République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche scientifique

Université Dr. Yahia Farès de MEDEA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

Etude de l'effet de la résistance du béton sur : Le comportement et le coût d'une structure de contreventement mixte (voile-portique)

Présenté par :

Mr. MEBROUKI Aze eddine

Mr. ABDELLI Hicham

Encadré par :

Dr. BOUCHERIT Dalila

Promotion 2017

Remerciement

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

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice Dr. BOUCHERIT Dalila pour l'encadrement de ce mémoire pour son aide, sa patience et la confiance qu'il nous a accordée.

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

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

Nous remercions également monsieur IRKI.I. BOUDINA.A. Diffaoui. M.et Abdessamie pour les diverses discussions et conseils enrichissants.

Encore des remerciements au directeur et aux ingénieures de CETAM Centre de MEDEA.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère ***Mère*** *et à mon cher* ***Père****, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

A mes frères : Mohamed, Messoud .Rachid. et surtout ABDELBASSET.

A ma sœur : BASMA

A mes oncles.mes tantes et leurs fils son exceptionnelle.

A mes grands parents.

A toute la famille : Mebrouki et Ben Debbah.

A mes guides dans la vie BENDEBBAH.Ali et CHAOUECHE Faiçal.

Je remercie mon très cher amie et binôme ***HICHAM*** *qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

A mes cher amis :Mouafak .Adel. Japoni. Abd eldjalil. Houdifa. Riadh. Walid. Zaki. Ramzi. Billel. Halim. Samir. Amine. Mohamed. Faiçal. Omar.Abdennour . . . et tout les amis.

A toute la promotion de G.C 2017.

AZEEDDINE

Dédicaces

Je tiens à dédier ce mémoire :

A ma très chère ***Mère*** *et à mon cher* ***Père****, en témoignage et en gratitude de leurs dévouement, de leurs soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leurs réconfort moral, eux qui ont consenti tant d'effort pour mon éducation, mon instruction et pour me voir atteindre ce but, pour tout cela et pour ce qui ne peut être dit, mes affections sans limite.*

A mes grands parents

A mes frères : Farouk, Tarek et Walid.

A mes soeurs : Maria, aicha, Horia, Anissa, Habiba,Rania,Naoual

A mes oncles : Mohamed, Hakim, Daoud

A mon fiancée : Hayat

A toute la famille : Abdelli

Je remercie mon amie et mon guide dans ma vie mon oncle Nourddine

Je remercie mon amie et binôme ***Aze eddine*** *qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

A mes très chère Amis : Rachid, Rami,Oussama A, Oussama B ,Yassin, Ahemad,Hamza, Mohamed,Adel,zaki,Abdenour,Riad,Faiçal C, Faiçal L,Zohir ,Houdifa, Samir, Walid,Djalil

A toute la promotion de G.C 2017

HICHAM

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : vue en 3D de structure…….…… 1

Figure 1-2 Sable roulé de HASSI BAHBAH ……. 4

Figure 1-3 : Gravier 8/15 de Mokorno…… 5

Figure 1-4: Gravier 3/8 de Mokorno……...…… 5

Figure 1-5: Equipement nécessaire pour malaxage ……..…… 7

Figure 1-6**:** mode deconservation des éprouvettes ……..…… 7

Figure 1-7: Essai d'ouvrabilité ……..……. 8

Figure1-8 : Essais d'écrasement …… 8

Figure 1-9**:**résultat d'Essai d'écrasement(cylindriques)…… …… 9

Figure 1-10 **:** Diagramme contrainte déformation d'acier…….. 10

Figure 2-1: Constituant d'une planche terrasse …… 12

Figure 2-2: Constituant d'un plancher étage courant ……. 13

Figure 2-3: Constituant d'un plancher à dalle plaine ……..…… 13

Figure 2-4 : Constituant d'un paillasse ……..……. 14

Figure 2-5 : Schéma du plancher ……..……. 17

Figure 2-6 **:** Schéma des escaliers ……..……..…….. 18

Figure 2-7 **:** Schéma des voiles ……. 20

Figure 2-8 **:** Schéma des poutres ……..……. 22

Figure 2-9 **:** Section réduite du poteau ……..……. 25

Figure. 2-10: représentation du poteau le plus sollicité de terrasse ……... 25

Figure 3-1 : *Schéma statique pour l'acrotère* …… 28

Figure 3-2 **:** Diagramme de moment efforts tranchent à ELU ……... 29

Figure 3-3 **:** Disposition constructive des armatures de l'acrotère…….……..… 33

Figure 3-4 **:** Schéma statique pour les poutrelles et les corps creux…… 34

Figure 3-5 **:** Choix de disposition des étaiements……... 36

Figure 3-6 : Diagramme de moment efforts tranchent à ELU…… …… . 38

Figure 3-7 : : Diagramme de moment efforts tranchent à ELS…….. 39
Figure 3-8Disposition constructive des armatures des poutrelles.…… …… 44
Figure 3-9 : Modélisation de 1er volée……..……. 44
Figure 3-10 : Schéma statique de l'escalier à ELU…….……... 45
Figure 3-11 : Diagramme des efforts à ELU……....……. 46
Figure 3-12 : Schéma statique de l'escalier à ELS.…… …… ……. 46
Figure 3-13 : Diagramme des efforts à ELS .....… …….. 47
Figure 3-14 : Disposition constructive des armatures de l'escalier……...…… 54
Figure 3-15: Détail de ferraillage de la dalle**……**……..… 56
Figure 4-1 : positionnement des voiles en 3D …….……..……. 57
Figure 4-2 : : positionnement des voiles (vue en plan) ……..…… 58
Figure 4-3 : caractéristiques géométriques d'un refend plein …… 59
Figure 4-4 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement …….. 70
Figure 4-5 : Distribution des forces sismiques …….……. 71
Figure 4-6 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X …… 72
Figure 4-7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y …… 73
Figure 4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.……..….. 82
Figure 4-9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y ……..….. 83
Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres.…… …….. 94
Figure 5-2 : **:** Ferraillage des poutres principales du niveau terrasse $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa** .105.. 103
Figure 5-3 : Ferraillage des poutres principales du niveau terrasse $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa** ……... 103
Figure 5-4 : Ferraillage des poutres principales des étages $\mathbf{f^{c28}}$ **= 25 Mpa**……. 104
Figure 5-5 : Ferraillage des poutres principales des étages $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa**……. 104
Figure 5-6 : Ferraillages des poutres secondaire de terrasse pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa** ……. 104
Figure 5-7 : Ferraillages des poutres secondaire des étages pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa**…….. 105
Figure 5-8 : Ferraillages des poutres secondaire des étages et de terrasse pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40** . 105
106

Figure 5-9 : **:** définition de la zone nodale dans les poteaux.…… ……..... 119

Figure 5-10 : Disposition des armatures pour les poteaux .…… …..……

Figure 5-11 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 4.5

pour $\mathbf{f}_{c28}$ **= 25 Mpa** et $\mathbf{f}_{c28}$ **= 40Mpa** ……..…….. 120

Figure 5-12 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2.3

pour $\mathbf{f}_{c28}$ **= 25 Mpa** et $\mathbf{f}_{c28}$ **= 40Mpa** ……..……...... 120

Figure 5-13 : Ferraillage des poteaux intermédiaire et rive des étages RDC.1

pour $\mathbf{f}_{c28}$ **= 25 Mpa** et $\mathbf{f}_{c28}$ **= 40Mpa**…….. 120

Figure 5-14 : **:** disposition des armatures verticales dans les voiles ……..…… 123

Figure 5-15 : Numérotation des voiles …….... 123

Figure 5-16 : Les armatures transversales et les épingles des voiles ….……... 129

Figure 5-17 : La zone de recouvrement des voiles …… 130

132

Figure 6-1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS**.**……..… 132

Figure 6-2 : semelle isolée sous poteau**.**…… …… 136

Figure 6-3 : Les bulles de pression ……

137

Figure 6-4 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux ……... 137

Figure 6-5: Schéma d'une semelle filante sous voile……..……

137

Figure .6.6 : Schéma des semelles filantes…….……

Remerciements……..……..
Résumé……
Liste des tableaux……..…..
Liste des figures……..……
Notations……....
I.1.Introduction générale…….…….…

CHAPITRE I . PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

I.2. Description de l'ouvrage…….…….…….. 01
I.3. Conception structurelle…….…….…….. 02
I.4. Caractéristique des matériaux…….…….…….. 03
I.4.1. Béton…….…….…….. 03
I.4.1.1 Caractérisation des matériaux de béton…….…….…….. 06
I.4.1.2. formulation et essais :…….…….…….. 06
I.4.2. Acier :…….…….…….. 09

CHAPITRE II. PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations …….…….. 11
II.1.1. Murs extérieurs en maçonnerie …….…….…….. 11
II.1.2. Murs intérieurs en maçonnerie …….…….…….. 11
II.1.3. Plancher terrasse …….…….…….. 12
II.1.4. Plancher courant …….…….…….. 13
. II.1.5.Balcon …….. …….…….…….. 13
II.1.6. Escalier …….. …….…….…….. 14
II .2. Pré dimensionnement …….…….…….. 16
. II .2.1. Pré dimensionnement des planchers …….…….…….. 16
II .2.1.1. Plancher à corps creux …….…….…….. 16
II .2.1.2. Les dalles pleines …….…….…….. 17
II.2.2. Pré dimensionnement des escalier :…….…….…….. 18
II.2.3. Pré dimensionnement des voiles …….…….…….. 19
II.2.4. Pré dimensionnement des poutres :…….…….…….. 21
II.2.5. Pré dimensionnement des poteaux …….…….…….. 24
II .2.5.1. Calcul de l'effort Nu …….…….…….. 25
II .2.5.1. charge d'exploitation.. …….…….…….. 26

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Calcul de l'acrotère 28
III.1.1. Calcul de la force sismique 28
III.1.2. Calcul des efforts 28
III.1.3. Calcul du ferraillage : 29
III.1.4. Vérification de la contrainte de cisaillement 32
III.1.5. Vérification de l'effort tranchant 32
III.2. Plancher à corps creux : 33
III.2.1. La dalle de compression 1ère étape (avant le coulage) 33
III2.2. Les poutrelles 2ère étape (après le coulage): 36
III.3. les escaliers 44
III.3.1. Evaluation des charges 44
III.3.2. Calcul d'armatures à ELU 47
III.3.3. choix des armatures 48
III.3.4. Vérification 48
III.3.5. Armatures de répartition 51
III.3.6. Calcul de la poutre palière 51
III.4. Calcul des dalles pleines 54
III.4.1. Méthode de calcul 54
III.4.2. Evaluation de charge 55
III.4.3 Calcul d'armatures à ELU 55
III.4.4. Vérification 55

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Introduction 57
IV.2. Caractéristiques géométrique de la structure 57
IV.2.1. Centre de masse 58
IV.2.2. Centre de torsion 58
IV.2.3. Excentricité 60
IV.3. Choix de la méthode de calcul 62
IV.3.1. Classification de l'ouvrage selon RPA 99/V2003 62
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale 63
IV.4. Résultat de l'analyse dynamique 65
A) Pour fc28=25Mpa
IV.4.1. Vérification de comportement 66
IV.4.2. Vérification de participation massique 66
IV.4.3.Vérification des périodes 67
IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul 67
IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement 69
IV.4.6. Vérification des déplacements 74
IV.4.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ 76

