \frac{Ns}{Sradier} - Y_G\frac{Mx}{Ixx} = \frac{41051.013}{434.68} - 10.7 \text{ x} \frac{26835.426}{15068.028} = 75.383$$

σ_{min} =103.967KN/m²

$$\sigma m = \frac{3\ x \sigma 1 + \sigma 2}{4} = \frac{3 \text{ x} 113.495 + 75.383}{4} = 103.967 \leq \sigma sol = 150$$

σm=103.967≤150 KN/m² ……**condition vérifiée**

contraintes		ELU				ELS				obs
		σmax (kn.m²)	σmin (kn.m²)	σm (kn.m²)	σ sol (kn.m²)	σmax (kn.m²)	σmin (kn.m²)	σm (kn.m²)	σ sol (kn.m²)	
sens	x-x	152.574	106.532	141.063	199.5	117.460	71.418	105.949	200	cv
	y-y	148.609	110.497	139.081	199.5	113.495	71.383	103.967	200	cv

Tableau VIII.4 : vérification de la condition de résistance dans les deux sens

VIII.4.3) Vérifiaction de la stabilité au renversement(Art 10.1.5 RPA99/2003) :

Quelque soit le type du fondation (superficielle ou profonde) , on doit vérifier que l'excentrement de la résultantevdes forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de a base des éléments de fondation résistant au renversement.

($e=\frac{M}{N}\leq\frac{B}{4}$)

- **Sens longitudinal**

ex = $\frac{26835.426}{41703.033}$=0.64 ≤$\frac{18.45}{4}$= 4.61……..**condition vérifiée**

- **Sens transversal**

ey = $\frac{27949.707}{41703.033}$=0.67 ≤$\frac{21.70}{4}$= 5.42……. **condition vérifiée**

la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens

VIII.4.4) Vérifiaction sous l'effet de pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatiques est necessaire afin de s'assurer le non- soulevement du bâtiment sous l'effet de cette dernière . Elle se fait en vérifiant que :

$P \geq Fs \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$ radier

Avec :

P : poids total à la base du radier P= 9833.833 KN

Fs : coefficient de sécurité vis-à-vis au soulèvement

γ : Le poids volumique de l'eau γ=10 KN/M^3

Z : la profondeur de l'infrastructure Z=0.95 m

S radier : la surface du radier S=434.68m²

P=9833.833≥ 10 x 0.95 x 434.68 x1.50 = 6194.19

P=9833.833 KN ≥ 6194.19 KN ……..**condition vérifiée.**

VIII.5) Ferraillage du radier

VIII.5.A) Dalle du radier :

Pour le calcul du ferraillage du radier qui est constituer des panneaux de dalles continues. On utilise les méthodes éxposées dans le BAEL91/99 pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastrer sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

1) **Panneaux encastrés sur 4 appuis:**
   On distingue deux cas :

1er cas : Si $\alpha < 0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$M_{0x} = qu.\frac{Lx^2}{8}$ et Moy= 0

2^{éme} cas : Si $\alpha \leq 0.4 \leq 1$ les deux flexions interviennent. Les moments dévloppés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée Lx : $M0x = \mu x \cdot qu \cdot lx^2$

Dans le sens de la plus grande portée $Ly = M0x \cdot \mu y$

Les coefficients μx , μy sont donnés par les tables **PIGEAUD.**

Avec :

$\rho = \frac{Lx}{Ly}$; Lx < Ly

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et et à fin homogénéiser

Le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicitées :

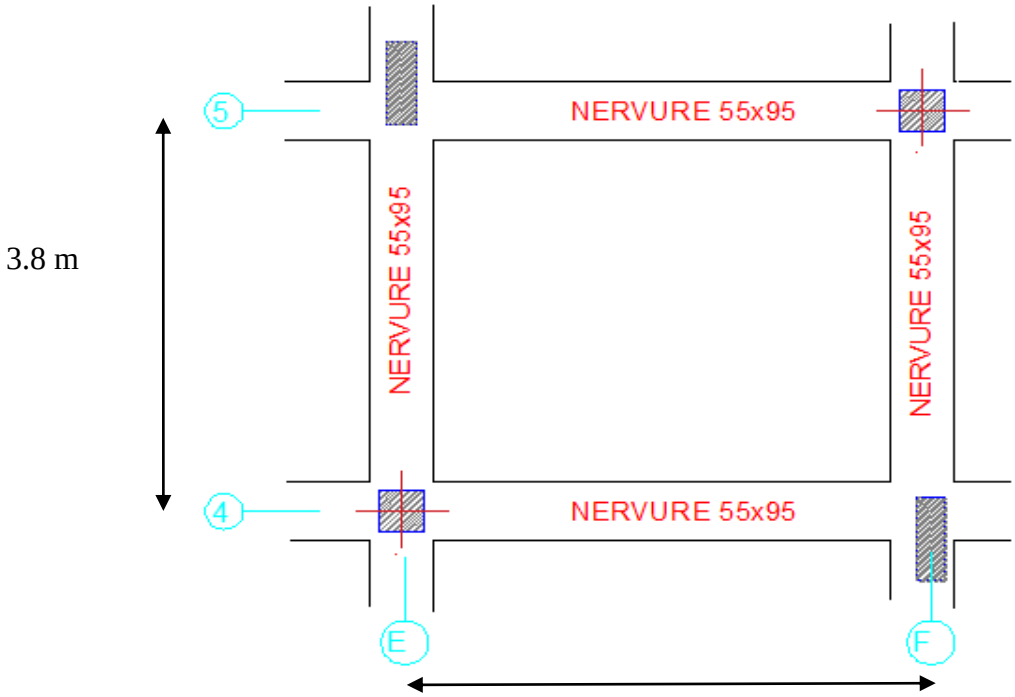


Figure VIII.5 : le panneau le plus sollicité

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3.80}{4.60} = 0.82$

à L'ELU $\upsilon = 0$

$\rho = 0.82 \rightarrow \begin{cases} \mu x = 0.0542 \\ \mu y = 0.631 \end{cases}$

Pour le calcul du ferraillage, soustrairont de la contrainte maximale σm max : qui est la contrainte due au poids propre du radier ce dernier étant directement repris par le sol

à L'ELU $\upsilon = 0$

$\rho = 0.82 \rightarrow \begin{cases} \mu x = 0.0542 \\ \mu y = 0.631 \end{cases}$

- **A L'ELU :**

$q_u^m = \sigma m\ (ELU) - \frac{G\ radier}{S\ radier} = 141.063 - \frac{9833.833}{434.68} =$ **118.439 KN/m**

- **A L'ELS :**

$q_s^m = \sigma m\ (ELS) - \frac{G\ radier}{S\ radier} = 105.949 - \frac{9833.833}{434.68} =$ **83.325 KN/m**

a) calcul des moments statiques à l'ELU :

$M0x = \mu x\ .\ qu\ .\ lx^2 = 0.0542 \times 118.439 \times 3.80^2 = 92.696$ KN.m

$M0y = M0x\ .\ \mu y = 92.696 \times 0.631 = 58.491$

- **Les moments en travées :**

  $Mx^t = 0.75 \times 92.696 = 69.522$ KN.m

  $My^t = 0.75 \times 58.491 = 43.868$ KN.m

- **Les moments aux appuis :**

  $Mx^a = 0.50 \times 92.696 = 46.348$ KN.m

  $My^a = 0.50 \times 58.491 = 29.245$ KN.m

b) Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

b=100cm h=30cm d=0.9h=0.9x30=27 d=27cm

- **Ferraillage longitudinal suivant le sens x-x :**

➢ **En travée : Mt = 69.522 KN.m**

$\mu_u = \frac{Mx\ t}{b.d^2.fbu} = \frac{69.522 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.068$

on a $\mu_u = 0.068 < 0.392$ Section simplement armée donc les armatures de compression ne sont pas necessaire

$\mu_u = 0.068 \longrightarrow \beta = 0.965$

$Ast = \frac{M\,u\,t}{\beta.d\,\sigma st} = \frac{69.522 \times 10^3}{0.965.27.348} = 7.81$

Ast = 7.81 cm² soit : 6HA14 = 9.23 cm² avec un espacement de 15cm

- **Aux appuis : Ma = 46.348 KN.m**

$\mu_u = \frac{Mx\,a}{b.d^2.fbu} = \frac{46.348 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.046$

on a $\mu_u = 0.046 < 0.392$ Section simplement armée donc les armatures de compression ne sont pas necessaire

$\mu_u = 0.046 \longrightarrow \beta = 0.976$

$Ast = \frac{M\,u\,t}{\beta.d\,\sigma st} = \frac{46.348 \times 10^3}{0.976.27.348} = 5.14$

Ast = 5.14 cm² soit : 6HA14 = 9.23 cm² avec un espacement de 15cm

Ferraillage transversale suivant le sens y-y :

- **En travée : Mt = 43.348 KN.m**

$\mu_u = \frac{My\,t}{b.d^2.fbu} = \frac{43.348 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.044$

on a $\mu_u = 0.044 < 0.392$ Section simplement armée donc les armatures de compression ne sont pas necessaire

$\mu_u = 0.044 \longrightarrow \beta = 0.978$

$Ast = \frac{M\,u\,t}{\beta.d\,\sigma st} = \frac{43.348 \times 10^3}{0.978.27.348} = 4.87$

Ast = 4.88 cm² soit : 6HA14 = 9.23 cm² avec un espacement de 15 cm

- **Aux appuis : Ma = 29.245 KN.m**

$\mu_u = \frac{My\ a}{b.d^2.fbu} = \frac{29.245 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.028$

on a $\mu_u = 0.028 < 0.392$ Section simplement armée donc les armatures de compression ne sont pas necessaire

$\mu_u = 0.028 \longrightarrow \beta = 0.986$

$Ast = \frac{M\ u\ a}{\beta.d\ \sigma st} = \frac{29.245 \times 10^3}{0.986.27.348} = 3.22$

Ast = 3.22 cm² soit : 6HA12 = 6.78cm² avec un espacement de 15cm

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	zone	Mu (KN.m)	μμ	section	β	Acal (KN.m)	A adoptée (cm²)	Ferraillage	St
x-x	travée	69.696	0.068	SSA	0.965	7.81	9.23	6HA14	15
	appuis	46.348	0.046	SSA	0.976	5.14	6.78	6HA12	15
y-y	travée	43.868	0.044	SSA	0.978	4.88	9.23	6HA14	15
	appuis	29.245	0.028	SSA	0.986	3.22	6.78	6HA12	15

Tableau VIII.5 : Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier.

VIII.5.A.1) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité du béton :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues. Sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers. De leur diamètre et de la résistance à la compression du béton.

$$Amin = \rho 0 \times b \times h \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right)$$

Avec :

ρ0 : c'est le pourcentage d'acier minimal réglementaire (ρ0 = 0.0008) pour HA FeE400)

$$Amin = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3-0.82}{2}\right) = 2.16\ cm^2$$

- Aux appuis :

$A_{ad}^{x} = 6.78\ cm^2 > 2.16\ cm^2$ ……**condition vérifiée**

$A_{ad}^{y} = 6.78\ cm^2 > 2.16\ cm^2$ ……**condition vérifiée**

- **En travée:**

$A_{ad}^{x} = 9.23\ cm^2 > 2.16\ cm^2$ ……**condition vérifiée**

$A_{ad}^{y} = 9.23\ cm^2 > 2.16\ cm^2$ ……**condition vérifiée**

Nous remarquons que les sections choisies que ce soit en travée où en appuis dans les deux sens sont nettement supérieurs à la condition minimale.

- **Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL.91)**

L'espacement des armatures d'une nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci- dessous :

- **Sens x-x :**

St ≤ min (3h ; 33cm)= min (90 ; 33cm) = 33cm

Avec h : désigne l'épaisseur totale de la dalle.

St = 15cm≤ 33cm ……**condition vérifiée**

➢ **Sens y-y :**

St ≤ min (4h ; 45cm)= min (120 ; 45cm) = 45cm

Avec h : désigne l'épaisseur totale de la dalle.

St = 15cm≤ 45cm ……**condition vérifiée**

VIII.5.A.2) Vérification à l'ELS :

Les vérifications seront faites pour la petite portée étant donnée que c'est la direction la plus sollicitée.