B)Pour fc28=40Mpa
IV.4.1. Vérification de comportement…… 78
IV.4.2. Vérification de participation massique …….... 78
IV.4.3.Vérification des périodes ……..…….... 79
IV.4.4. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul…….... 79
IV.4.5. Vérification de la stabilité au renversement……..…….... 81
IV.4.6. Vérification des déplacements……..…….... 84
IV.4.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ……..…….... 86
Conclusion …… 88

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1. Introduction …… 89
V.2. Ferraillage des poutres :…….. 89
V.3. Ferraillage des poteaux ……..…….... 106
V.4. Ferraillage des voiles ……..…….... 121

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction …… 131
VI.2. Calcul des semelles isolées ……..…….... 132
VI.3. Calcul des semelles filantes ……..…….... 137
VI. 4.Poutre de libage ……..…….... 141
VI.5. Les longrines ……..…….... 144

CHAPITRE VII : ETUDE COMPARATIVE DE ME'TRE'

VII.1. Introduction ……..…… 147
VII.2. Métré de béton …… 147
VII.3. Prix d'un (1 m^3) de béton…… 148
VII. 4. Métré de ferraillage ……..…….... 150

CONCLUSION
BIBLIOGRAPHIE

LISTE DES TABLEAUX :

TABLEAU	TITRE	PAGE
Tableau.1:	Composition chimiques et propriétés physiques du ciment ……..	03
Tableau.2:	Propriétés physiques d'identification de sable utilisé…… ……..	04
Tableau I.3:	Propriétés physiques d'identification de graviers utilisé……..	05
Tableau I.4 :	Les caractéristiques de superplastifiant……..	06
Tableau I.5.	Composition de béton Ordinaire et béton HR (kg/m3)……..	06
Tableau I.6.	Résultat d'Essai d'écrasement ……..	09
Tableau I.7.	Caractéristiques mécaniques des armatures……..	09
Tableau 2-1 :	charge permanent du mur double cloison……	11
Tableau 2-2 :	charge permanent du mur simple cloison……..	11
Tableau 2-3 :	Charge permanente du plancher terrasse……	12
Tableau 2-4 :	Charge permanente du plancher courant……	13
Tableau 2-5 :	Charge permanente de balcons……..	14
Tableau 2- 6 :	Charge permanente de Palier……	14
Tableau 2- 7 :	Charge permanente de Paillasse……..	15
Tableau 2-8 :	détermination de la longueur de flambement et Calcule de $\overline{N}_u$……	26
Tableau 2-9:	détermination des charges permanente……	26
Tableau 2-10:	détermination des charges permanente……	27
Tableau 2-11 :	vérifications du (1.1Nu ≤ N u)……	27
Tableau 3-1 :	Charges et surcharges de poutrelle……..	34
Tableau 3-2 :	Détermination le nombre des étaiements……	35
Tableau 3-3 :	vérification de méthode forfaitaire……..	36
Tableau 3-3 :	Détermination des efforts méthode CAQOUT……..	36
Tableau 3-4 :	Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU)……	37

Tableau 3-5 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELS)..... 37

Tableau 3-6: vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles..... 42

Tableau 3-7 : Vérification de la flèche de l'escalier..... 51

Tableau 4.1. : Calcul de l'excentricité théorique 60

Tableau 4.2. : Calcul de l'excentricité accidentelle 61

Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité totale..... 61

Tableau 4-4 : classification des sites..... 63

Tableau 4.5 : détermination du facteur de qualité Q 64

Tableau 4-6 : Le comportement des trois premiers modes..... 66

Tableau 4-7 : Cumul des masses modales effectives (%)modes 66

Tableau 4-8 : vérification des périodes..... 67

Tableau 4-9 : Calcul de la force sismique (M.S.E)..... 69

Tableau 4-10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 69

Tableau 4-11 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X..... 71

Tableau 4-12 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y..... 72

Tableau 4-13 : calcul du moment de renversement 73

Tableau 4-14 : calcul du moment stabilisant..... 74

Tableau 4-15 : Verification de la stabilité 74

Tableau 4-16 : Vérification des déplacements inter-étages sens X..... 75

Tableau 4-17 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y..... 76

Tableau 4-18 : Vérification l'effet P-sens X 77

Tableau 4-19 : Vérification l'effet P- sens Y 77

Tableau 4-20 : Le comportement des trois premiers modes..... 78

Tableau 4-21 : Cumul des masses modales effectives (%)modes 78

Tableau 4-22 : vérification des périodes…… 79

Tableau 4-23 : Calcul de la force sismique (M.S.E)…… 80

Tableau 4-24 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…… …… 81

Tableau 4-25 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X…….. 81

Tableau 4-26 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y…… 82

Tableau 4-27 : calcul du moment de renversement …… …… 83

Tableau 4-28: calcul du moment stabilisant…… 84

Tableau 4-29 : Vérification de la stabilité…….. 84

Tableau 4-30 : Vérification des déplacements inter-étages sens X…….. 85

Tableau 4-31 : Vérification des déplacements inter-étages sensY…….. 86

Tableau 4-32 : Vérification des déplacements inter-étages sens X…… 87

Tableau 4-33 : Vérification l'effet P- sens Y…….. 87

ableau 4-34 : Tableau récapitulative de résultats de l'analyse dynamique …… 88

Tableau 5-26: Vérification de la flèche des poutres 3eme condition pour $f_{c28} = 25$ Mpa et pour $f_{c28} = 40$ Mpa..... 103

Tableau 5-27: corrections des momentsdans les poteaux à l'ELU pour $f_{c28} = 25$ Mpa 100

Tableau 5-28: corrections des moments dans les poteaux à l'ELU pour $f_{c28} = 40$ Mpa 110

Tableau 5-29 : Calcule le ferraillage des poteaux pour $f_{c28} = 25$ Mpa..... 111

Tableau 5-30 : ferraillages longitudinaux des poteaux pour $f_{c28} = 25$ Mpa..... 112

Tableau 5-31 : Calcule le ferraillage des poteaux pour $f_{c28} = 40$ Mpa..... 112

Tableau 5-32 : ferraillages longitudinaux des poteaux pour $f_{c28} = 40$ Mpa..... 113

Tableau 5-33 : vérification des armatures à ELS des poteaux pour $f_{c28} = 25$ Mpa..... 114

Tableau 5-34 : vérification des armatures à ELS des poteaux pour $f_{c28} = 40$ Mpa..... 114

Tableau 5-35: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux pour $f_{c28} = 25$... 116

Tableau 5-36: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux pour $f_{c28} = 40$... 116

Tableau 5-37 : les armatures transversales et leurs espacementspour $f_{c28} = 25$ Mpa et $f_{c28} = 40$Mpa..... 118

Tableau 5-38 : Vérification de la quantité d'armatures transversales pour $f_{c28} = 25$ Mpa et $f_{c28} = 40$Mpa..... 119

Tableau 5-39 : Ferraillages verticales des voiles sens X pour $f_{c28} = 25$ Mpa 124

Tableau 5-40 : Ferraillages verticales des voiles sens X pour $f_{c28} = 40$ Mpa 124

Tableau 5-41 : Ferraillage verticale de voile sens Y pour $f_{c28} = 25$ Mpa 125

Tableau 5-42 : Ferraillage verticale de voile sens Y pour $f_{c28} = 40$ Mpa 125

Tableau 5-43 : Ferraillage verticale finale des voiles pour $f_{c28} = 25$ Mpa 126

Tableau 5-44 : Ferraillage verticale finale des voiles pour $f_{c28} = 40$ Mpa 126

Tableau 5-45 : vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS. pour $f_{c28} = 40$ Mpa Et $f_{c28} = 25$ Mpa 127

Tableau 5-46 : calcul les armatures horizontales et leurs espacements pour $f_{c28} = 40$ Mpa Et $f_{c28} = 25$ Mpa 128

Tableau 5.47 : Diamètre des armatures pour $f_{c28} = 40$ Mpa Et $f_{c28} = 25$ Mpa 129

Tableau.6.1 : Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées..... 133

Tableau.6.2 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS..... 134

Tableau 6.3 : Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées..... 135

Tableau.6.4 : Vérification de chevauchement..... 136

Tableau 6.5 : dimensionnement des semelles filantes..... 138

Tableau 6.6: Vérification des contraintes à l'ELS des semelles filantes.....

Tableau .6.7 : vérification de chevauchement des semelles…… 138
Tableau 6.8 : Armatures principales des semelles filantes…… 139
Tableau 6.9 : Armature de répartition…… 139
Tableau .6.10 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filante…… 140
Tableau 6.11 : Vérification de la stabilité au renversement…… 140
Tableau 6.12: Dimensionnement de la poutre libage…… 141
Tableau 6.13 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage…… 142
Tableau 6.14 : Détermination des moments de la poutre de libage…… 142
Tableau 6.15 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage…… 143
L'ELUTableau6.16 : Vérifications des armatures longitudinales de lapoutre de libage à l'ELS…… 143
Tableau.6.17 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage L'ELS. 143
Tableau 6.18 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage…… 144
Tableau .6.19 : Ferraillage longitudinal des longrines…… 144
Tableau .6.20: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines…… 145
Tableau .6.21 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines…… 145
Tableau 7-1. Métré poutres principals…… 146
Tableau 7-2. Métré poutres secondaire…… 147
Tableau 7-3 :Métrée des poteaux…… 147
Tableau 7-4. Métrée des voiles…… 148
Tableau 7-5. le quantité de chaque matériaux dans un ($1m^3$) de béton en…… 148
Tableau 7-6.prix de chaque élément résistant…… 149
Tableau 7-7 : poids des armatures des poutres principales pour $f_{c28} = 25$ Mpa poids des armatures des poutre principales pour $f_{c28} = 40$MPA …… 149 150
Tableau 7-8 : poids des armatures des poutre principales pour $f_{c28} = 40$MPA…… 150
Tableau 7-9 :poids des armatures des poutre secondaires pour $f_{c28} = 25$…… 150
Mpa Tableau 7-10 :poids des armatures des poutre secondaires pour $f_{c28} =$ 40Mpa …… 151
Tableau 7-11 :poids des armatures des poteaux pour $f_{c28} = 25$ Mpa et pour $f_{c28} = 40$Mpa …… 151
Tableau 7-12 : Métrée des voiles $f_{c28} = 25$ Mpa…… 152
Tableau 7-13 : Métrée des voiles $f_{c28} = 40$ Mpa…… 152
Tableau 7-14 : poids totale des armatures de structure $f_{c28} = 25$Mpa …… 153
Tableau 7-15 : poids totale des armatures de structure. $f_{c28} = 40$Mpa…… 153
Tableau 7-16 : comparaison entre béton armé de **f_{c28} = 25 Mpa et pour f_{c28} = 40Mpa** …… 154

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.

A' : Section d'acier comprimé.

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

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

A_{ver} : Section d'armatures verticales.

A_h : Section d' d'armatures horizontales.

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

A_D : Section d'armatures diagonales.

B : Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

B_t : Section de la partie tendue.

L_t : Largeur de la section tendue.

M_t : Masse torsionnelle.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.

I : Moment d'inertie.

I_e : Moment d'inertie équivalent.

M : Moment fléchissant.

M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.

M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.

M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.

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

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_U : Effort normal ultime.

T_U : Effort tranchant ultime.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

❖ Minuscules romaines :

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.

d : Hauteur utile d'une section.

f : Flèche.

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

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

i : Rayon de giration.

I_f : Longueur de flambement,

S_t : Espacement de cours d'armature transversale.

S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.

S_v : Espacement des armatures verticales.

❖ Majuscules grecques :

Δ : Variation.

$\sum$: sommation.

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

W : poids.

❖ Minuscules grecques :

α: Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε: Déformation relative.

η: Coefficient de fissuration.

λ:Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ: Déplacement d'un niveau.

❖ Autres notations :

A.N : Axe neutre.

CV : Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Dur : Durable.

Acc : Accidentelle.

BHR : béton a haut résistance

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة تأثير مقاومة الخرسانة على سلوك و كلفة البنية الفوقية لبناية مكونة من (طابق أرضي +خمسة طوابق) والمقرر بناؤها بالجزائر العاصمة و المصنفة ضمن المنطقة القوية زلزاليا **(III)**.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل **(RPA99 version 2003)**
* قانون الخرسانة المسلحة **(CBA93)**

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنيات حساب الهياكل باستعمال برنامج **.« ROBOT version 23»**

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات.

Résumé

L'objectif de ce projet est l'étude de l'effet de la résistance du béton sur le comportement et le coût de la superstructure d'une construction composée d'un (**RDC+5 étages**) qui sera implanté à ALGER , classée dans la zone de forte sismicité **III.**

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système mixte portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (**CBA93 et RPA99 version 2003**).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « **ROBOT version 23.0** ».

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

Abstract:

The aim of this project is to study the effect of the concrete strength on behavior and cost of superstructure of building, composed of **a ground floor and 5 floors,** implanted in ALGEIRS city, classified within the high seismicity zone (**III)**.

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system, frame braced with shear walls.

The design and the reinforcement of all elements were established according to the Algerian Standards (**CBA 93; RPA 99 version 200**3).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « **ROBOT version 23.0** ».

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundation

INTRODUCTION GENERALE

Dans la construction d'un bâtiment parasismique la structure mise en place est essentielle. La première règle est d'avoir une conception régulière dans l'architecture du bâtiment ce qui va permettre au bâtiment de posséder uncomportement régulier et simple lors d'un séisme. De plus cette conception régulière ne doit pas seulement être dans la forme géométrique du bâtiment mais aussi dans l'uniformité des matériaux et des modes constructifs utilisés dans les différentes parties du bâtiment qui va se refléter dans la répartition de charges du bâtiment.

Une des premières consignes essentielles dans la construction des bâtiments est la qualité et la nature des matériaux utilisés. Le matériau le plus couramment utilisé dans les bâtiments parasismique est le béton armé, constitué de béton et de barres d'acier. Le béton va permettre la résistance aux forces de compressions et l'acier va permettre la résistance aux forces de tractions. En effet, le béton est un matériau capable de supporter des efforts de compression considérable, de l'ordre de 25 à 35 MPa (méga pascal), ce qui est 10 fois plus important que sa résistance en traction. Pour compenser sa faible résistance en traction des armatures en acier vont être disposés à l'intérieur du béton. De plus, l'acier possède une excellente résistance aux forces de traction grâce à sa ductilité.

Le travail présenté consiste en l'étude de l'influence de la résistance du béton sur le comportement d'une structure en béton armé composé de RDC + 5 étages à usage d'habitation contreventé par voiles et portiques et qui sera implanté à Alger. Cette étude sera présentée sous les titres :

- Présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés.
- Pré dimensionnement et évaluation des charges et sur charges
- Calcul des éléments secondaire (planchers, l'acrotère et escalier).
- Calcul dynamique.
- Calcul de ferraillage des éléments résistants.
- Calcul des fondations.

Cette étape sera poursuivie d'une étude de métré des matériaux, dont le but est d'évaluer l'influence de la résistance du béton sur le coût totale de la superstructure. Donc cette étude exige le savoir des quantités et des prix réels des bétons. Pour cette raison une étude expérimentale é été réalisée dans le laboratoire pour déterminer les formulations de deux bétons de résistance 25 MPa et 40 MPa.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments structuraux

Chapitre III

Calcul des éléments *secondaires*

Chapitre IV

Etude dynamique

Chapitre V

Ferraillage des éléments résistants

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

Chapitre VII

Etude Comparative de métré

I.2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée plus 5 étages à usage d'habitation, dont le lieu d'implantation est la wilaya d'Alger, classé selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) comme une zone de forte sismicité (zone III).

Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003"
- Le règlement de Béton Armé "CBA93"
- Document technique règlementaire DTR.B.C.2.2"(Charges Permanentes et Charges d'Exploitation")

I.2.1 Dimensions

- **En élévation :**
  - Hauteur du bloc est de ***18.36m*** (sans l'acrotère).
  - Hauteur du Rez-de-chaussée est de ***3.06 m.***
  - Hauteur de l'étage courant est de ***3,06 m.***
- **En plan :**
  - Longueur totale : ***L=30.05m*** (sens longitudinal)
  - Largeur total : ***l = 16.75m*** (sens transversal)

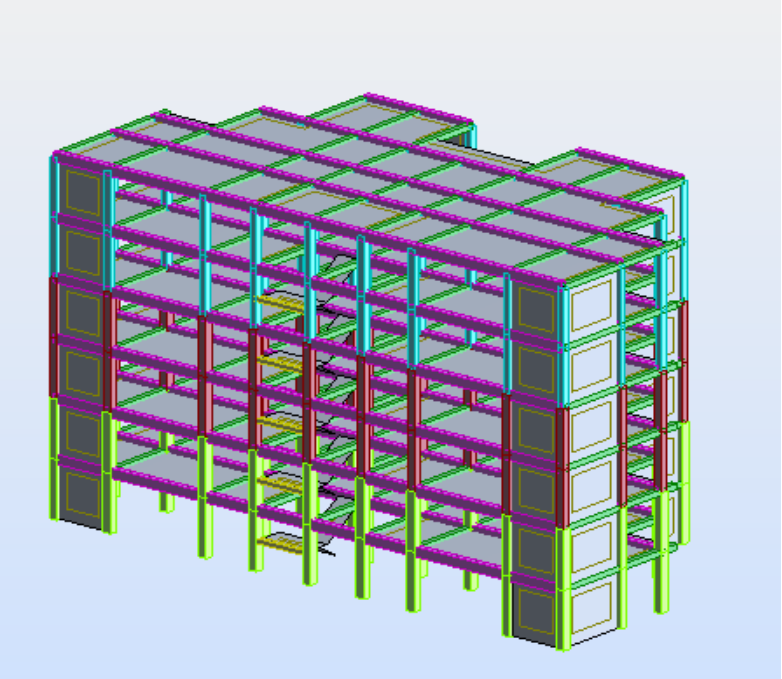


Fig 1.1 : vue en 3D de structure

I.2.3 Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité ***(zone III).***
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage ***2.***
- Le site est considéré comme ***ferme (S2).***
- Contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}$ ***= 1.5 bars.***

I.3 CONCEPTION STRUCTURELLE *:*

I.3.1 Choix du contreventement :

Le système de contreventement adopté pour notre projet est mixte avec justification d'interaction portique-voile.

I.3.2 Plancher :

Les planchers sont réalisés en béton armé avec entre vous dalle de compression d'un épaisseur ***(4cm)*** d'un corps creux d'épaisseur ***(16cm)*** reposant sur des poutrelles coulée sur place.

I.3.3 Les escaliers :

On a un seul type d'escalier droit composée de deux volées, en béton armé coulé sur place.

I.3.4 Les balcons :

Sont les parties saillantes de la structure ils sont constitues de dalle pleine

I.3.5 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10cm d'épaisseur.

I.3.6. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton arme de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs

I.3.7 Revêtement :

Le revêtement sont constitué de :

- enduit de plâtre pour les murs (façade intérieure) et les plafonds.
- enduit de ciment crépissage des façades extérieures.
- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eau.

I.4 CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :

Les bétons et les aciers seront choisit conformes aux règle de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA 93). La résistance des éléments secondaires a été fixée sur 25 MPa. Alors que pour les éléments résistants, nous avons étudié le comportement de la structure sous deux résistances ; 25 MPa et 40 MPa pour comparer l'effet de la résistance du béton. Pour cela une étude expérimentale a été réalisée dans le laboratoire, dont le but et de chercher la formulation des bétons de 25 MPa et 40 MPa.

Dans ce qui suit nous présentons d'abord les principales caractéristiques des matériaux utilisés dans la formulation des bétons ainsi que les formulations des bétons testés, suivies par les résultats des essais. Dans ce travail nous avons utilisé les matériaux locaux disponibles sur le marché algérien tels que le ciment, les granulats et les superplastifiants.

I.4.1. Béton :

I.4.1.1 : Caractérisation des matériaux-:

Les constituants entrant dans la composition des bétons sont :

A. Ciment :

Pour la confection de bétons nous avons utilisé un ciment portland composé de type CEM II/B 42,5 R (Matine) provenant de la compagnie Lafarge. La consistance normale de la pâte de ciment varie entre 25.5% et 28.00%. Les principales caractéristiques physico-chimiques du ciment sont détaillées dans le tableau suivant.

Tableau I.1 : Composition chimiques et propriétés physiques du ciment

Analyse chimique du ciment	Perte au feu (%) (NA 5042)	7.00-9.50
	Résidus insolubles (%) (NA 5042)	1.50-3.00
	Teneur en sulfates SO3 (%) (NA 5042)	2.00-2.50
	Teneur en oxyde de magnésium MgO (%)	1.90-2.30
	Teneur en chlorures (%) (NA 5042)	0.01-0.03
Composition hypothétique du clincker	Silicates tricalciques C_3S (%)	58.00-64.00
	Aluminates tricalciques C_3A (%)	6.00-8.00

B. Granulats :

B.1. Sable :

Le sable utilisé dans cette étude est un sable roulé de HASSI BAHBAH de la région de DJELFA,sa classe granulaire est de 0/5.



Figure 1.2: Sable roulé de HASSI BAHBAH.

Les principales caractéristiques du sable utilisé est présentée dans le Tableau 1.2 :

Tableau I.2: Propriétés physiques d'identification de sable utilisé.

Caractéristique	Sable de HASSI BAHBAH	Normes
Classe granulaire	0/3	
Module de finesse	2.021	NF EN 933-1
Masse volumique absolue (g/cm3)	2.64	NF EN 1097-6
Masse volumique apparente (g/cm3)	1.58	NF EN 1097-3
Equivalent de sable (%)	62.5	NF EN 933-8
Taux d'absorption d'eau (%)	1.19	NF EN 1097-6

*B.*2 Graviers

Deux classes de graviers de nature calcaire et de masse volumique absolue de 2.6 g/cm3ont été utilisés : 3/8 et 8/15.



Figure 1.3:Gravier 8/15 de Mokorno.



Figure 1.4:Gravier 3/8 de Mokorno.

A partir des essais fait dans laboratoire on a les résultats suivants :

Tableau I.3: Propriétés physiques d'identification des graviersutilisé.

Caractéristique	gravier de MOKORNO	gravier de MOKORNO	Normes
Classe granulaire	3/8	8/15	
Masse volumique absolue (g/cm3)	2.6	2.6	NF EN 1097-6
Masse volumique apparente (g/cm3)	1.6	1.6	NF EN 1097-3
Taux d'absorption d'eau (%)	1.19	1.19	NF EN 1097-6
LOS ANGELES (%)	23.78	23.78	

***B*.3. Superplastifiant :**

C'est un superplastifianthaut réducteur d'eau commercialisé sous le nom «MEDAFLOW 145». Il est conçu à base de poly carboxylates d'éther modifier. Sa plage normale d'utilisation est fixée par la fiche technique de 0,8 % à 2% du poids du ciment.