➢ **Évaluation des moments :**

υ=0.2 : ρ=0.82 { ux= 0.0610 ; uy = 0.737

q s = 83.825 KN/m

$M0x = \mu x \cdot qs \cdot lx^2 = 0.0610 \times 83.325 \times 3.80^2 = 73.395$ KN.m

M0y = M0x . μy = 73.395 x 0.737 = 54.092 KN.m

- **Les moments en travées :**

  $Mx^t = 0.75 \times 73.395 = 55.046$ KN.m

  $My^t = 0.75 \times 54.092 = 40.569$KN.m

- **Les moments aux appuis :**

  $Mx^a = 0.50 \times 73.395 = 36.975$KN.m

  $My^a = 0.50 \times 54.092 = 27.046$KN.m

Vérification des contraintes dans le béton et de l'acier :

On doit vérifier que :

{ $\sigma st \leq \overline{\sigma st} = 348$ MPa ; $\sigma bc \leq \overline{\sigma bc} = 15$ MPa

Les contraintes dans les aciers : $\sigma st = \frac{Ms}{\beta 1 \times As \times d}$

Avec: $\rho=\frac{100\ x\ As}{b\ x\ d}$

Les contraintes dans le béton : $\sigma bc=\frac{\sigma st}{K1}$

- **Dans le sens longitudinal x-x :**
  - **En travée :**

$$\rho=\frac{100 \text{ x } 9.23}{\text{b x d}}=0.342 \longrightarrow \begin{cases} \textbf{β1 = 0.909} \\ \textbf{K1 39.95} \end{cases}$$

$$\sigma ser = \frac{\text{M ser}}{\beta 1 \text{ .d.As}} = \frac{55.046 \text{ x } 10^3}{0.909 \text{ x } 27 \text{ x } 9.23} = 242.994$$

σser = 242.994 MPa ≤ 348 MPa ……condition vérifiée

$$\sigma bc=\frac{\sigma st}{K1} = \frac{242.994}{39.95} = 6.08$$

σbc= 6.08 MPa ≤ 15 MPa ……condition vérifiée

  - **Aux appuis :**

$$\rho=\frac{100 \text{ x } 6.78}{\text{b x d}}= 0.251 \longrightarrow \begin{cases} \textbf{β1 = 0.920} \\ \textbf{K1 =47.5} \end{cases}$$

$$\sigma ser = \frac{\text{M ser}}{\beta 1 \text{ .d.As}} = \frac{36.975 \text{ x } 10^3}{0.920 \text{ x } 27 \text{ x } 6.78} = 219.546$$

σser = 219.546 MPa ≤ 348 MPa ……condition vérifiée

$$\sigma bc=\frac{\sigma st}{K1} = \frac{221.820}{47.5} = 4.62$$

σbc= 4.62 MPa ≤ 15 MPa ……..……condition vérifiée

➢ **Dans le sens transversale y-y:**

- **En travée :**

$$\rho=\frac{100 \times 9.23}{b \times d}= 0.342 \longrightarrow \begin{cases} \beta 1 = 0.909 \\ K1\ 39.95 \end{cases}$$

$$\sigma ser = \frac{M\ ser}{\beta 1 .d.As} = \frac{40.569 \times 10^3}{0.909 \times 27 \times 9.23} = 179.087$$

σser = 179.087 MPa ≤ 348 MPa ……condition vérifiée

$$\sigma bc=\frac{\sigma st}{K1} = \frac{182.309}{39.95} = 4.48$$

σbc= 4.48 MPa ≤ 15 MPa ……condition vérifiée

- **Aux appuis :**

$$\rho=\frac{100\ x\ 6.78}{b\ x\ d}= 0.251 \longrightarrow \begin{cases} \beta 1 = 0.920 \\ K1 = 47.5 \end{cases}$$

$$\sigma ser = \frac{M\ ser}{\beta 1 .d.As} = \frac{27.046 \times 10^3}{0.920 \times 27 \times 6.78} = 160.591$$

σser = 160.591MPa ≤ 348 MPa ……condition vérifiée.

$$\sigma bc=\frac{\sigma st}{K1} = \frac{160.591}{47.5} = 3.38$$

σbc= 3.387MPa ≤ 15 MPa ……condition vérifiée.

Conclusion :

Le ferraillage adoptée pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

Remarque :

Le ferraillage du débord sera une contunuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres er de la dalle au niveau des appuis)

VIII.5.B)Ferraillages des nervures :

A fin d'éviter toute soulèvement du radier (vers le haut) , celui – ci sera muni des nervures raidisseurs dans les deux sens

Les nervures seront calculées comme une poutre continue sur pluiseurs appuis, soumises aux charges de dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous formes de charge triangulaire et trapézoïdale

Pour le calcul des effforts internes maximaux ; on ramènera ce type de chargement. À des répartitons simplifiées constituant des charges uniformément répartie. Cela consiste à trouver la larguer de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur lm), et le même effort tranchant (largeurs lt) que le diagramme trapézoïdale , dans ce cas le calcul devient classique.

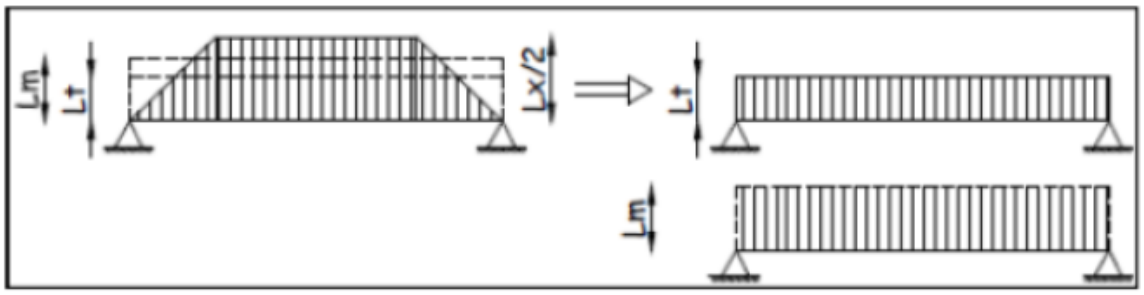


Figure VIII.6 :Présentation des chargement simplifiée

❖ **Cas de chargement trapézoïdale :**

Moment fléchissant lm = lx (0.50 - $\frac{\rho^2}{6}$)

Effort tranchant lt = lx (0.50 - $\frac{\rho^2}{4}$)

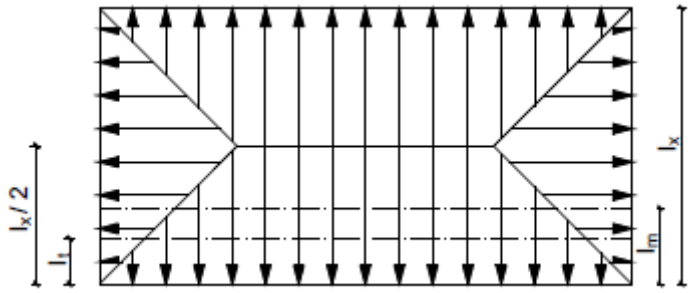


Figure VIII.7 : Répartition trapézoïdale

❖ **Cas de chargement triangulaire :**

Moment fléchissant : Lm = 0.333 lx

Effort tranchant : Lt = 0.25 lx

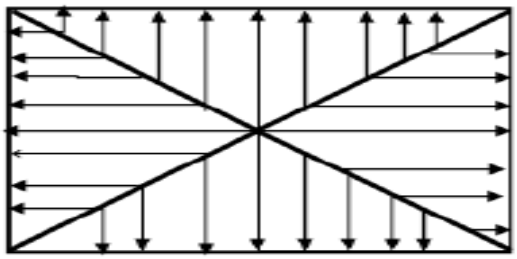


Figure VIII.8 : Répartition triangulaire

a) Détermination des charges :

❖ **ELU**

$qu = \sigma m\ (ELU) - \frac{G\ radier}{S\ radier} - \frac{G\ nervure}{S\ nervure} = 141.063 - \frac{9833.833}{434.68} - \frac{2136.956}{131.505} = 102.189$

qu (ELU) = 102.189 KN/m²

❖ **ELS**

$qs = \sigma m\ (ELS) - \frac{G\ radier}{S\ radier} = 105.949 - \frac{9833.833}{434.68} - \frac{2136.956}{131.505} = 67.075$

qs (ELS)=67.075 KN/m²

les moments fléchissant :

Qu = qu x lm

Qs = qs x lm

Les efforts tranchants :

Qu = qu x lt

Qs = qs x lt

										Moment fléchissant				Effort tranchants			
travée	**panneau**	**lx**	**ly**	**ρ**	**chargement**	**lm**	**lt**	**qu**	**qs**	**Qu**	**ΣQu**	**Qs**	**ΣQs**	**Qu**	**ΣQu**	**Qs**	**ΣQs**
1-2	**1-2**	4.40	3.5	0.79	Trapézoïdale	**1.38**	**1.20**	102.189	67.075	141.02	**287.15**	92.56	**188.47**	122.62	**244.22**	80.49	**160.3**
	1-2	4.40	3.8	0.86	Trapézoïdale	**1.43**	**1.19**	102.189	67.075	146.13		95.91		121.60		79.81	
2-3	**1-2**	3.15	3.5	0.9	Trapézoïdale	**1.14**	**0.93**	102.189	67.075	116.49	**241.16**	76.46	**158.29**	95.03	**201.3**	62.37	**132.12**
	1-2	3.15	3.8	0.82	Trapézoïdale	**1.22**	**1.04**	102.189	67.075	124.67		81.83		106.27		69.75	
3-4	**1-2**	3.15	3.5	0.9	Trapézoïdale	**1.14**	**0.93**	102.189	67.075	116.49	**241.16**	76.46	**158.29**	95.03	**201.3**	62.37	**132.12**
	1-2	3.15	3.8	0.82	Trapézoïdale	**1.22**	**1.04**	102.189	67.075	124.67		81.83		106.27		69.75	
4-5	**1-2**	3.15	3.5	0.9	Trapézoïdale	**1.14**	**0.93**	102.189	67.075	116.49	**241.16**	76.46	**158.29**	95.03	**201.3**	62.37	**132.12**
	1-2	3.15	3.8	0.82	Trapézoïdale	**1.22**	**1.04**	102.189	67.075	124.67		81.83		106.27		69.75	
5-6	**1-2**	4.60	3.5	0.76	Trapézoïdale	**1.41**	**1.24**	102.189	67.075	144.08	**294.29**	94.57	**193.17**	126.71	**255.46**	83.17	**167.68**
	1-2	4.60	3.8	0.82	Trapézoïdale	**1.47**	**1.26**	102.189	67.075	150.21		98.60		128.75		84.51	

Tableau VIII.6 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens longitudinal

										Moment fléchissant				Effort tranchants			
travée	**panneau**	**lx**	**ly**	**ρ**	**chargement**	**lm**	**lt**	**qu**	**qs**	**Qu**	**ΣQu**	**Qs**	**ΣQs**	**Qu**	**ΣQu**	**Qs**	**ΣQs**
A-B	**1-2**	3.50	4.6	0.76	Triangulaire	**1.16**	**0.87**	102.189	67.075	118.53	**224.8**	77.80	**147.55**	88.90	**168.6**	58.35	**110.66**
	1-2	3.50	3.15	0.9	Triangulaire	**1.04**	**0.78**	102.189	67.075	106.27		69.75		79.70		52.31	
B-C	**1-2**	3.70	4.6	0.8	Triangulaire	**1.23**	**0.92**	102.189	67.075	125.69	**231.96**	82.50	**150.25**	94.01	**173.71**	61.70	**114.01**
	1-2	3.70	3.15	0.85	Triangulaire	**1.04**	**0.78**	102.189	67.075	106.27		69.75		79.70		52.31	
C-D	**1-2**	3.50	4.6	0.76	Triangulaire	**1.16**	**0.87**	102.189	67.075	118.53	**224.8**	77.80	**147.55**	88.90	**168.6**	58.35	**110.66**
	1-2	3.50	3.15	0.9	Triangulaire	**1.04**	**0.78**	102.189	67.075	106.27		69.75		79.70		52.31	
D-E	**1-2**	3.80	4.6	0.82	Triangulaire	**1.26**	**0.95**	102.189	67.075	128.75	**235.02**	84.51	**154.26**	97.07	**176.77**	63.72	**116.03**
	1-2	3.80	3.15	0.82	Triangulaire	**1.04**	**0.78**	102.189	67.075	106.27		69.75		79.70		52.31	
E-F	**1-2**	3.50	4.6	0.76	Triangulaire	**1.16**	**0.87**	102.189	67.075	118.53	**224.8**	77.80	**147.55**	88.90	**168.6**	58.35	**110.66**
	1-2	3.50	3.15	0.9	Triangulaire	**1.04**	**0.78**	102.189	67.075	106.27		69.75		79.70		52.31	

Tableau VIII.7 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens transversale

b) Détermination des sollicitations :

Les nervures sont considérés comme des poutres doublement encastrées

h=95cm b=55cm c=3cm

- **Sens X-X :**

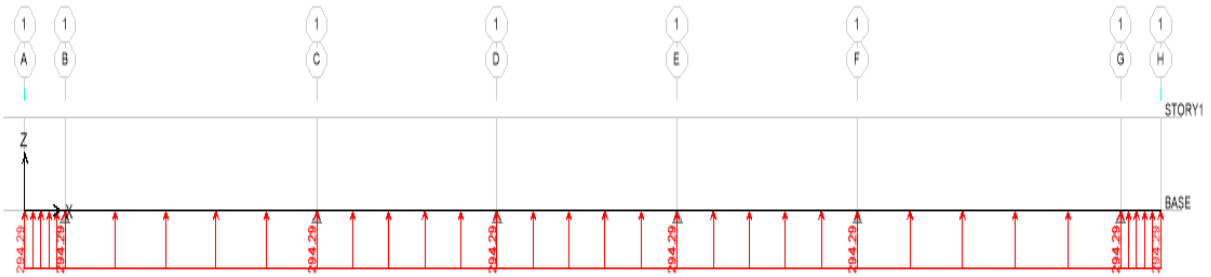


Figure VIII.9 : Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant à l'ELU (X-X)

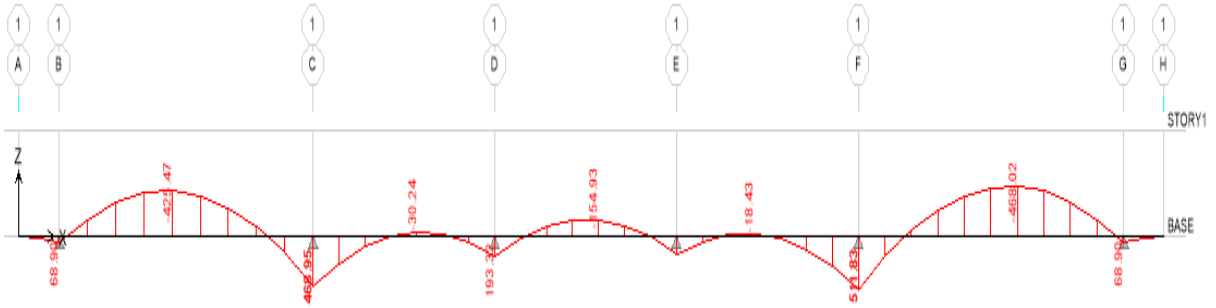


Figure VIII.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (X-X)

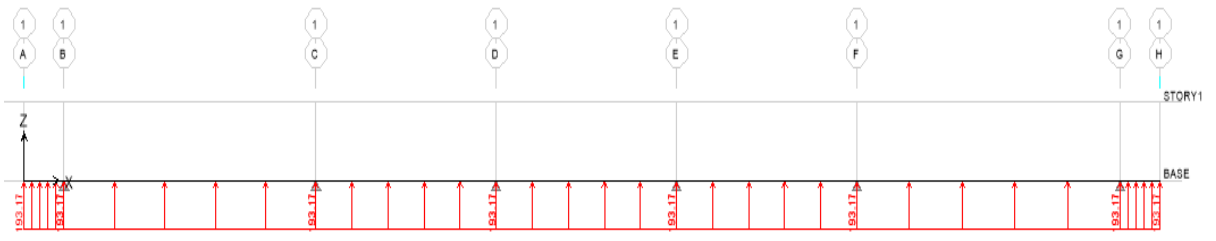


Figure VIII.11 : Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant à l'ELS (X-X)

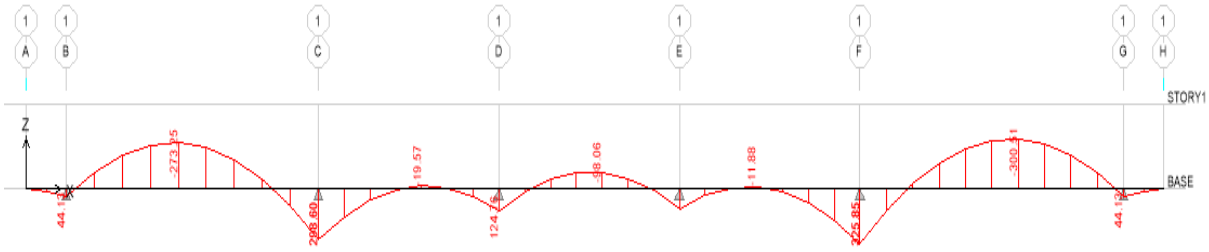


Figure VIII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (X-X)

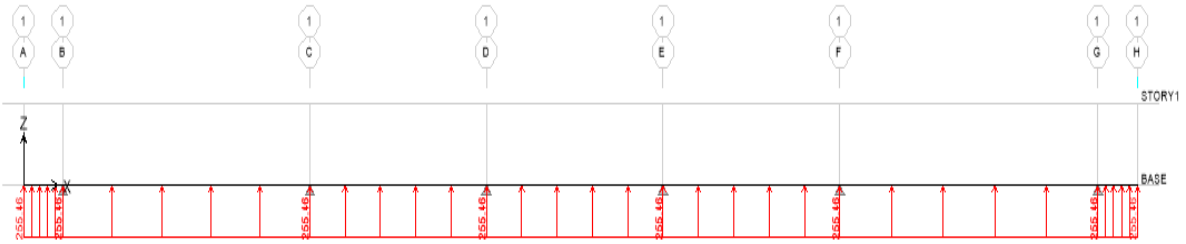


Figure VIII.13 : Schéma statique pour le calcul des efforts tranchant à l'ELU (X-X)

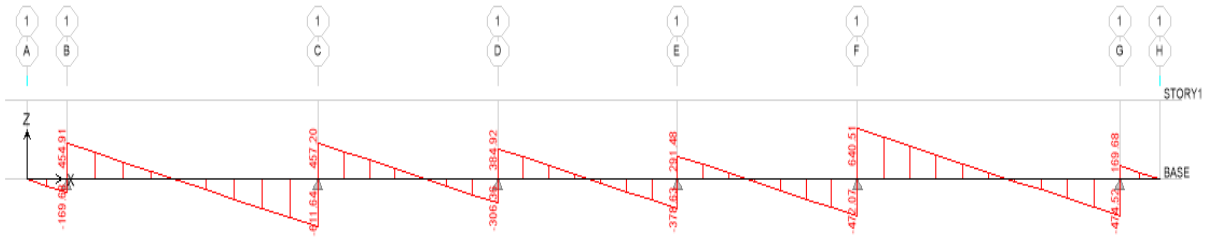


Figure VIII.14 : Diagramme des efforts tranchant a l'ELU (X-X)

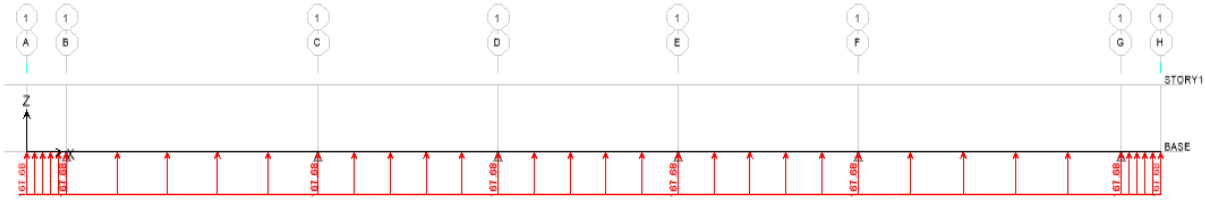


Figure VIII.15 : Schéma statique pour le calcul des efforts tranchant à l'ELS (X-X)

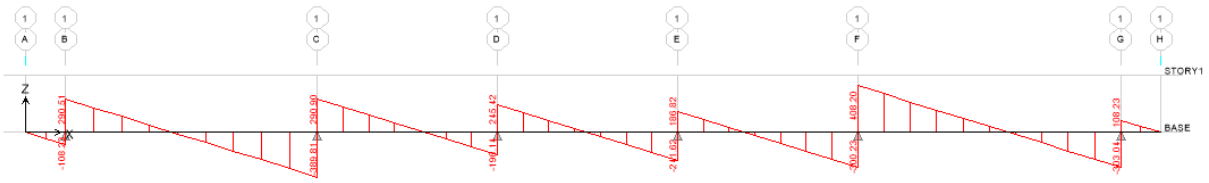


Figure VIII.16 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS (X-X)

- **Sens Y-Y**

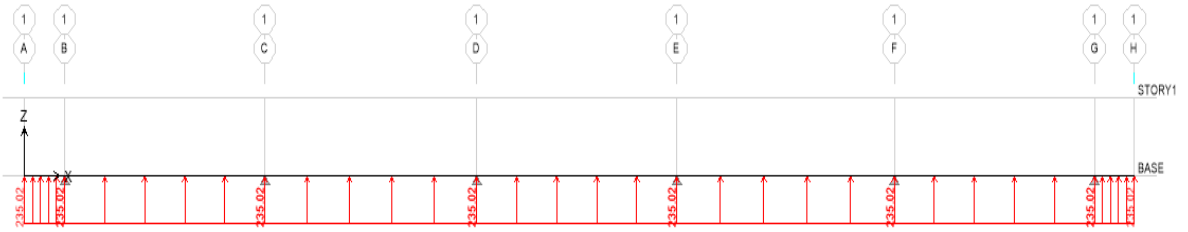


Figure VIII.17 : Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant à l'ELU (Y-Y)

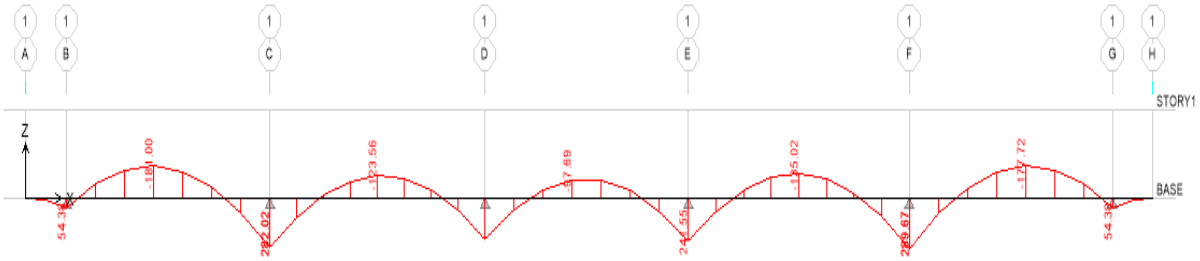


Figure VIII.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (Y-Y)

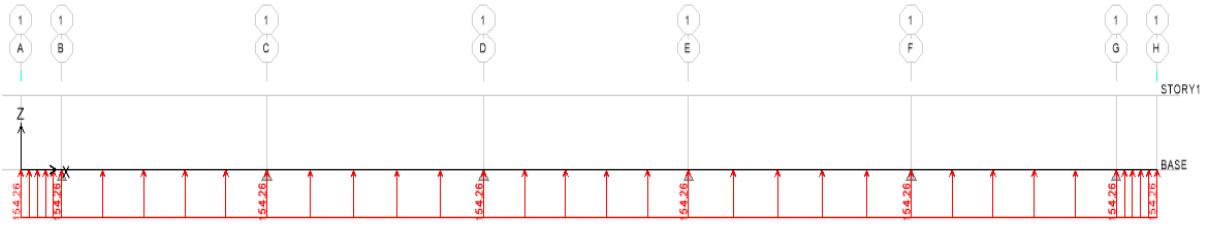


Figure VIII.19 : Schéma statique pour le calcul des moments fléchissant à l'ELS (Y-Y)

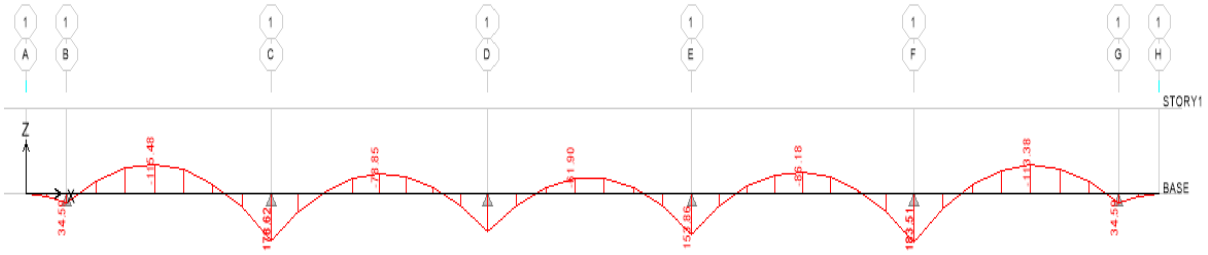


Figure VIII.20 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Y-Y)

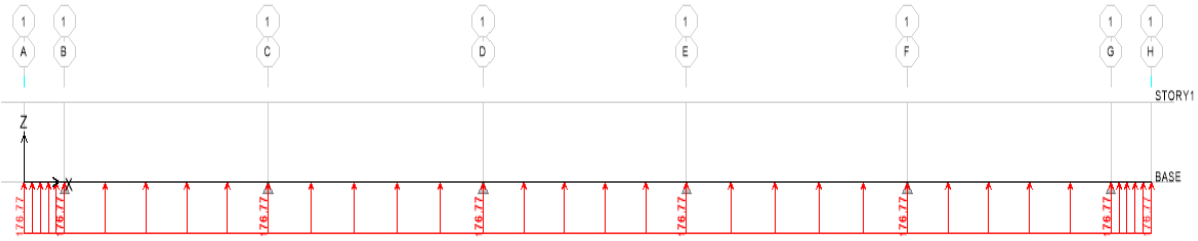


Figure VIII.21 : Schéma statique pour le calcul des efforts tranchants à l'ELU (Y-Y)

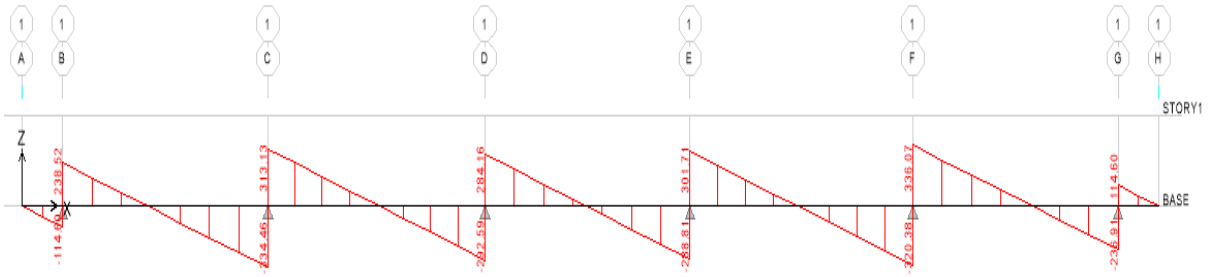


Figure VIII.22 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (Y-Y)

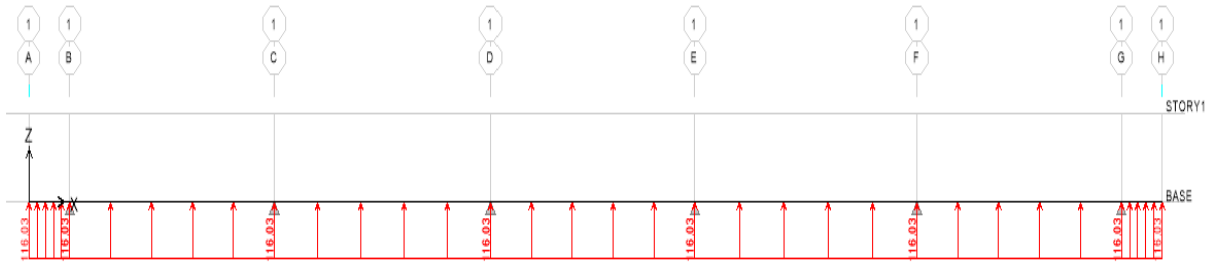


Figure VIII.23 : Schéma statique pour le calcul des efforts tranchant à l'ELS (Y-Y)