Tableau I.4 : Les caractéristiques de superplastifiant

Apparence physique	
Famille	**PCI**
Intervalle du dosage	**0.8-2.5%**
Forme	**Liquide**
Couleur	**Brai clair**
PH	**5-6**
Teneur en chlore	**‹ 1 g/l**
Extrait sec	**30% ± 1.5%**
Densité	**1.065 ± 0.015**

B.4 Eau de gâchage

L'eau de gâchage utilisée est une eau potable de robinet, qui ne contient pas d'impuretés.

I.4.1.2. Formulation et essais :

A. Confection des Eprouvettes

Deux facteurs ont été retenus : le dosage en ciment et en eau. Les dosages en granulats restent constants dans tous les bétons, alors que le dosage en eau et en ciment varient entre les deux bétons, où nous avons fixé 2 rapports de E/C (0.65, 0.3). Les bétons formulés après l'essai de l'ouvrabilité sont conservés dans les mêmes conditions. Le Tableau 2.6 regroupe les détails des formulations préparées.

Tableau I.5. Composition de béton Ordinaire et béton HR (kg/m3)**.**

	Béton HR	**Béton Ordinaire**
Ciment	**600**	**380**
Sable	**661.53**	**661.53**
Gravier 8/15	**845**	**845**
Gravier 3/8	**132.26**	**132.26**
Adjuvant (superplastifian)	**7.2**	**/**
Eau	**180**	**247**



Figure 1.5 : Equipement nécessaire pour malaxage.

***B*. Conservation des éprouvettes :**

Apres le démoulage, toutes les éprouvettes sont protégées contre le séchage à jeune âge dans l'eau pendant 7 jours (Figure 2.10).



Figure 1.6 : mode de conservation des éprouvettes

C. Les essais :

C.1.1. Ouvrabilité (cône d'ABRAMS)

Les résultats d'essai d'affaissement au cône d'Abrams sur les bétons sont présentés sur la Figure 2.11



BO (Afs = 7 cm) **BHR (Afs = 15 cm)**

Figure 1.7 : Essai d'ouvrabilité

C.2. Essai d'écrasement :

La résistance à la compression a été mesurée par compression axiale pour des éprouvettes cylindrique (32×16) cm, à 3,7, 28jours, à l'aide d'une presse de capacité de 2000 KN



Figure 1.8 : Essais d'écrasement




Figure 1.9: résultat d'Essai d'écrasement(cylindriques).

Tableau I.6. Résultat d'Essai d'écrasement

Béton	fc28 (MPa)
BO	27
BHR	42

1.4.2. Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour ***0.15 à 0.25%*** de carbone.
- Aciers durs pour ***0.25 à 0.40 %*** de carbone.

1.4.2.1. Caractéristiques mécaniques :

Tableau I.7. Caractéristiques mécaniques des armatures.

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe (Mpa)
Ronds lisses RL	Armatures transversales	FeE 22	215
Barres à haute adhérence HA	Armature longitudinale	FeE 40	400
Treillis soudés TS	Dalles	TLE 50	500

1.4.2.2. Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ.

- *Etat Limite Ultime (E.L.U) :*
  - f_e : limite d'élasticité de l'acier ➔ $f_e = 400Mpa$

- E_s : module d'élasticité de l'acier ➔ $E_s = 2.10^5\, Mpa$
- γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1.15$ (Généralement)
- γ_s : coefficient de sécurité ➔ $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle)

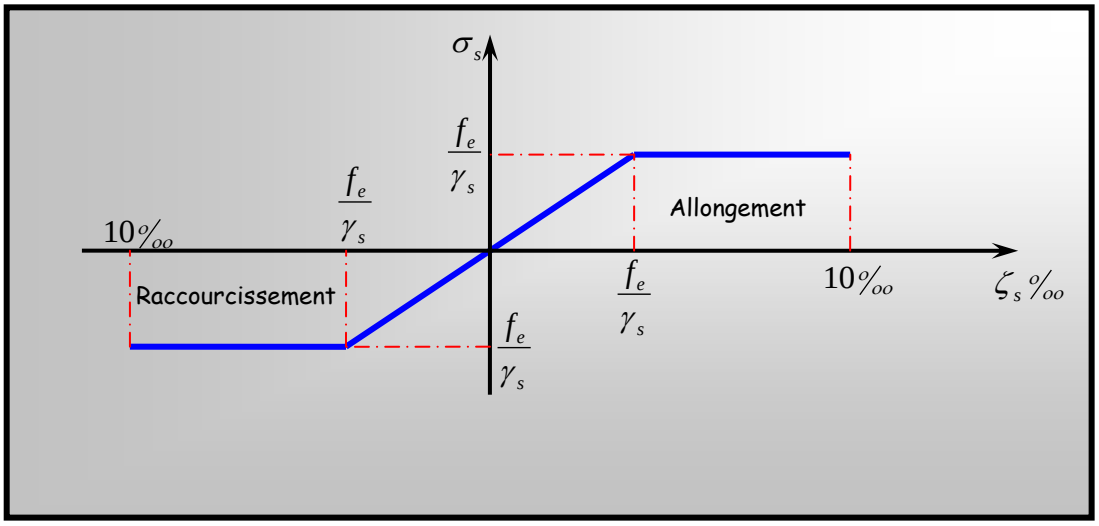


Fig 1.10 : Diagramme contrainte déformation d'acier

- Etat Limite Service (E.L.S) :

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas :

- Fissuration peu nuisible :

Pas de vérification $\overline{\sigma_s} = f_e$

- Fissuration préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{2}{3} f_e \ ; \ 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

- Fissuration très préjudiciable :

À vérifier $\overline{\sigma_s} = Min\left\{\frac{1}{2} f_e \ ; \ 90\sqrt{\eta . f_{tj}}\right\}$

Avec :

$\eta = 1.6$ ……pour les aciers de hautes adhérence (H.A).

2II.1 EVALUATION DES CHARGES ET SUR CHARGES :

1. Introduction

Pour avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage, la distribution des charges et surcharge (poids propre, surcharge d'exploitation, vent, neige, séisme) au niveau de chaque élément porteur et à chaque plancher s'avère nécessaire.

- *Les charges permanentes G :*

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en oeuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

- *Les charges d'exploitation Q :*

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.
Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer
Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

II.1.1 Murs extérieurs en maçonnerie:

a) Charges Permanentes :

La maçonnerie utilisée est en brique (**double cloison**) :

Tableau 2-1 : charge permanent du mur double cloison

Nombre	Désignation	Ep (m)	ρ_v (Kn/m^3)	P (Kn/m²)
-1-	Enduit extérieur	0,02	18	0.36
-2-	Briques creuses *2	0,10	9	1.8
-3-	Lame d'air	0.05	-	-
-4-	Enduit intérieur	0,015	18	0.27
			G= 2.43kn/m².	

II.1.2 Murs intérieurs en maçonnerie:

La maçonnerie utilisée est en brique (**simple cloison**) :

Tableau 2-2 : charge permanent du mur simple cloison

Nombre	Désignation	Ep (m)	ρ_v (Kn/m^3)	P (Kn/m²)
-1-	Enduit extérieur	0,02	18	0.36
-2-	Briques creuses	0,10	9	0.9
-4-	Enduit intérieur	0,015	18	0.27
			G= 1.56 kn/m².	

II.1.3 Plancher terrasse :

a) Charges Permanentes :

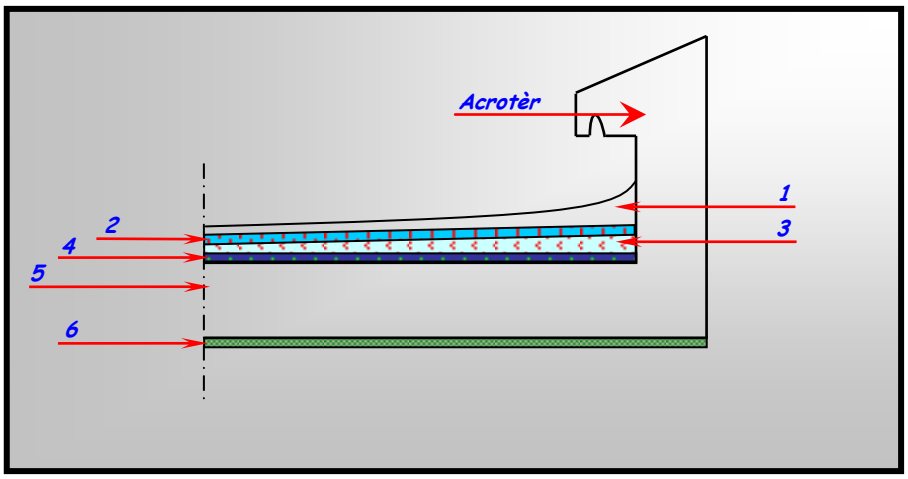


Fig 2.1: Constituant d'une planche terrasse

Tableau 2-3 : Charge permanente du plancher terrasse

Nombre	*Désignation*	*Ep (m)*	*ρ_v (Kn/m^3)*	*P (Kn/m²)*
-1-	Protection (gravillon roulé)	0,04	20	0.80
-2-	Etanchéité multicouche	0,02	6	0.12
-3-	Papier kraft	---	---	0.05
-4-	Film polyane	---	---	0.05
-5-	Liége polystyrène	0,04	4	0.16
-6-	pare vapeur	0,01	6	0.06
-7-	Plancher corps creux 16+4	0,20	13.75	2.75
8	forme de pente en béton	0.1	22	2.2
-8-	Enduite en plâtre	0,01	10	0.10
			G=6.29Kg/m²	

b) Surcharge D'exploitation :

Terrasse inaccessible **Q=1kn/m²**

II.1.4Plancher étage courant:

a) Charges Permanentes :

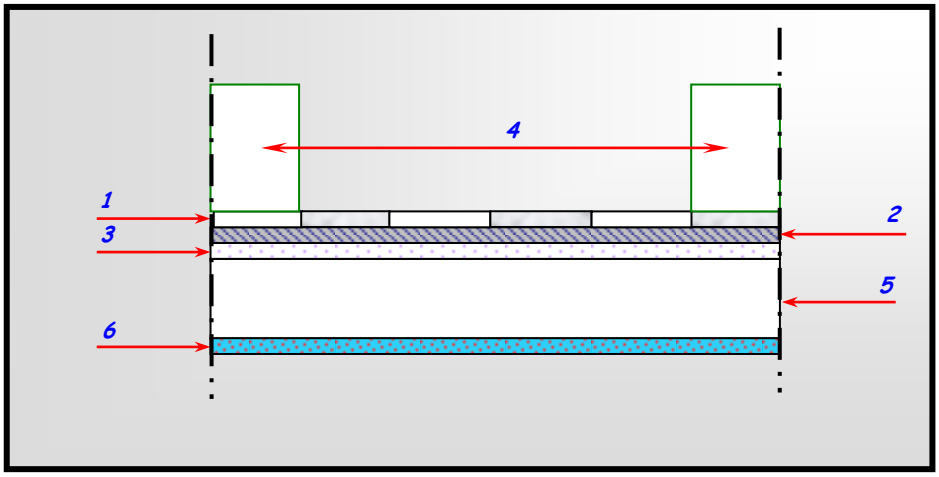


Fig 2.2: Constituant d'un plancher étage courant

Tableau 2-4 : Charge permanente du plancher courant

Nombre	*Désignation*	*Ep (m)*	*ρ_v (Kn/m^3)*	*P (Kn/m²)*
-1-	Carrelage	0,02	22	0.44
-2-	Mortier de pose	0,02	20	0.40
-3-	Lit de sable	0,02	17	0.34
-4-	Cloisons	-------	-------	1.56
-5-	Plancher corps creux (16 + 4) cm	0,20	------	2.75
-6-	Enduit en plâtre	0,01	10	0.1
			G=5.69Kn/m²	

b) Surcharge D'exploitation :