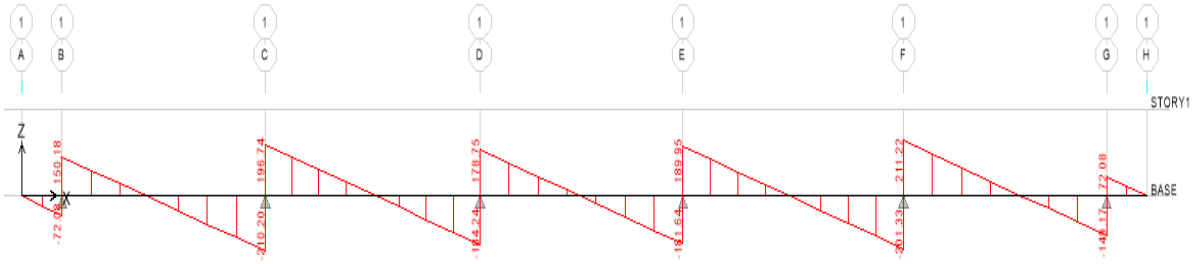


Figure VIII.24 : Diagramme desefforts tranchant à l'ELS (Y-Y)

les résultats sont résumée dans le tableau suivant :

	Cas	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
Moment max (travée) (KN.m)	**ELU**	468.02	185.02
	ELS	300.51	183.51
Moment max (appuis) (KN.m)	**ELU**	511.83	289.67
	ELS	325.85	115.43
Effort tranchant (KN)	**ELU**	611.64	336.07
	ELS	408.20	211.22

Tableau VIII.8 : Résumées des résultats obtenus

VIII.5.B.1)Ferraillage à l'ELU :

Le ferraillage se fera avec le moment max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversale

bn = 55cm hn = 95cm d=92cm fbu = 14.2 MPa σst=348MPa

a) les armatures longitudinals :

le ferraillage adoptée pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zones	Mu (KN.m)	μ	β	section	A cal (cm²)	A adopt	Ferraillage	St
X-X	Appuis	511.83	0.076	0.960	SSA	16.65	16.84	(4+4)HA14(fil) + 4HA12 (chap)	15
	travée	468.02	0.070	0.964	SSA	15.16	16.84	(4+4)HA14(fil) + 4HA12(chap)	15
Y-Y	Appuis	325.85	0.050	0.974	SSA	10.44	12.93	4HA14(fil)+ (4+2)HA12(chap)	15
	travée	300.51	0.046	0.976	SSA	9.61	12.93	4HA14(fils)+ (4+2)HA12(chap)	15

Tableau VIII.9 : Récapitulatif du ferraillage des nervures

b) Armatures transversales (Art A.7.2.2/BAEL 91/99)

diamètre des armatures transversales

$$\theta t = \frac{\theta\ t\ max}{3} = \frac{16}{3} = 5.333$$

On prend 3 cadre de **8mm**

c) espacements des armatures :

❖ **En zone nodale :**

St ≤ min ($\frac{h}{4}$; 12Θl max) = min ($\frac{95}{4}$; 12 x 1.6) = min (23.75 , 19.2) = 19.2cm

Soit St = 10cm

❖ **En zone courante :**

St $\leq \frac{h}{2} = \frac{95}{2} = 47.5$

Soit St = 20cm

d) Armatures transversales minimales (Art. 7.5.2.2 RPA99/2003) :

❖ **En zone nodale :**

Amin = 0.003 x St x b = 0.003 x 10 x 55 = 1.65

Soit 4HA8 = 2.01cm²

❖ **En zone courante :**

Amin = 0.003 x St x b = 0.003 x 20 x 55 = 3.3

Soit 5HA10 = 3.92 cm²

e) Les armatures de peau (Art 4.5.3.4/BAEL91/99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres à grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

D'où : Ap = 4HA12 = 4.52cm²

VIII.5.B.2) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL 91/99)

Amin = 0.23 x b x d x $\frac{f\ t\ 28}{fe}$

Amin = 0.23 x 55 x 92 x $\frac{2.1}{400}$ = 6.10

Amin = 6.10cm²

❖ **Sens X-X :**

Aux appuis :

As = 16.84 cm² > Amin= 6.10 cm² …….condition vérifiée.

En travée :

As=16.84 cm² > Amin= 6.10 cm² …….condition vérifiée.

❖ **Sens Y-Y:**

Aux appuis :

As = 12.93 cm² > Amin= 6.10 cm² …….condition vérifiée.

En travée :

As = 12.93 cm² > Amin= 6.10 cm² …….condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau u = \frac{T\ u\ max}{b\ .d} \leq \tau u = \min\left(0.15\frac{f\ c28}{\gamma b}\ ;\ 4MPa\right) = 2.5\ \ MPa$$

Sens longitudinal : Tu max = 611.64 KN

$$\tau u = \frac{611.64\ x\ 10^3}{55\ x\ 92} = 1.20\ \ MPa \leq\ 2.5MPa$$ ……..**condition vérifiée**.

Sens transversale : Tu max = 336.02 KN

$$\tau u = \frac{336.02\ x\ 10^3}{55\ x\ 92} = 0.66\ \ MPa \leq\ 2.5MPa$$ ……..**condition vérifiée**

VIII.5.B.3) Vérification à l'ELS :.

Vérification des contraintes dans le béton et de l'acier :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma st \leq \overline{\sigma st} = 348 \text{ MPa} \\ \sigma bc \leq \overline{\sigma bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les contraintes dans les aciers : $\sigma st = \frac{Ms}{\beta 1 \text{ x } As \text{ x } d}$

Avec: $\rho = \frac{100 \text{ x } As}{b \text{ x } d}$

Les contraintes dans le béton : $\sigma bc = \frac{\sigma st}{K1}$

Sens	Zone	As (cm²)	Ms (KN.m)	ρ1	β	K1	σst (MPa)	$\overline{\sigma st}$ (MPa)	$\overline{\sigma bc}$ (MPa)	σbc (MPa)	OBS
X-X	Appuis	16.84	325.85	0.333	0.910	40.56	231.12	348	5.25	15	cv
	travée	16.84	300.51	0.333	0.910	40.56	213.15	348	5.27	15	cv
Y-Y	Appuis	12.93	289.67	0.275	0.957	45.24	239.10	348	5.28	15	cv
	travée	12.93	185.02	0.271	0.957	45.24	152.72	348	3.37	15	cv

Tableau VIII.10 : Vérification de la contrainte de compression du béton et de l'acier.

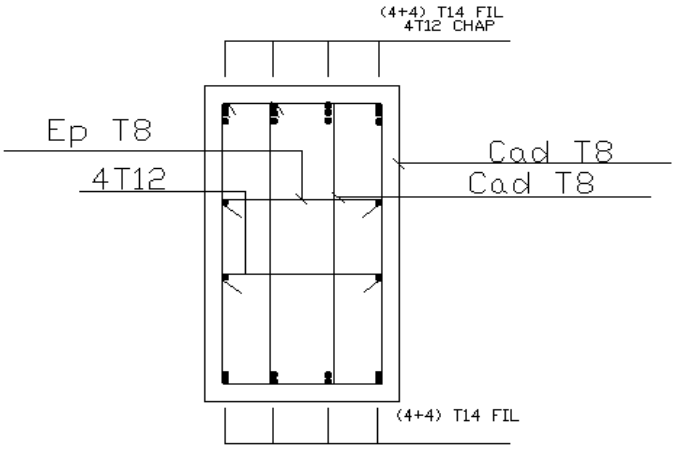
Conclusion :

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifées donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisants.

Le schéma de ferraillage des nervures

❖ Sens X-X

➢ **En travée : (4+4) HA14 (fil) + 4HA12 (chap)**



➢ **Aux appuis : (4+4) HA14 (fil) + 4HA12 (chap)**

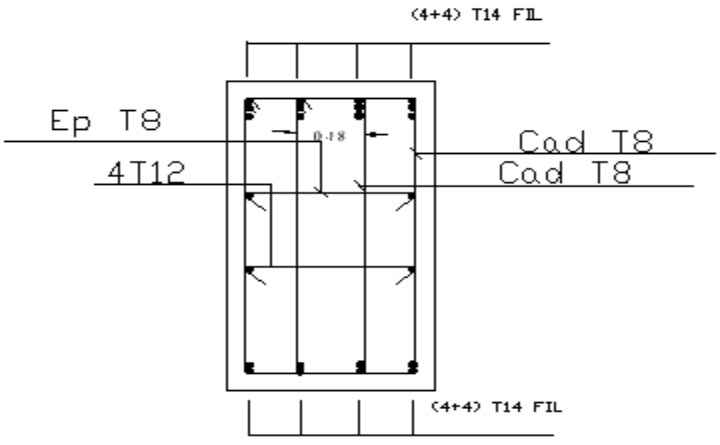
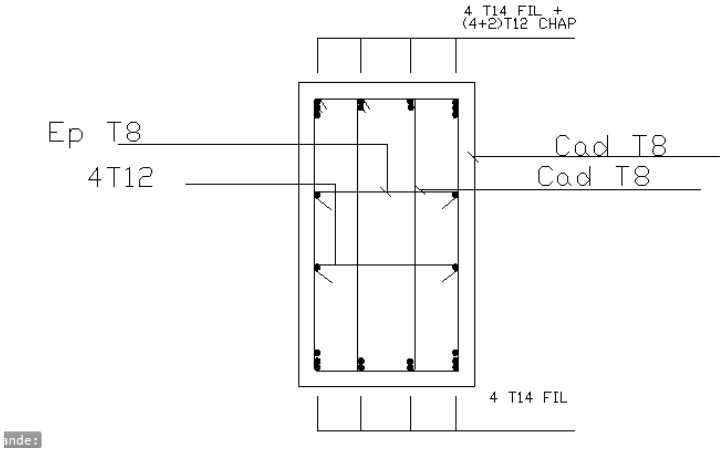


Figure VI.25) : Ferraillage de nervure dans le sens X-X

❖ **SENS Y-Y**

➢ **En travée : 4 HA14 (fil) + (4+2) HA12 (chap)**



➢ **Aux appuis : 4 HA14 (fil) + (4+2) HA12 (chap)**

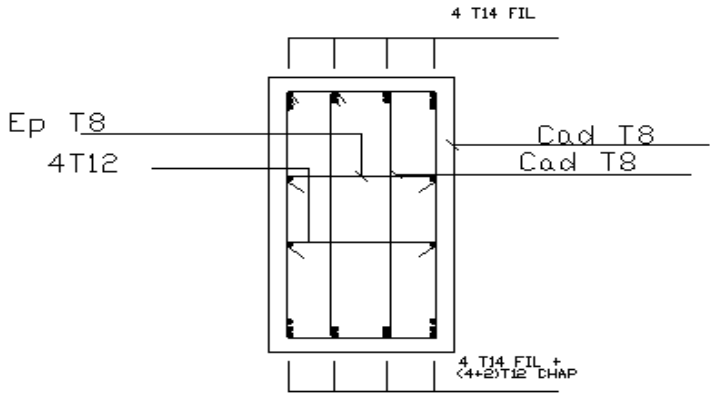


Figure VI.26) : Ferraillage de nervure dans le sens Y-Y

Conclusion Général

Conclusion Générale

Ce mémoire de fin d'étude a été certe laborieux mais surtout instructif et intéressant. Il représente une passerelle reliant le monde de la théorie et celui de la pratique .En effet ,il s'agit de la concrétisation des connaissances théoriques acquises tout au long du cursus universitaire .Cette pratique nous a forgé et rendus plus perspicaces à déceler et résoudre les différents problèmes .

Ainsi, ce projet nous a permis de faire le premier pas vers le métier d'ingénieur , cela en prenant en compte le facteur de la sécurité mais aussi celui de l'économie et la praticité .

En passant par le pré-dimensionnement, nous avons adopté un dimensionnement adapté aux éléments qui constituent notre projet.

Les difficultés rencontrées au cours de notre projet nous ont conduites à nous documenter, nous nous sommes ainsi référées et appuyées sur les différents articles notamment ceux du RPA, BAEL et le DTE.

L'utilisation de l'outil informatique a été primordiale, ETABS nous a permis de dresser un model spatial de l'ouvrage afin d'observer et d'interpréter son comportement.

Nous sommes conscientes que ce modeste travail est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, nous espérons qu'il soit le premier parmi pleins d'autres pour nous permettre d'enrichir et élargir nos connaissances et expériences , et qu'il sera un apport et support pour les promotions a venir .