- Usage habitation **Q=1.50Kg/m².**

II.1.5 Balcon :

a) Charges Permanentes :

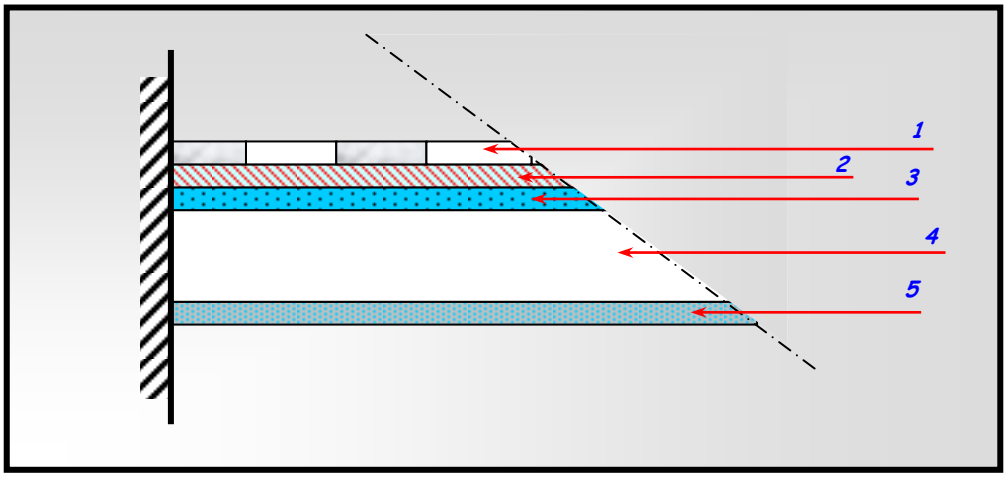


Fig 2.3: Constituant d'un plancher à dalle plaine

Tableau 2-5 : Charge permanente de balcons

Nombre	Désignation	Ep (m)	M_v (Kn/m^3)	P (Kn/m²)
-1-	Carrelage	0,02	22	0.44
-2-	Mortier de pose	0,02	20	0.40
-3-	Lit de sable	0,02	17	0.34
-4-	Dalen en béton armé	0,15	25	3.75
-5-	Enduit en ciment	0,02	20	0.40
				G=5.33Kn/m²

b) Surcharge D'exploitation :

Q =3.50Kn/m²

II.1.6 Escaliers :

a) Charges Permanentes :

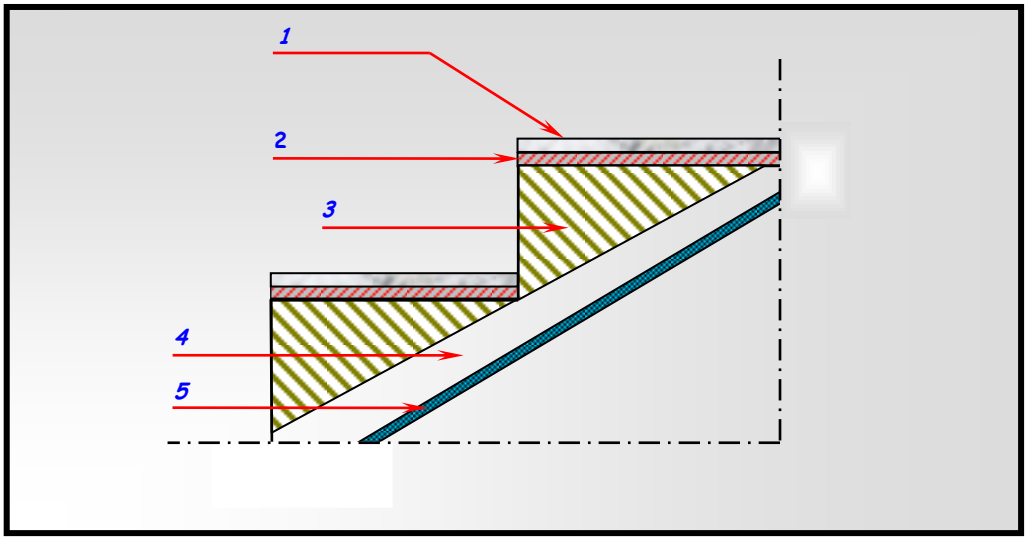


Fig2.4: Constituant d'un paillasse

- *Palier :*

- **Tableau 2- 6 :** Charge permanente de Palier

Nombre	Désignation	Ep (m)	P (Kg/m^3)	P (Kn/m²)
-1-	Carrelage grés céramique	0,02	2200	0.44
-2-	Mortier de pose	0,02	2000	0.40
-3-	Lit de sable	0,02	1700	0.34
-4-	Dale en béton armé	0,15	2500	3.75
-5-	Enduit en ciment	0,01	20	0.2
				G=5.15Kn/m²

- *Paillasse :*

- **Tableau 2- 7 :** Charge permanente de Paillasse

Nombre	Désignation	Ep (m)	M_v (Kn/m^3)	P (Kn/m^2)
-1-	Carrelage grés céramique	0,02	22	0.44
-2-	Mortier de pose	0,02	20	0.40
-3-	Lit de sable	0,02	17	0.34
-4-	Marches	0,17/2	22	1.87
-5-	Paillasse	0,15/cosα	25	3.16
-6-	Enduit en ciment	0,01	20	0.2
			G=6.43Kn/m²	

b) Surcharge D'exploitation :

- Ouvrage d'habitation : **Q=2.50Kg/m²**

II.2 PRE DIMENSIONNEMENT:

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des sections des différents éléments constituants la structure. Il devra respecter les prescriptions des règles CBA93 et des RPA99/Version2003, il contribue aussi dans la détermination d'épaisseurs économiques à fin d'éviter un sur coût d'acier et de béton.

II.2.1 Pré dimensionnement des planchers :

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

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

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Dalle pleine.

II .2.1.Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes :

- $L/20 \geq ht \geq L/25$ [1]
- $ht \geq L/22.5$

Avec :

- L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
- Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 450 cm.
  - $450/20 \geq ht \geq 450/25 \Rightarrow 22.50\ cm \geq ht \geq 18.00\ cm.$
  - et $ht \geq 450/22.5 \Rightarrow ht \geq 20\ cm.$

On choisit : ht = 20cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4)

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

- $ht \geq 16\ cm$

D'où on a : 20 cm >16 cm….. (CV).

Conclusion :

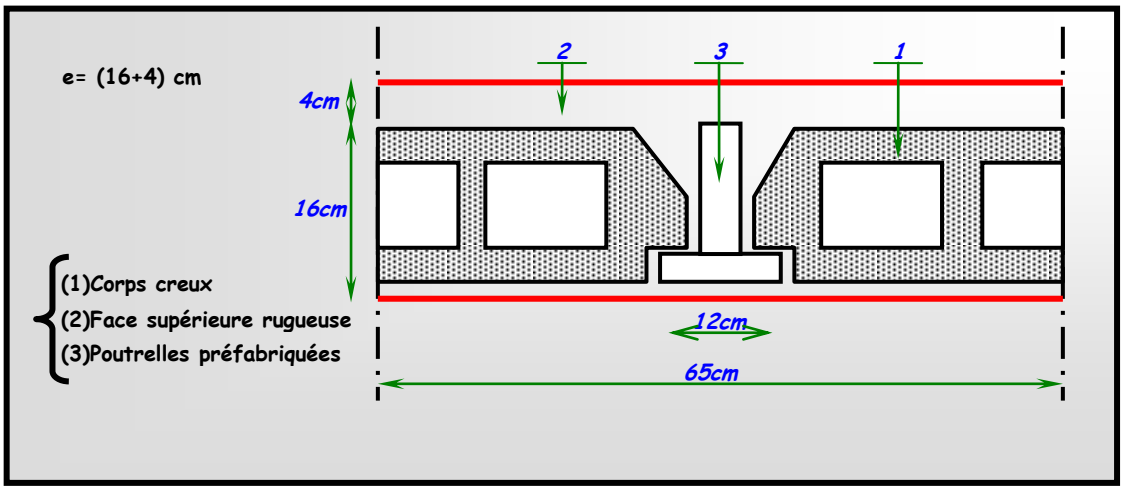


Fig 2.5: Schéma du plancher

II .2.2. Les dalles pleines :

Ce type de plancher va être utilisé pour la terrasse incliné, l'épaisseur doit vérifier la condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur les quels repose la dalle, dans notre cas les dalles reposent sur quatre appuis :

Critère de résistance :

- $L/45 \leq h \leq L/40$
- L : la plus grande portée mesurée entre nus des appuis.
- Pour le cas de notre structure, on a : L = 5.20 m.
- $520/45 \leq h \leq 520/40 \Rightarrow 11.55 \text{ cm} \leq h \leq 13 \text{ cm}$

Sécurité contre l'incendie :

h = 7 cm

peut assurer un coupe-feu d'une heure.

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

On choisit : h = 15 cm

Remarque :

Concernant le pré dimensionnement des dalles des balcons;on adopte **un épaisseur 15 cm**

II.2.2 Pré dimensionnement des escaliers :

Pour notre bâtiment on a un seul type d'escalier identique, la dimension de la marche et la contre marche doivent satisfaire la condition de ***BLONDEL,*** afin d'assurer le confort pendant l'utilisation :

$59 \le g + 2h \le 66$

Avec : ***g :*** marche, varie de 22 à 33cm on choisit ***g = 30cm.***

h : contre marche, varie de 14 à 20cm on choisit ***h = 17cm .***

- *Vérification de la condition de BRONDEL :*

- La hauteur libre : $H = 153cm$
- La largeur d'une marche : $g = 30cm$
- La hauteur d'une marche : $h = 17cm$
- Nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h} = 9$
- Nombre de marche : $n' = n - 1 = 8$
- La longueur de la ligne de foulée : $L = n' \times g = 240cm$
- L'épaisseur de la paillasse e_p et la longueur totale L_t $\frac{L_t}{30} \le e_p \le \frac{L_t}{20}$

Doivent vérifier la condition $15 \le e_p \le 22.5$ ➔ **e = 15 cm**

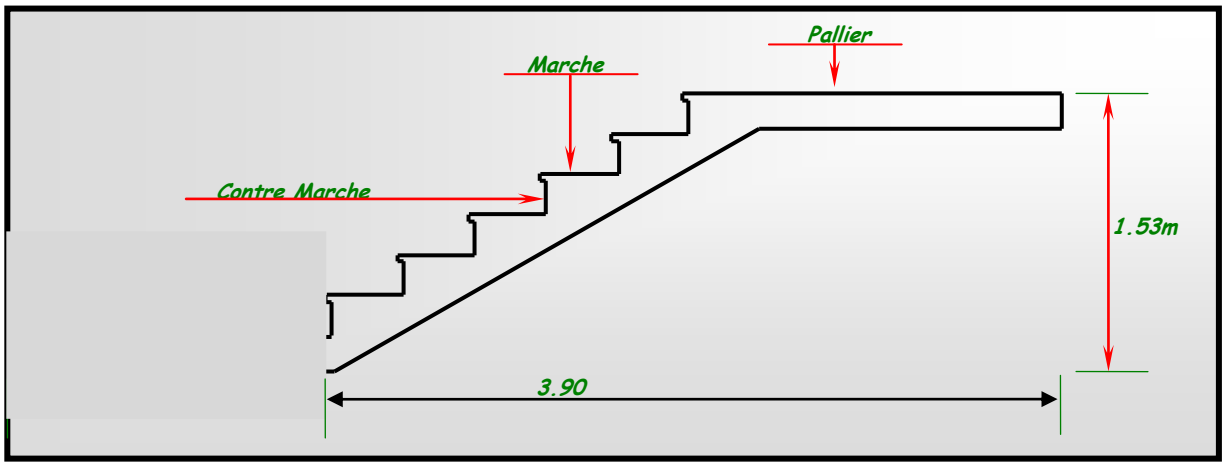


Fig 2.6: Schéma des escaliers

II.2.3 Pré dimensionnement des voiles :

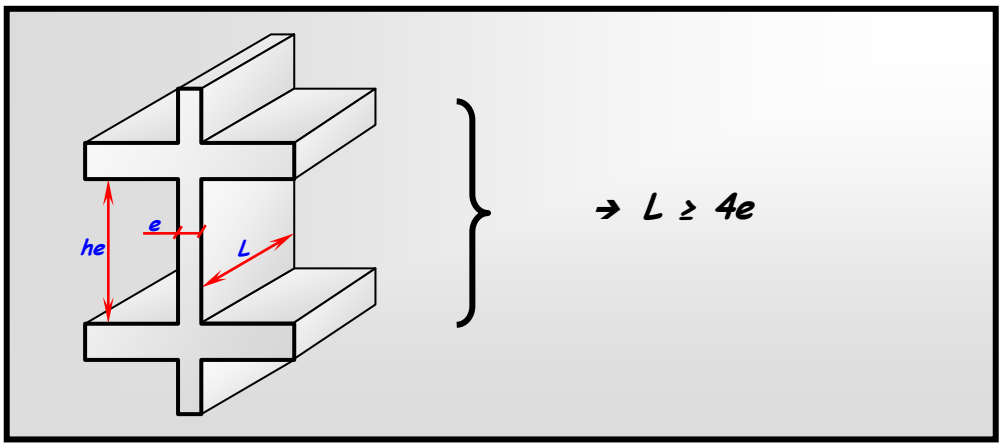
Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

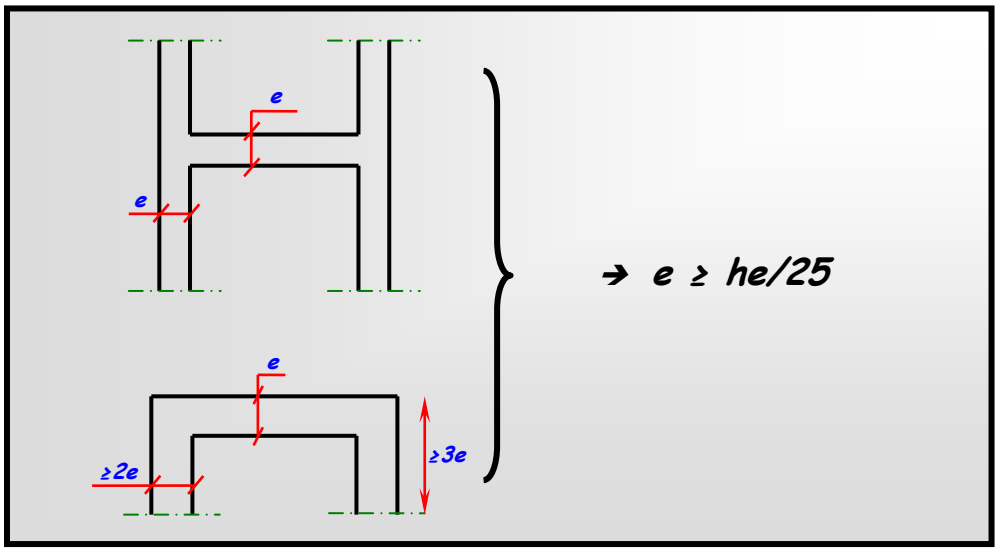
Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 des RPA 99/Version2003, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$L \geq 4e$ Avec { L : longueur du voile ; e : épaisseur du voile

L'épaisseur minimale du voile est de **15cm**. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :





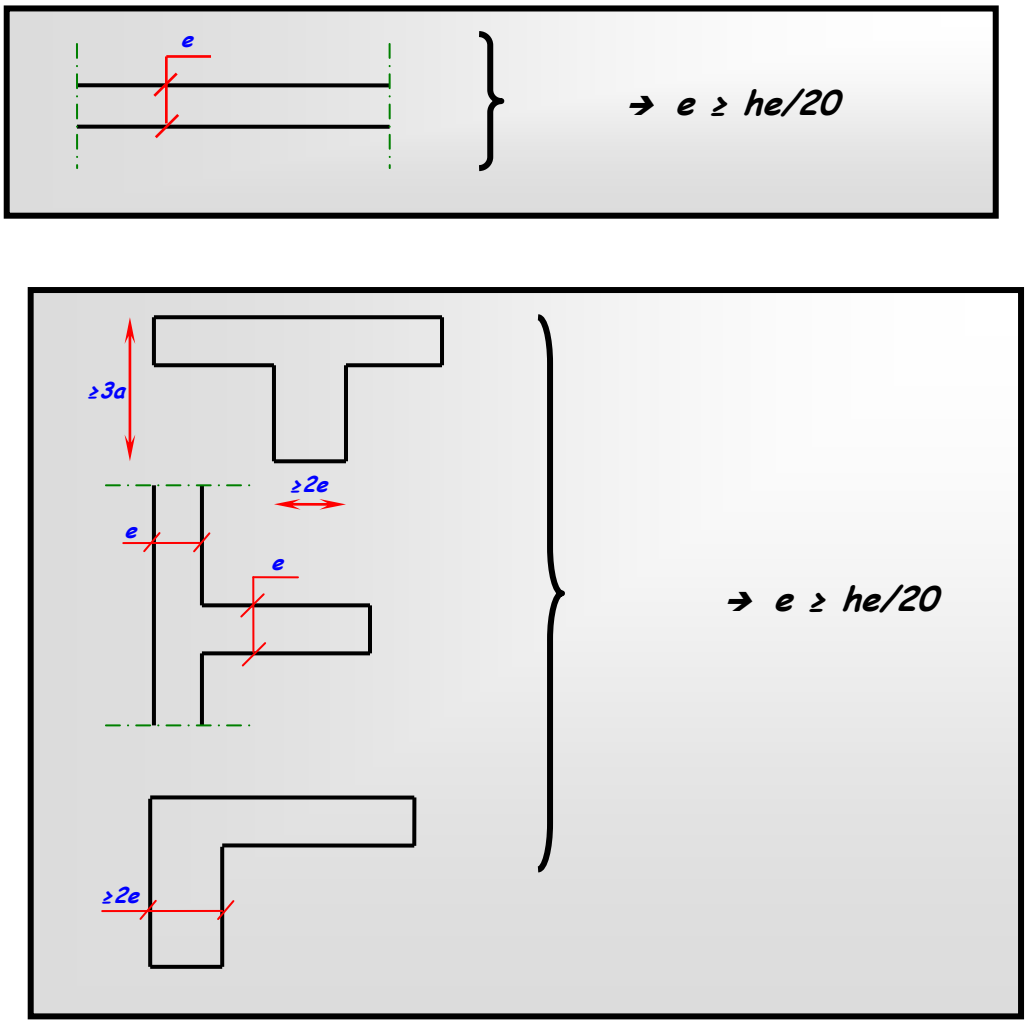


Fig2.7: Schéma des voiles

Remarque :

Concernant le pré dimensionnement des voiles ;on adopte **un épaisseur 15 cm**

II.2.4 Pré dimensionnement des poutres :

Le précautionneusement a été établi en tenant compte de la condition de flèche, selon ***BAEL 91***.

- $\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10}$
- $0.6h \le b \le h$

Avec : **L:**Longueur maximale de la poutre mesurée à nu d'appuis.

h:La hauteur de la poutre.

b:Largeur de la poutre.

a) Poutres principales (L=5.25):

$\frac{525}{15} \le h \le \frac{525}{10}$ ➔ $35 \le h \le 53$

On choisit : ➔ **h=45 cm**

$0.6 \times 45 \le b \le 45$ ➔ $27 \le b \le 45$

On choisit : ➔ **b=30 cm**

b) Poutres secondaires (L=4.15):

$\frac{415}{15} \le h \le \frac{415}{10}$ ➔ $27 \le h \le 42$

On choisit : ➔ **h=30cm**

$0.6 \times 30 \le b \le 30$ ➔ $18 \le b \le 30$

On choisit : ➔ **b=30 cm**

- *Vérification:*

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 des RPA 99/Version2003

- $b \ge 20\ cm$ ***(OK)***
- $h \ge 30\ cm$ ***(OK)***
- $\frac{h}{b} \ge 4$ ***(OK)***

Conclusion :

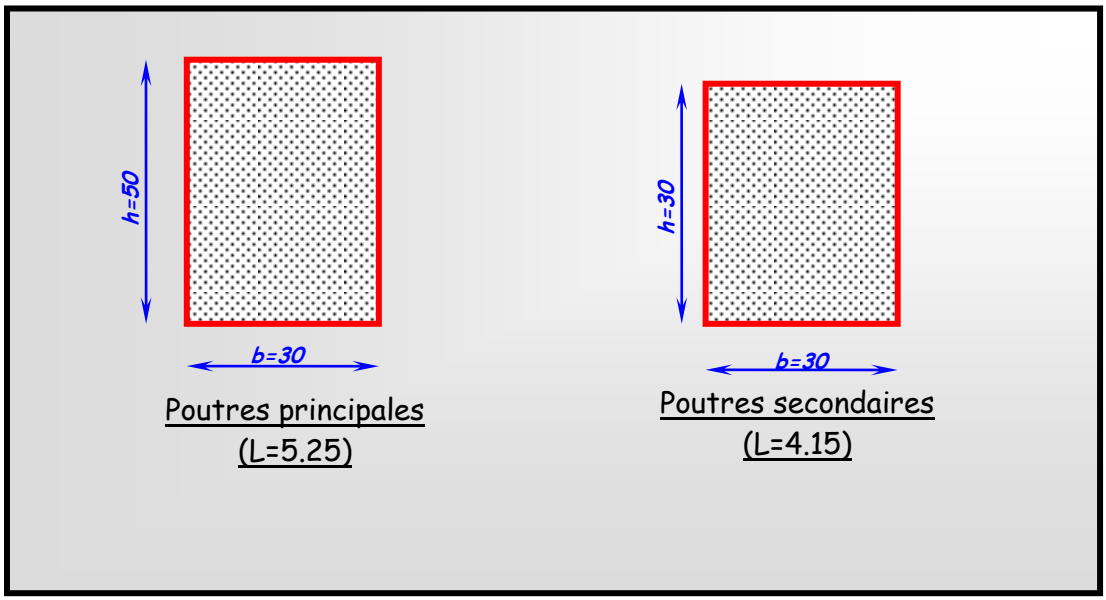


Fig 2.8: Schéma des poutres

La flèche admissible est égale à :

$$\overline{f} = 0{,}5 + \frac{L(cm)}{1000} \quad \text{.....si : } L > 500cm$$

$$\overline{f} = \frac{L(cm)}{500} \quad \text{.....si : } L \leq 500cm$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément repartie, la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_{vj} \times I_b}$$

Avec :

- Fmax : La flèche maximale de la poutre.
- L : La portée de la poutre.
- h : La hauteur de la poutre.
- b : La largeur de la poutre.
- q : La charge uniformément répartie a l'ELS, q = G + Gmur+Q (on prend les charges les plus défavorables).