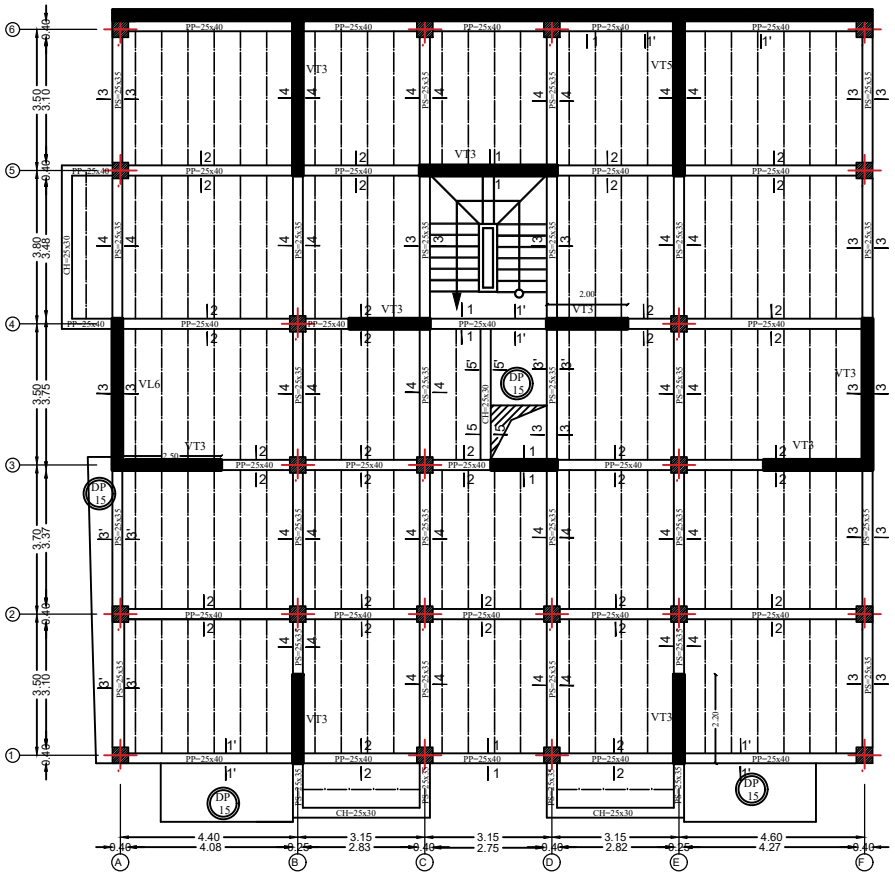
Chapitre IX:

Les plans

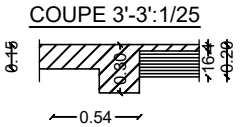
D’exécutions

PLAN DE COFFRAGE

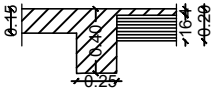
NIV:+4.50 (RDC)



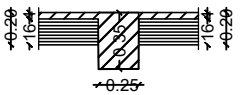
COUPE 3'-3':1/25



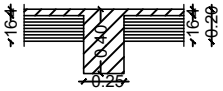
COUPE 1'-1':1/25



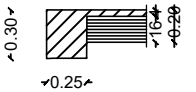
COUPE 4-4:1/25



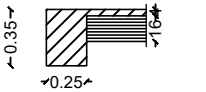
COUPE 2-2:1/25



COUPE 5-5:1/25



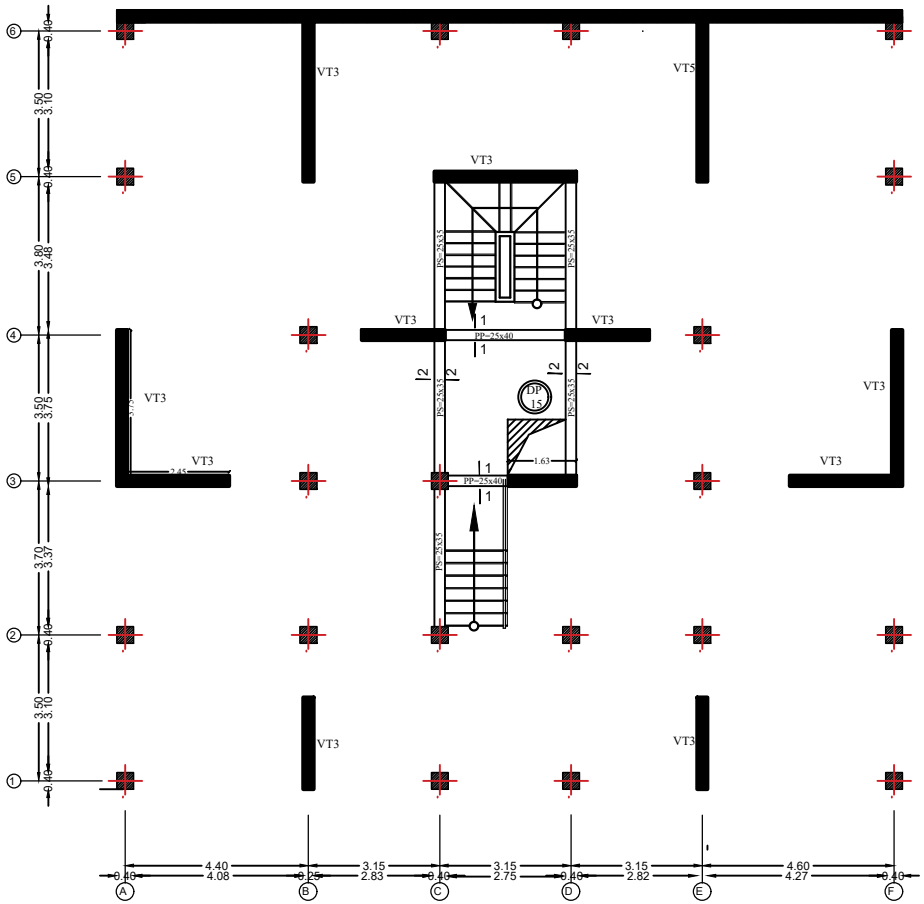
COUPE 3-3:1/25



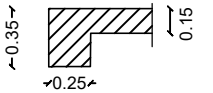
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU ***Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil***		
Etudié par : *OUGUERROUDJ SABRINA* *RAFAI KAHINA*	*Titre :*	*Plan N°: 01*
Dirigé par : *MEGHLAT.E*	***PLAN DE COFFRAGE NIV :+4.50***	*Promotion:* *2020-2021*

PLAN DE COFFRAGE

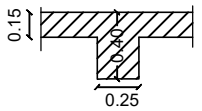
NIV: +1.44 (RDC)



COUPE 2-2:1/25



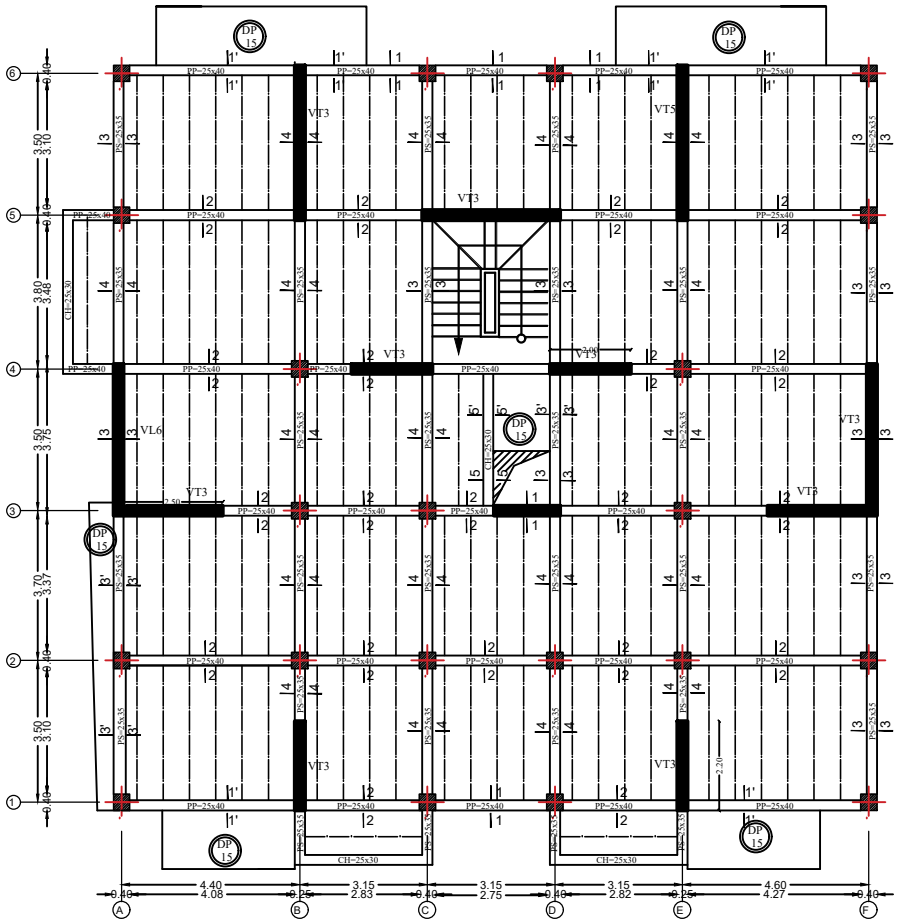
COUPE 1-1:1/25



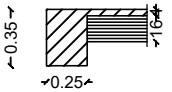
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : OUGUERROUDJ SABRINA RAFAI KAHINA	Titre : PLAN DE COFFRAGE NIV :+1.44	Plan N°: 02
Dirigé par : MEGHLAT.E		Promotion: 2020-2021

PLAN DE COFFRAGE

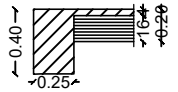
NIV:+7.56 (1eme ETAGE)



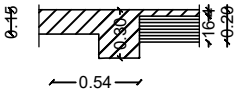
COUPE 3-3:1/25



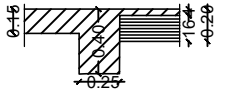
COUPE 1-1:1/25



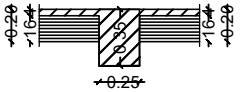
COUPE 3'-3':1/25



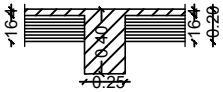
COUPE 1'-1':1/25



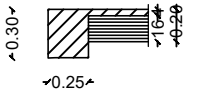
COUPE 4-4:1/25



COUPE 2-2:1/25



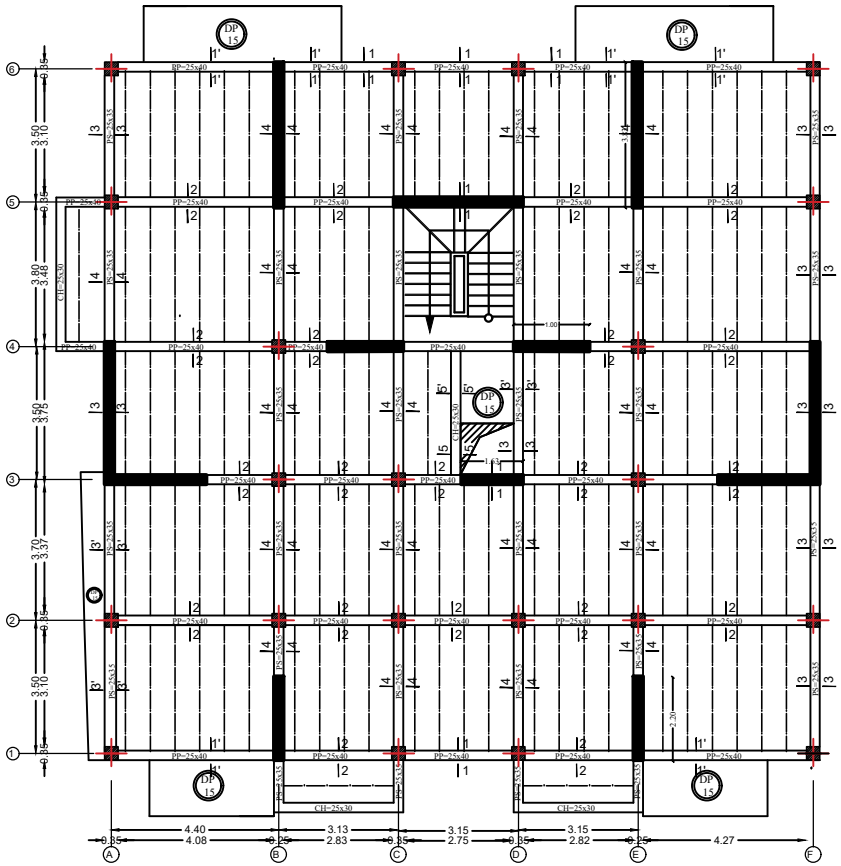
COUPE 5-5:1/25



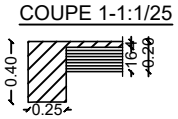
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : OUGUERROUDJ SABRINA RAFAI KAHINA	Titre : PLAN DE COFFRAGE NIV : +7.56	Plan N°:03
Dirigé par : MEGHLAT.E		Promotion: 2020-2021

PLAN DE COFFRAGE

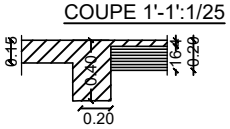
NIV:+10.62;+13.62;+16.74 (2eme ETAGE ;3eme ETAGE;4eme ETAGE)