- G : La charge permanente reprise par la poutre .
- G : La charge permanente reprise par le mur extérieur.
- Q : La charge d'exploitation supportée par la poutre.
- Evj : module de Young différé du béton armé. : Evj =10818,86 MPa.
- Ib : Le moment d'inertie de la poutre au plan de flexion.

II .2.4.1. Vérification de la flèche :

a) Poutre principale :

On a : L=5.25 >5m

Donc : $f=0.5+\frac{525}{1000}$ =1.025cm

Plancher-terrasse :

- Poids propre de la poutre : Gp = 0.3 x 0.5 x 25 = 3.75 KN/ml.

- Poids propre du plancher-terrasse :

Gplancher = 6.29 x (3.48 - 0.3) = 20.002KN/ml.

Qplancher = 1.00 x (3.48) = 3.48 KN/ml.

Poids total :Ptot= Gp + Gplancher + Qplancher = 27.23 KN/ml.

Plancher courant :

- Poids propre du plancher courant :

Gplancher = 5.69x (3.48 - 0.3) = 18.09 KN/ml.

Qplancher = 1.5 x (3.48)= 5.22 KN/ml.

Poidstotal:Ptot = Gp + Gplancher + Qplancher = 27.06KN/ml.

Alors :

on prend Ptot,max=27.23KN/ml La flèche de la poutre est calculée comme suit :

F ≤ Flimite

F = 12x5x27.23x (5.25)^4/ (384x10818,86 x 0.3x (0.5)^3)

F = 0.88cm

0.88 cm<Flimite= 1.025 cm…….. (C.V)

Conclusion :

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

(b x h) = (30 x 50) cm²

b)Poutre secondaire :

On a : L=4.15m<5m

Donc : f= 415/500 = 0.83cm

Plancher-terrasse :

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

Poids propre du plancher-terrasse :

G plancher = 6.29 x (4.33– 0.3) = 25.34 KN/ml.

Q plancher = 1x (4.33) = 4.33KN/ml.

Poids total:Ptot = Gp + G plancher + Q plancher= 31.92 KN/ml.

Alors :
on prend **Ptot,max= 31.92KN/ml** La flèche de la poutre est calculée comme suit :

F ≤ Flimite

F = 12x5x31.92x (4.15)^4/ (384x32164.2x 0.3x (0.3)^3)

F = 0.00005 cm

0.63cm<Flimite= 0.83 cm…… (C.V)

Conclusion :

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

(b x h) = (30 x 30) cm2

II.2.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée. Les règles **CBA 93** préconisent de prendre la section réduite obtenue par déduction d'une bande de largeur de**1cm** de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton.

- D'après l'article **B.8.4.1 du CBA 93** l'effort normal ultime **Nu** agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha\left[\frac{B_r \cdot f_{c_{28}}}{0{,}9.\gamma_b} + \frac{A.f_e}{\gamma_s}\right]$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $\mathbf{A = \frac{B}{1000}}$

Br : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

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

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

[CBA 93 article B 8.4.1]

Avec : $\lambda = \frac{L_f}{i}$: C'est l'élancement mécanique

Lf=0.7 L0 : C'est la longueur de flambement.

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

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

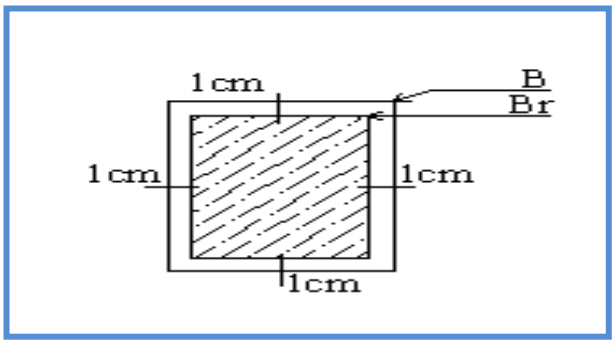


Figure 2-9: Section réduite du poteau

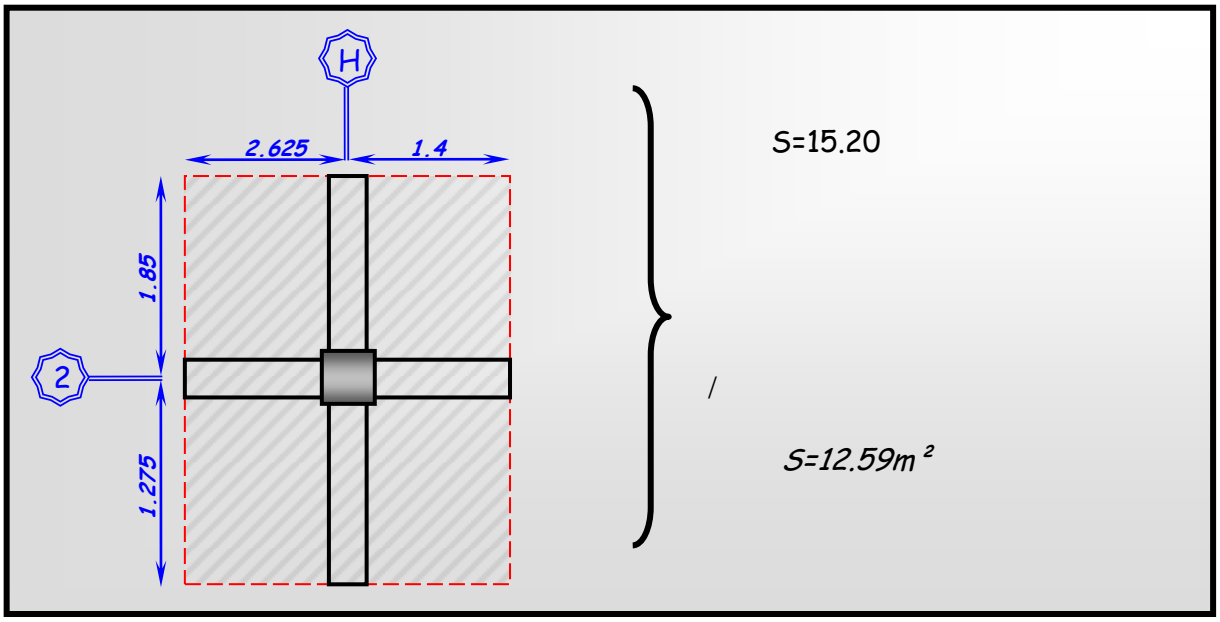


Figure 2-10 : représentation du poteau le plus sollicité de terrasse

II.2.5.1.*Calcul de l'effort Nu:*

On calcul les charges permanents et les charges d'exploitation represent par un Poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du Poteau étudié s'il estin suffisant ou surabondant, et on adopte.

Pour cela on va procéder à la vérification suivante ; à chaque niveau avec un tableau (Excel) :

Tableau 2-8 : détermination de la longueur de flambement et Calcule de $\bar{N}_u$

NIV	Lf(m)	Br (cm)²	i= (m)	λ	S. adoptée (cm)	α	NU(MN)
-5-	2.142	1089	0,101	21,20	35	0,7919	1,6307
-4-	2.142	1089	0,101	21,20	35	0,7919	1,6307
-3-	2.142	1444	0,115	18,55	40	0,8048	2,1968
-2-	2.142	1444	0,115	18,55	40	0,8048	2,1968
-1-	2.142	1849	0,130	16,49	45	0,8139	2,8441
Rdc	2.142	1849	0,130	16,49	45	0,8139	2,8441

Tableau 2-9: détermination des charges permanente

NIV	G Plan(KN)	G pot(KN)	G Pp(KN)	G PsI(KN)	G (KN)	G Cum(KN)
-5-	116,680	9,37125	29,588	7,965	163,60	163,60
-4-	105,5495	9,37125	29,588	7,965	152,47	316,08
-3-	105,5495	12,24	29,588	7,965	155,34	471,42
-2-	105,5495	12,24	29,588	7,965	155,34	626,76
-1-	105,5495	15,49125	29,588	7,965	158,59	785,35
Rdc	105,5495	15,49125	29,588	7,965	158,59	943,95

II.2.5.2. Charges d'exploitation :

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

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$ [Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2 article 6.3]

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,…,Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.
- On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

Tableau 2-10: détermination des charges permanente

NIV		Q(KN)	n	3+n/2n	Qcum (kN)
-5-	Q0	18,55	0		18,55
-4-	Q1	27,825	1	1	46,38
-3-	Q2	27,825	2	0,95	71,42
-2-	Q3	27,825	3	0,9	93,68
-1-	Q4	27,825	4	0,85	113,16
Rdc	Q5	27,825	5	0,8	129,85

Effort normal de résistance : $\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N_u} = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$ *CBA*93 : *art.B*8.1.1

NIV	Gcum(KN)	Qcum (kN)	NU	1,1*NU	NU (kN)	vérification
-5-	163,60	18,55	248,69	273,56	1630,72	cv
-4-	316,08	46,38	496,27	545,89	1630,72	cv
-3-	471,42	71,42	743,54	817,90	2196,85	cv
-2-	626,76	93,68	986,64	1085,31	2196,85	cv
-1-	785,35	113,16	1229,96	1352,96	2844,08	cv
Rdc	943,95	129,85	1469,10	1616,01	2844,08	cv

Tableau 2-11 : vérifications du ($1.1Nu \leq N_u$)

- ***d) Vérification:***
- *Dimensions:*

L'article **7.4.1 des RPA99/V2003** exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (en zone III):

- Min (h, b) ≥ 30cm…… ***(OK).***
- Min (h, b) ≥ h_e/25 ➔ 306/25=12.24…… ***(OK).***
- 1/4 < b/h < 4 ➔ 1/4 < 1 < 4…… ***(OK).***

Les conditions de RPA sont vérifiées.

III.1 ETUDE DE L'ACROTERE :

L'acrotère est considère comme une console encastrée au plancher soumise à l'action de son poids propre et une poussée de 1KN/ml, due à la main courante le calcul s'effectue pour une bande de 1 ml de large, la fissuration est considérée préjudiciable.

Poids de l'acrotère ➔ ***G=2.4KN/ml***

L'acrotère sera calculé et ferraillé en flexion composée.

III.1.1 Calcul de la force sismique :

Fp = 4×A×Cp×Wp……***RPA 99*** [1] ►►Art [6.2.3] ◄◄

Avec:

- **A = 0.25** coefficient d'accélération de ***Zone III; Groupe 2***
- **Cp = 0.8** farce horizontale 0,8 [1] ►► Tab [6.1] ◄◄
- **Wp =2.311KN/ml** poids propre de l'acrotère

➔ **Fp = 1.848KN/ml**

⇒Donc l'acrotère qui résiste à la force horizontale.