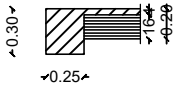
COUPE 1-1:1/25



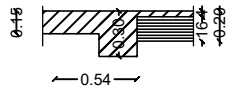
COUPE 1'-1':1/25



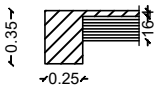
COUPE 3-3:1/25



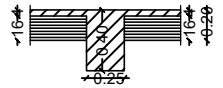
COUPE 3'-3':1/25



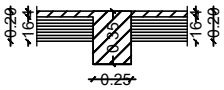
COUPE 5-5:1/25



COUPE 2-2:1/25



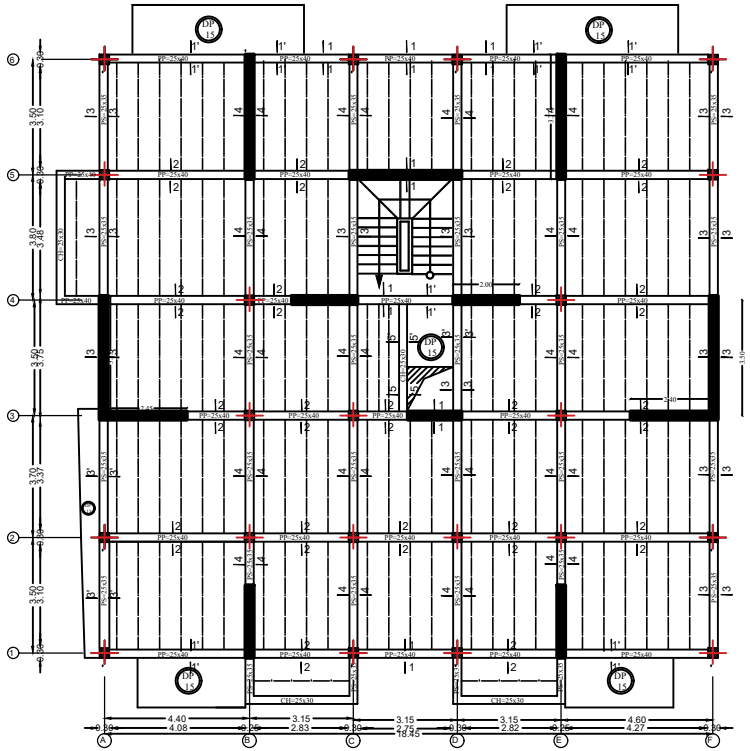
COUPE 4-4:1/25



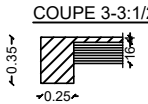
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU ***Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil***		
Etudié par : *OUGUERROUDJ SABRINA* *RAFAI KAHINA*	*Titre :*	*Plan N°:04*
Dirigé par : *MEGHLAT.E*	***PLAN DE COFFRAGE NIV :+10.62,+13.68, +16.74***	*Promotion:* *2020-2021*

PLAN DE COFFRAGE

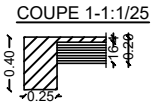
NIV:+19.8 (5eme ETAGE)



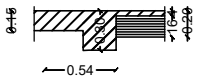
COUPE 3-3:1/25



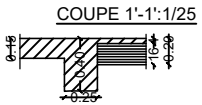
COUPE 1-1:1/25



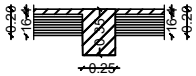
COUPE 3'-3':1/25



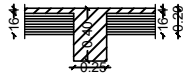
COUPE 1'-1':1/25



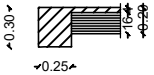
COUPE 4-4:1/25



COUPE 2-2:1/25

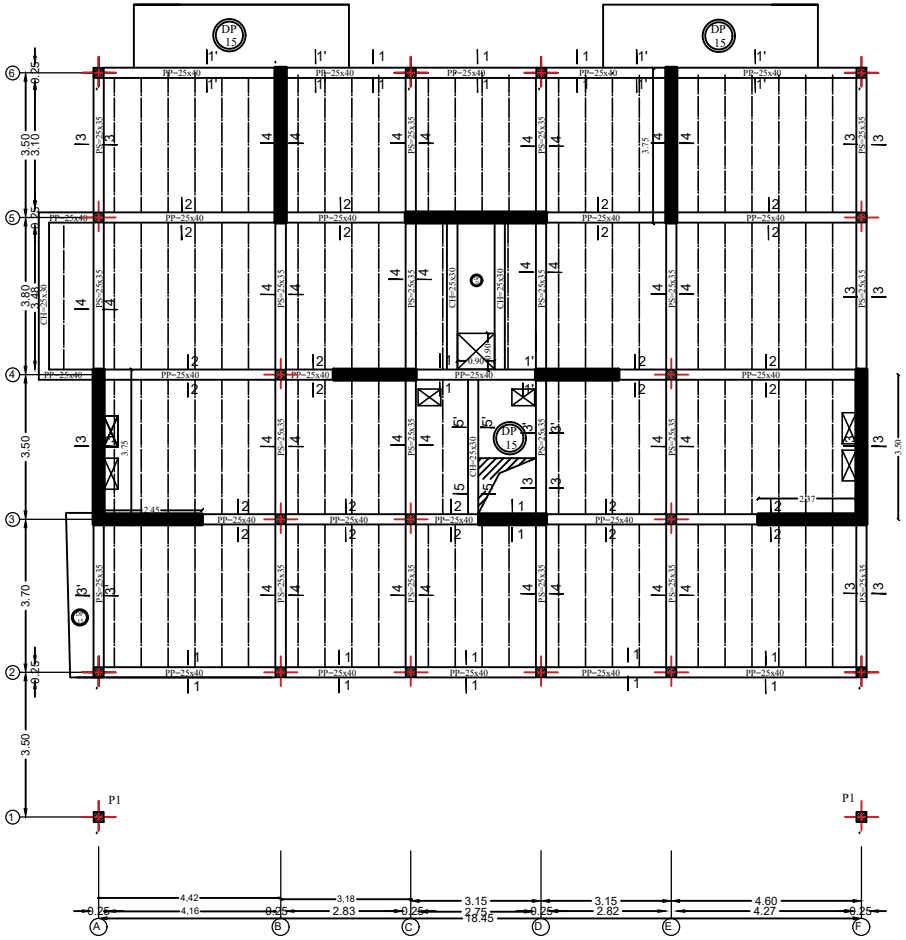


COUPE 5-5:1/25

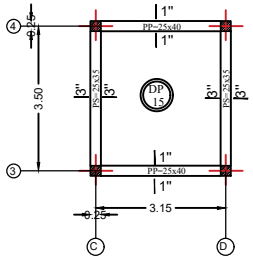


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU ***Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil***		
Etudié par : *OUGUERROUDJ SABRINA* *RAFAI KAHINA*	*Titre :* ***PLAN DE COFFRAGE NIV :+19.8***	*Plan N°: 05*
Dirigé par : *MEGHLAT.E*		*Promotion:* *2020-2021*

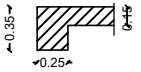
PLAN DE COFFRAGE
NIV:+22.86 (TERRASSE)



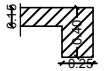
PLAN DE COFFRAGE DALLE SALLE MACHINE
NIV:+24.56



COUPE 3"-3":1/25



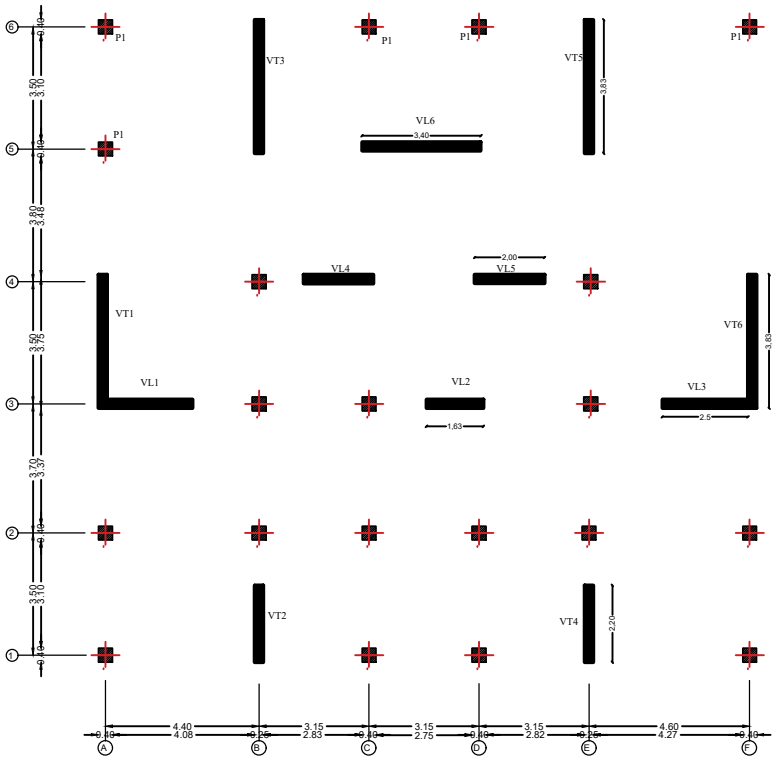
COUPE 1"-1":1/25



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : OUGUERROUDJ SABRINA RAFAI KAHINA	Titre : PLAN DE COFFRAGE NIV :+22.86	Plan N°: 06
Dirigé par : MEGHLAT.E		Promotion: 2020-2021

PLAN DE COFFRAGE DES VOILES

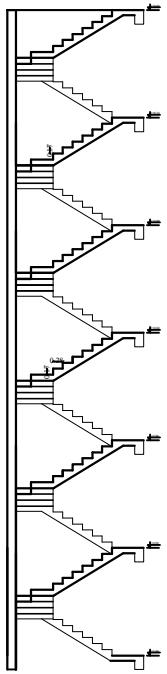
NIV: +/-0.00



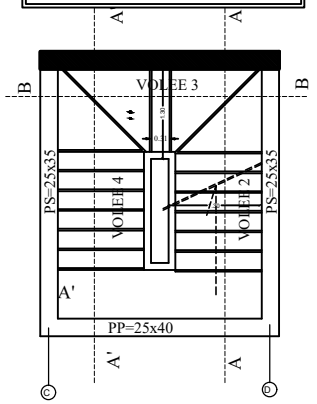
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU ***Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil***		
Etudié par : *OUGUERROUDJ SABRINA* *RAFAI KAHINA*	*Titre :PLAN DE COFFRAGE DES VOILES NIV :0.00*	*Plan N°: 07*
Dirigé par : *MEGHLAT.E*		*Promotion:* *2020-2021*

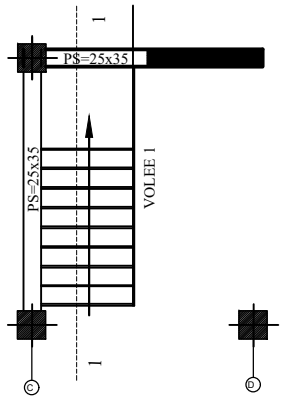
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS

VUE EN ELEVATION ESCALIER ECH :1/25



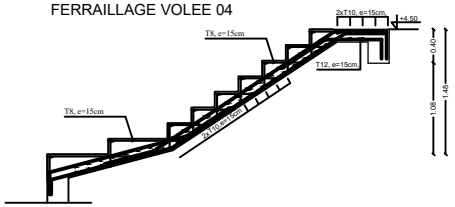
VUE EN PLAN ESCALIER ECH :1/25





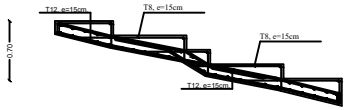
COUPE A'-A':1/25

FERRAILLAGE VOLEE 04



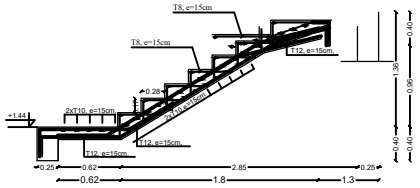
COUPE B-B:1/25

FERRAILLAGE VOLEE 03



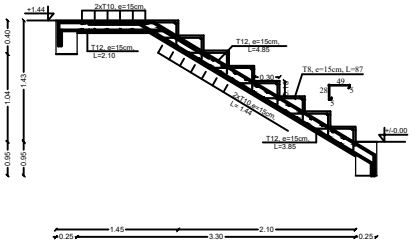
COUPE A-A:1/25

FERRAILLAGE VOLEE 02

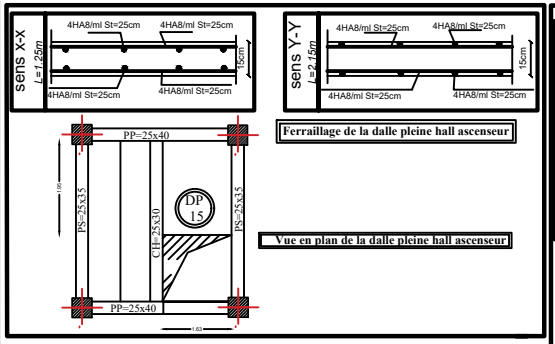


COUPE 1-1:1/25

FERRAILLAGE VOLEE 01

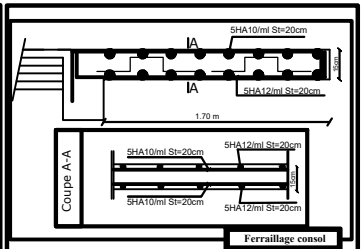


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU **Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**		
Etudié par : OUGUERROUDJ SABRINA RAFAI KAHINA	Titre : **PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS**	Plan N°: 08
Dirigé par : MEGHLAT.E		Promotion: 2020-2021

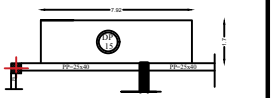


Ferraillage de la dalle pleine hall ascenseur

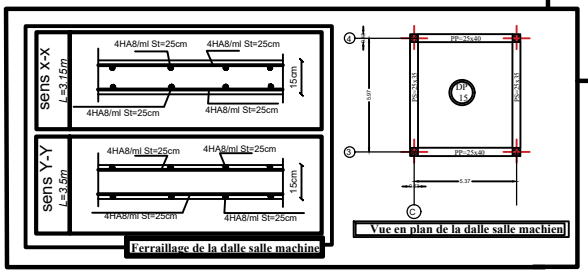
Vue en plan de la dalle pleine hall ascenseur



Ferraillage consol

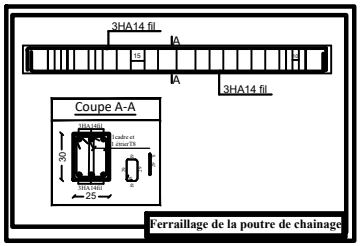


Vue en plan de la console

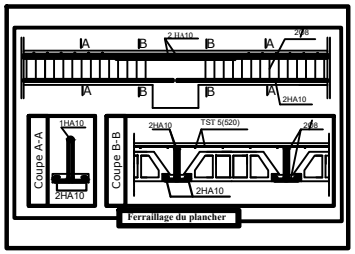


Ferraillage de la dalle salle machine

Vue en plan de la dalle salle machien



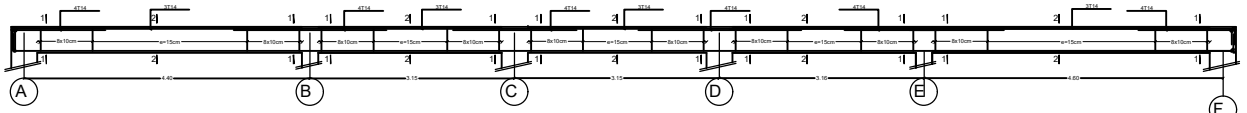
Ferraillage de la poutre de chainage



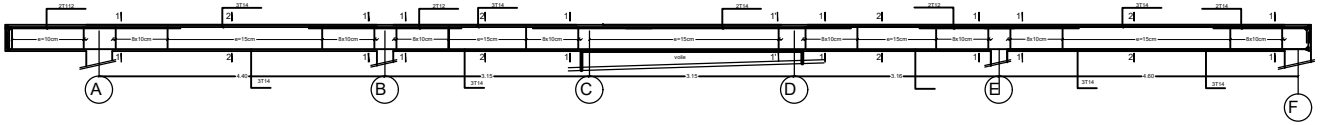
Ferraillage du plancher

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudie par : OUGUERROUDJ SABRINA RAFAI KAHINA	Titre : PLAN DE COFFRAGE NIV :+22.86	Plan N°: 09
Dirigé par : MEGHLAT.E		Promotion: 2020-2021

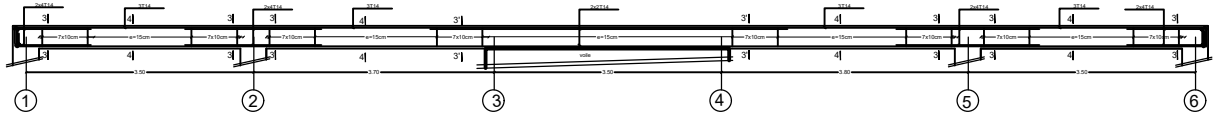
POUTRE PRINCIALE (25x40) : Axe "6" Niv (+4.50) Ech 1/25



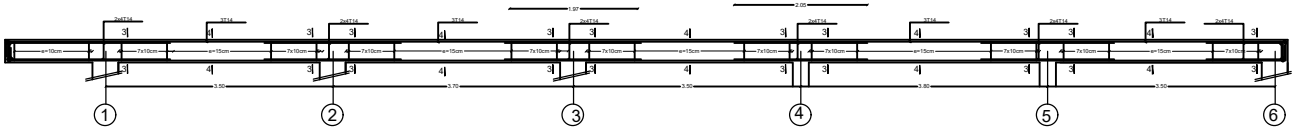
POUTRE PRINCIALE (25x40) : Axe "5" Niv (+4.50) Ech 1/25



POUTRE SECONDAIRE (25x35) : Axe "A,F" Niv (+4.50,) Ech 1/25

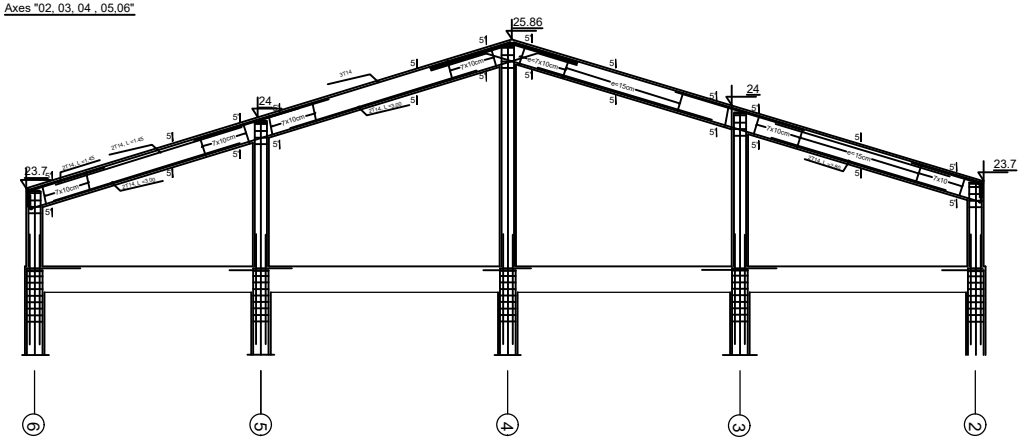


POUTRE SECONDAIRE (25x35) : Axe "C,D" Niv (+4.50,) Ech 1/25

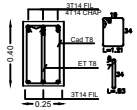


FERRAILLAGE DES FERMES (30x35) : Ech 1/25

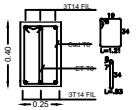
Axes "02, 03, 04 , 05,06"



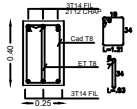
Coupe 1-1 Ech:1/10



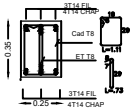
Coupe 2-2 Ech:1/10



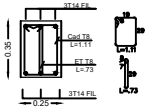
Coupe 1'-1' Ech:1/10



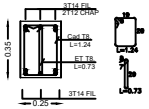
Coupe 3-3 Ech:1/10



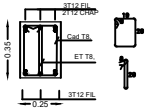
Coupe 4-4 Ech:1/10



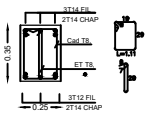
Coupe 3'-3' Ech:1/10



Coupe 5'-5' Ech:1/10

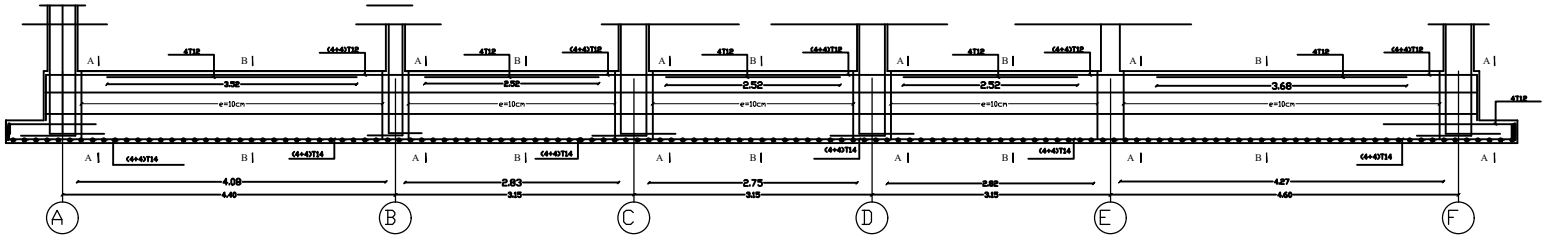


Coupe 5-5 Ech:1/10

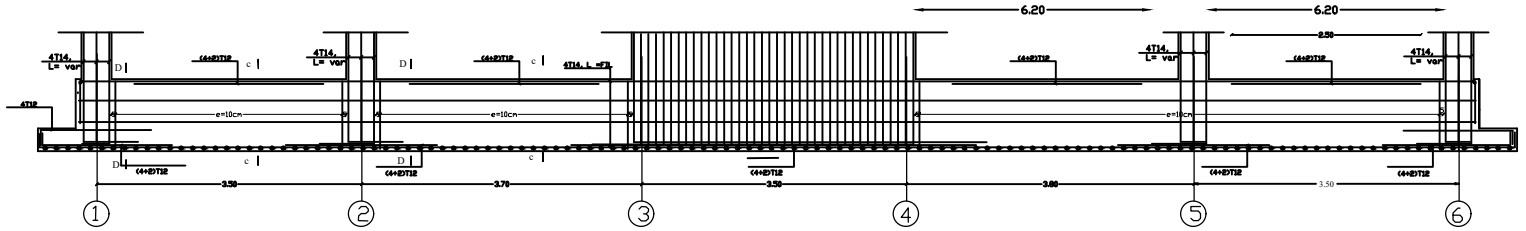


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU ***Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil***		
Etudié par : *OUGUERROUDJ SABRINA* *RAFAI KAHINA*	*Titre :* *FERRAILLAGE POUTRES*	*Plan N°:10*
Dirigé par : *MEGHLAT.E*		*Promotion:* *2020-2021*

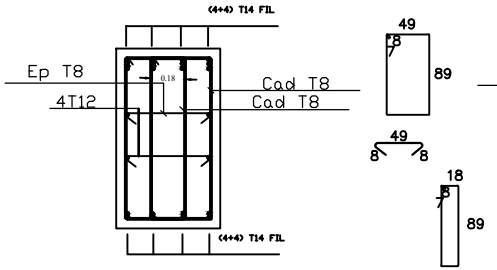
longrine 55x95 sens x-x



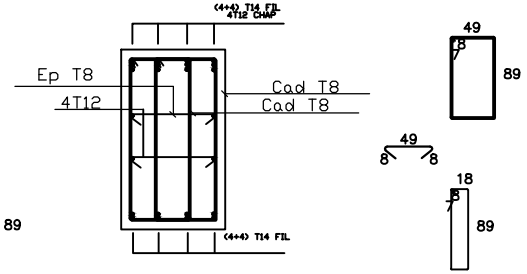
longrine 55x95 sens y-y



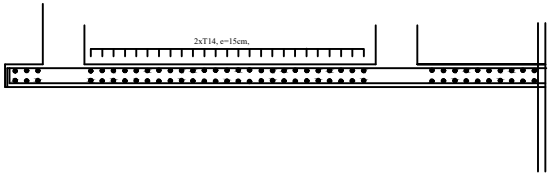
Coupe A-A Ech:1/10



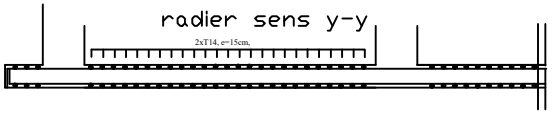
Coupe B-B Ech:1/10



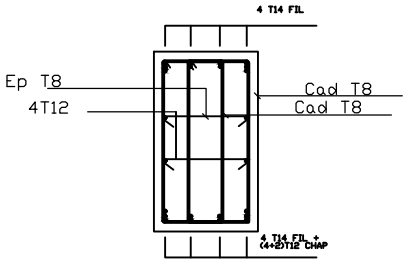
radier sens x-x



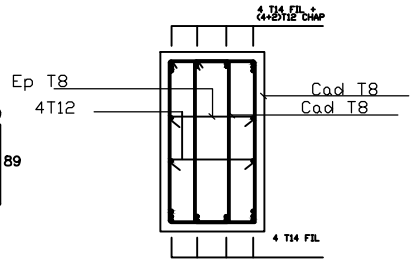
radier sens y-y

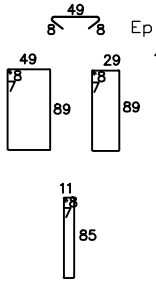


Coupe D-D Ech:1/10



Coupe C-C Ech:1/10

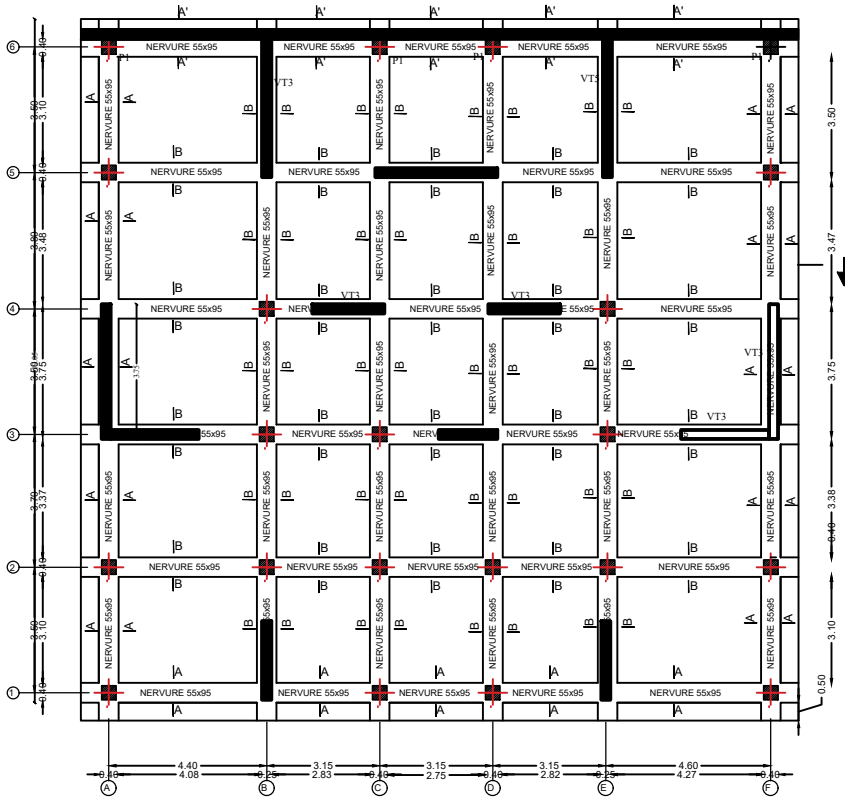




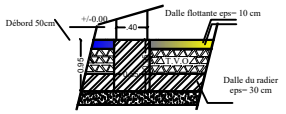
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU *Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*		
Etudié par : OUGUERROUDJ SABRINA RAFAI KAHINA	*Titre :* **PLAN DE FERRAILLAGE DES NERVURES**	*Plan N°: 11*
Dirigé par : MEGHLAT.E		*Promotion:* 2020-2021

PLAN DE COFFRAGE DES VOILES

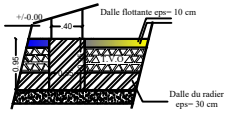
NIV: +/-0.00



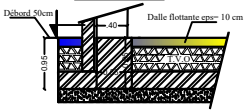
Coupe A-A



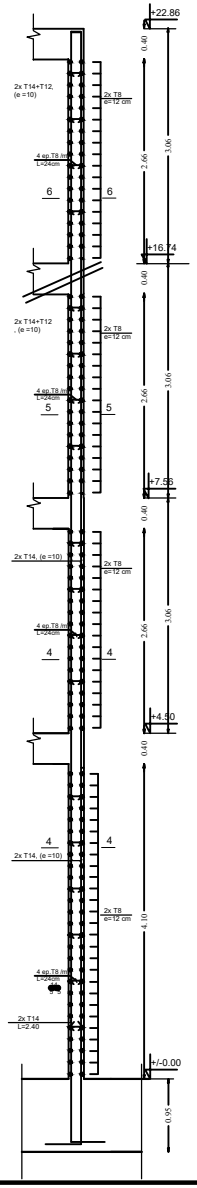
Coupe B-B



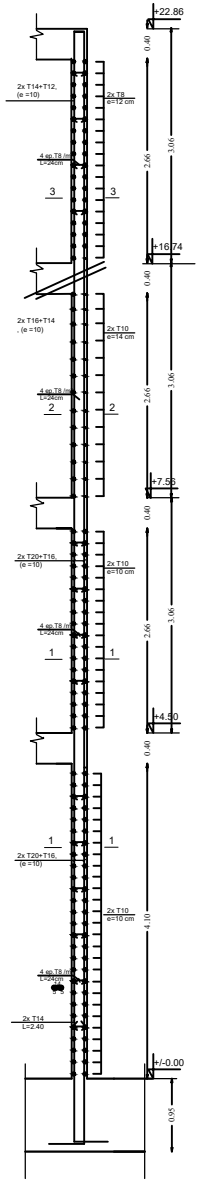
Coupe A'-A'



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU **Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**		
Etudié par : OUGUERROUDJ SABRINA RAFAI KAHINA Dirigé par : MEGHLAT.E	Titre : **PLAN DE COFFRAGE DE RADIER**	Plan N°:**12** Promotion: 2020-2021

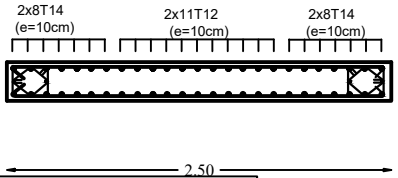


FERRAILLAGE Du VOILE DU GROUPE V1 Ech :1/25

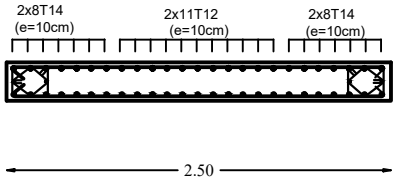


FERRAILLAGE Du VOILE DU GROUPE V1 Ech :1/25

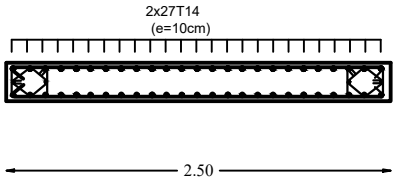
COUPE 6-6 Ech1/25



COUPE 5-5 Ech1/25

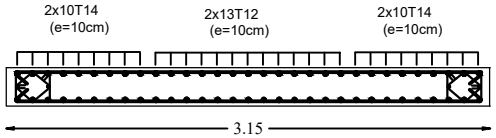


COUPE 4-4 Ech1/25

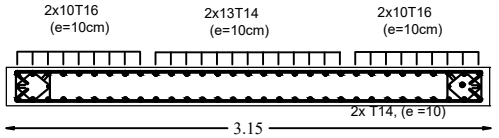


FERRAILLAGE DU GROUPE DES V4 Ech :1/25

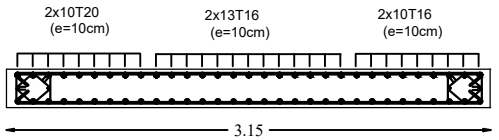
COUPE 3-3 Ech1/25



COUPE 2-2 Ech1/25

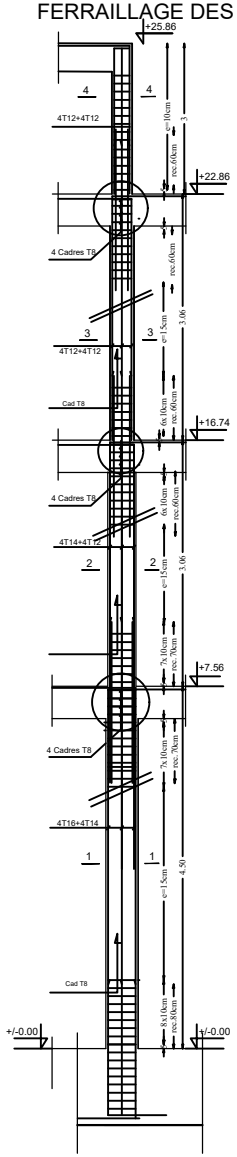


COUPE 1-1 Ech1/25

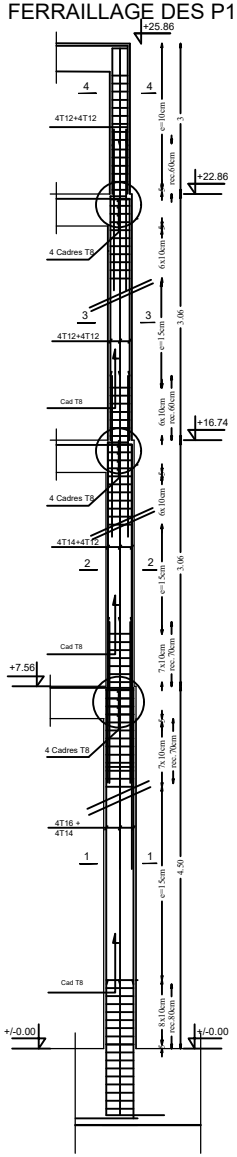


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU *Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil*		
Etudié par : OUGUERROUDJ SABRINA RAFAI KAHINA	*Titre :* **PLAN DE FERRAILLAGE DES VOILES**	*Plan N°: 13*
Dirigé par : MEGHLAT.E		*Promotion:* 2020-2021

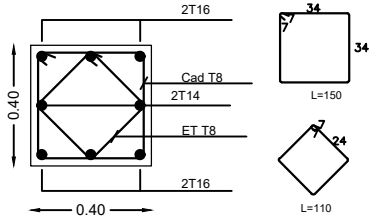
FERRAILLAGE DES P1 Ech :1/25



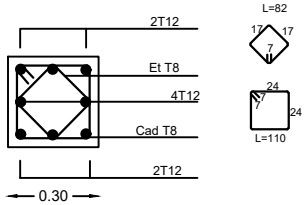
FERRAILLAGE DES P1 Ech :1/25



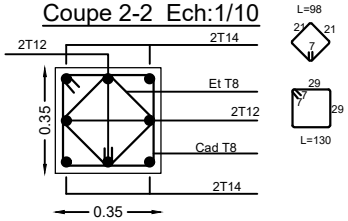
Coupe 1-1 Ech:1/10



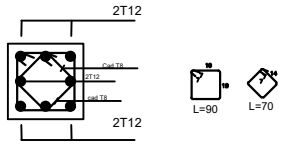
Coupe 3-3 Ech:1/10

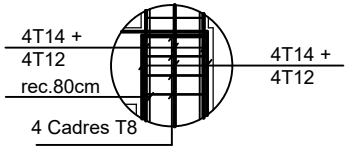


Coupe 2-2 Ech:1/10

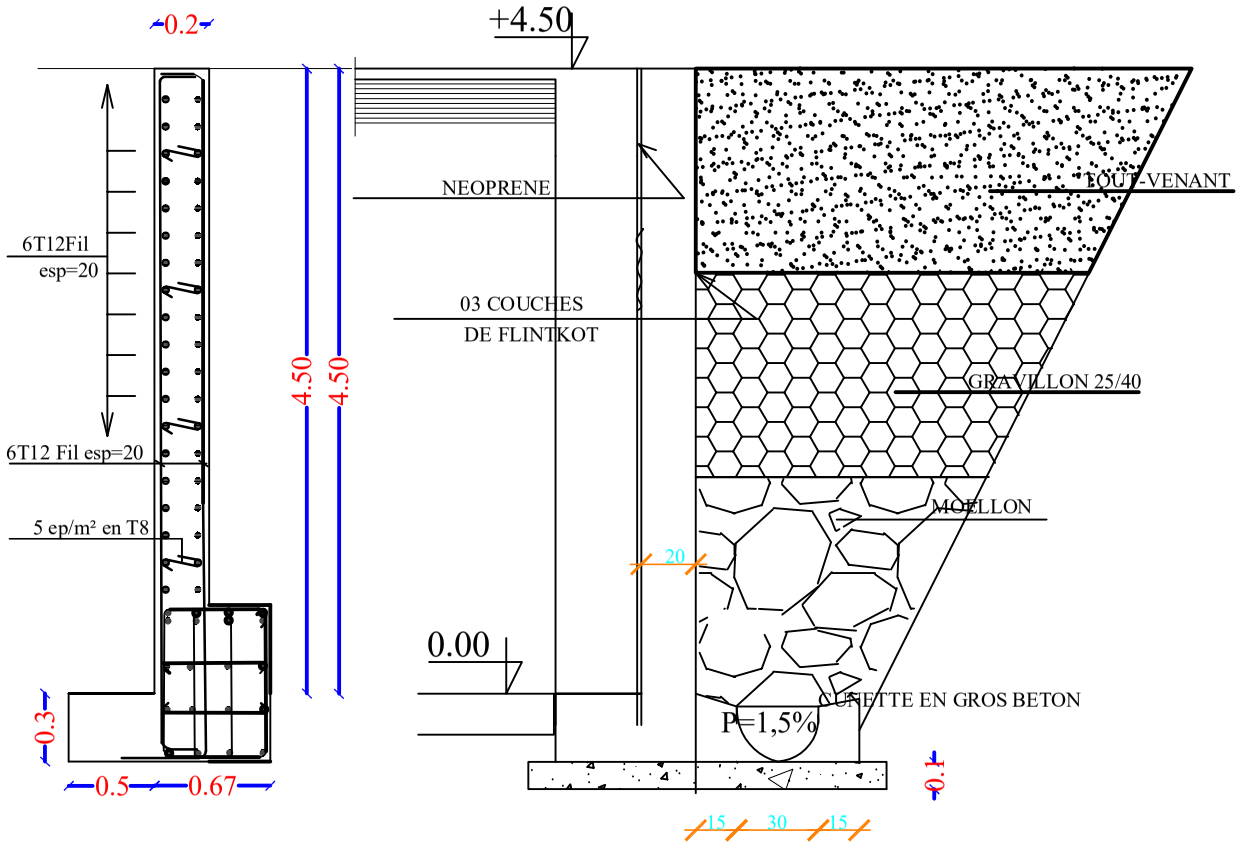


Coupe 4-4 Ech:1/10





UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU **Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil**		
Etudié par : OUGUERROUDJ SABRINA RAFAI KAHINA	Titre : **PLAN DE FERRAILLAGE DES POTAUX**	Plan N°:14
Dirigé par : MEGHLAT.E		Promotion: 2020-2021



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PLAN DE FERAILLAGE DU MUR PLAQUE

Projet:	Etude d'un bâtiment (R+6+charpente en bois) à usage d'habitation et commerciale	
Dessiné par:	Melle: RAFAI KAHINA Melle: OUGUERROUDJ SABRINA	Echelle:1/25
Encadré par:	Mr: MEGHLAT EL- MAHDI	Promotion: 2020-2021

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- Le règlement parasismique algérien **RPA99 modifié 2003**
- Règles de conceptions et de calcul des structures en béton armée **CBA93**
- Document technique réglementaire (charges et surcharges) **DTR B .C.2.2**
- Béton armée aux états limites **BAEL91 modifiée 99**
- règles de calcul et de conception de la charpente en bois **Euro code 5**

- **Livre:**
- Calcul des ouvrages en béton armée…….. **Belazougui**
- Cours de construction…….**Lakhdar Yamani**
- Pratique de BAEL ……**Jean perchat-Roux**
- Exercice de béton armé selon les règles BAEL 83…….**Pierre Charon**
- Les abaques de PIGEAUD
- Formulaire de béton armé de tome 1 et 2 ……**Victor DAIVIDOVICI**
- Les mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

Cours :

- Béton armé (3éme et 4éme année)
- Dynamique des structures (4éme année)
- Cours de bâtiment
- Résistance des matériaux (2émé, 3éme année)

LOGICEL

- ETABS 9.7.0 ……Analyse des structures
- Autocade 2019……Dessin
- WORD 2010……Traitement de textes
- Excel 2010……...calcul
- SOCOTEC BAER 2015…….ferraillage des éléments
- EXPERT BA…… ferraillage des éléments