➔ ***Q =1.KN/ml***

III.1.2 Détermination des efforts :

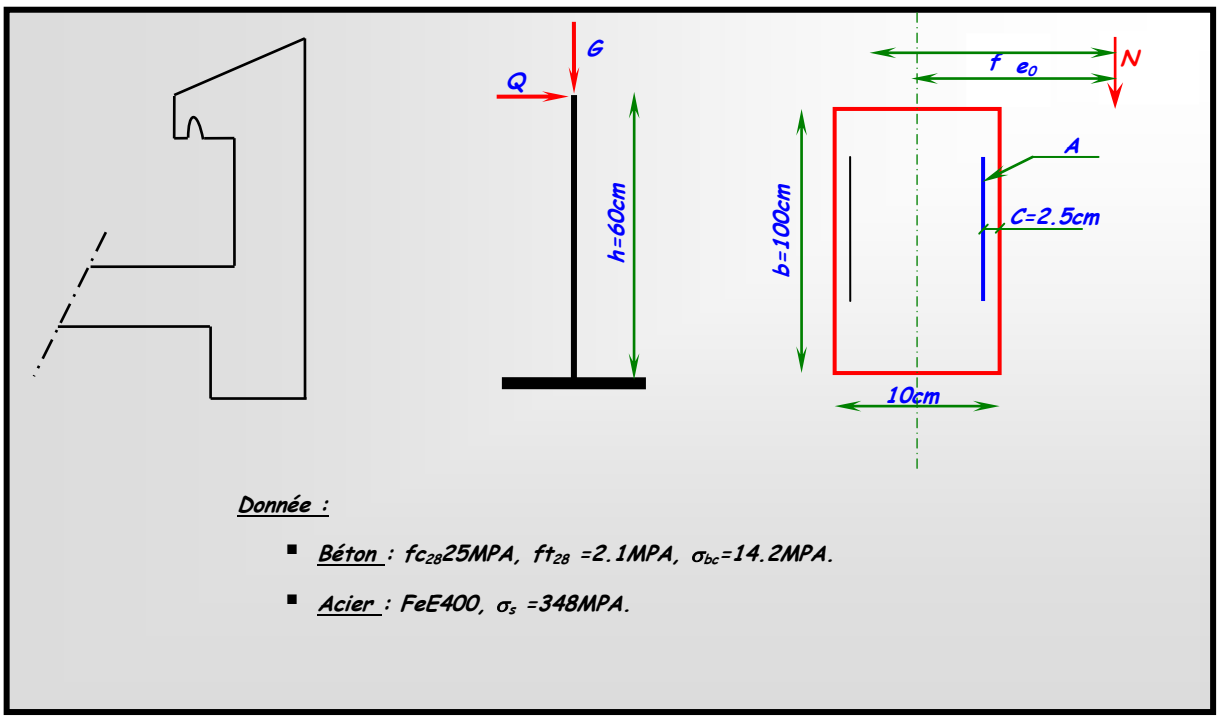


Fig3.1: Schéma statique pour l'acrotère

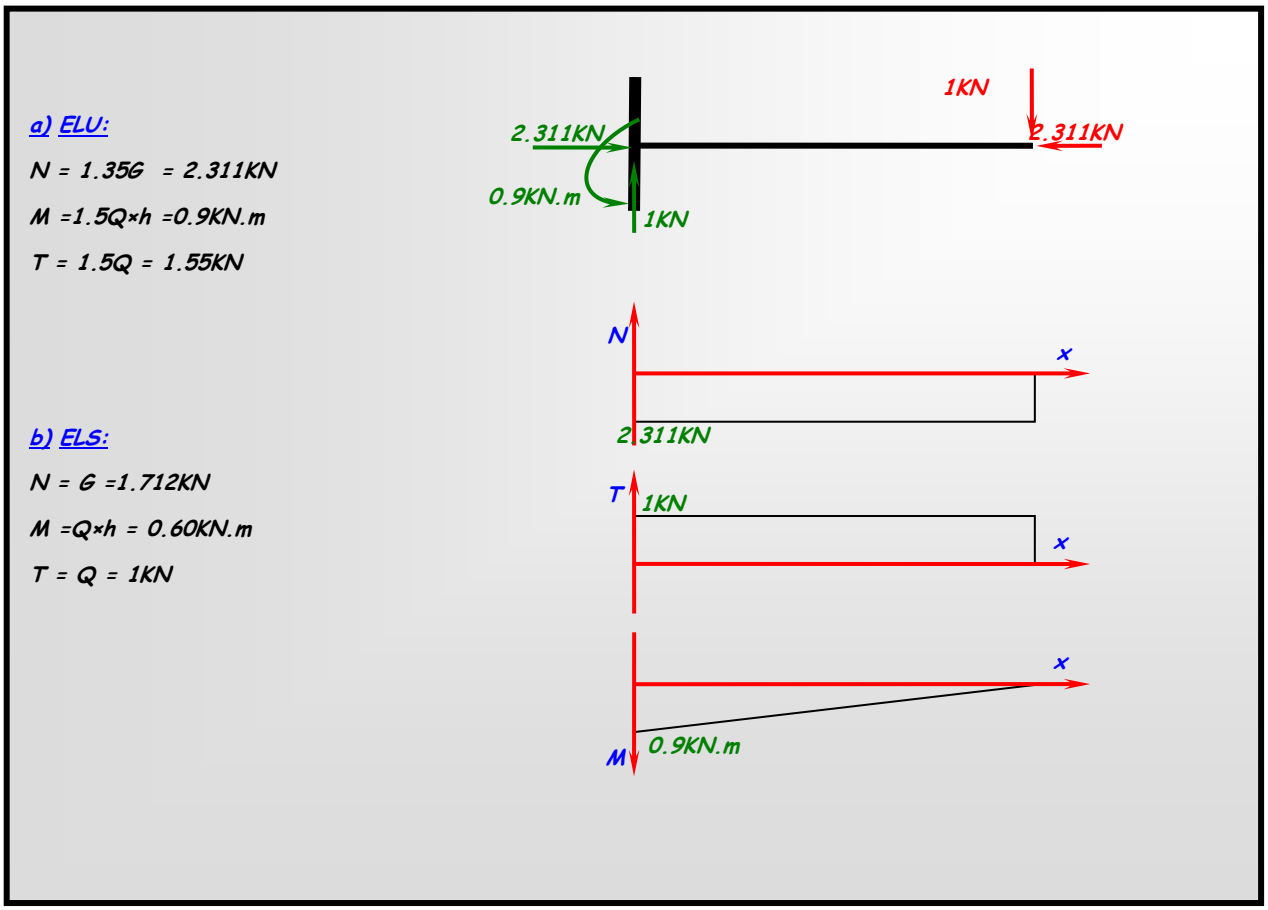


Fig3.2: Diagramme de moment efforts tranchent à ELU

III.1.3 Calcul du ferraillage :

L'acrotère sera calculé et ferraillé en flexion composée :

a) ELU:

$A = (0.337 \times h - 0.810 \times d') \times b \times h \times f_{bc}$ ➔ $A = 0.024$

$B = N \times (d - d') - M$ ➔ $B = -0.0028$

A>B donc le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple $e_u = \frac{M_U}{N_U}$ ➔ $e_u = 38.94cm$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur des armatures donc la section est partiellement comprimée.

- *Calcul en flexion simple :*

Calcul du Moment fictif : $M_f = M_U + N_U \times e_s$ ➔ $M_f = 9.9KN.m$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times F_{bu}} \quad \rightarrow \quad \mu_{bu} = 0.124$$

$(\mu_{bu} = 0.124) < (\mu_L = 0.392)$ Pas d'armatures comprimées $A'_s = 0$

➔ $\alpha = 0.028$

➔ $\beta = 0.0792$

$$A_1 = \frac{M_F}{\beta.\sigma_S} \quad \rightarrow \quad A_1 = 0.3cm^2/mL$$ On adopte la section $A_1 = 2.012cm^2$

$$A = A_{sf} - \frac{N_U}{\sigma_s} \quad \rightarrow \quad A = 1.94cm^2$$ On adopte la section $A = 2.012cm^2; 4\phi 8$

b) ELS:

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \quad \rightarrow \quad e_{ser} = 35.05cm$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur des armatures donc la section est partiellement comprimée.

- *Calcul du moment fictif:*

$$M_{fsr} = M_{ser} + N_{ser} \times e_s \quad \rightarrow \quad M_f = 6.06KN.m$$

Calcul du moment statique de la section réduite homogène :

On doit vérifier l'inégalité ci-contre : $e_0 \geq \frac{I_G}{B_o \upsilon_2}$

Où : Bo = b*h+ 15 (A + A') $\Rightarrow$ Bo = 1030,15 cm².

$\gamma_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15\,(A'c + Ad)] \Rightarrow \gamma_1 = 5.07cm.$

$\gamma_2 = h - \gamma_1 \Rightarrow \gamma_2 = 4.927$ cm.

$I_G = \frac{b}{3}(\gamma_1^3 + \gamma_2^3) + 15\,[A(\gamma_2 - c)^2 + A'(\gamma_1 - c)^2] \Rightarrow I_G = 8516.25cm^4.$

Alors : $\frac{I_G}{B_o \gamma_2} = 1{,}677cm.$

Donc : $e_0 = 35.05cm > \frac{I_G}{B_o \gamma_2} = 1{,}677$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

On va calculer y2 à l'aide de l'équation suivante :
y23 + py2 + q = 0……."*"
tq y2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

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

C: La distance entre la fibre la plus comprimée du béton et le point "c" et puisque "N" est un effort de compression donc " C = h/2 – e = -30.05cm < 0".

❖ Application numérique :

$$\begin{cases} p = -2641.08\text{cm}^2 \\ q = 51719.75\text{cm}^2 \end{cases}$$

Donc l'équation devient : $y_2^3 - 2582.2\,y_2 + 51778.64 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -5.43\text{x}10^7 \prec 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \dfrac{3q}{2p}\sqrt{\dfrac{-3}{p}} = -0.99 \Rightarrow \varphi = 171.89° \\ a = 2\sqrt{\dfrac{-p}{3}} = 59.34 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont : $y_2 = \begin{cases} a\cos(\dfrac{\varphi}{3}) = 32.06\text{ cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 120) = -59.27\text{ cm} \\ a\cos(\dfrac{\varphi}{3} + 240) = 27.21\text{cm} \end{cases}$

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

0 < y1 = y2 + C< h

y1: distance entre la fibre comprimée de béton la plus éloignée et l'axe neutre.

Donc : $\begin{cases} y_2 = 32.06\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.01\text{cm} \end{cases}$

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

$$S_{xx'} = 36.48\text{cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36481} = 0.0496\text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K y_1 = 0.0496 \times 20.1 = 0.942\,MPa < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\,f_{c28} = 15\,MPa$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) = 15 \times 0.0496 \times (75 - 20.1) = 38.62MPa$$

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

$$\sigma_s = 38.62MPa < \overline{\sigma}_s = 201.633\,MPa$$

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

-Calcul des armatures de répartition :

$$Ar = \frac{A_s}{4} = \frac{2.012}{4} \quad \rightarrow \quad Ar = 0.502cm^2$$

Soit $A = 4\phi 6 = 1.132cm^2$

III.1.4 Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

$$\tau_{u\max} = \frac{Tu_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0..02MPa$$

Fissuration préjudiciable : $\tau_{u_{\max}} = \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ,\ 4MPa\right\} = 2.5MPa$

$(\tau_{u\max} = 0.035MPa) < (\tau_{u\lim} = 2.5MPa)$ **……Condition vérifiée**

III.1.5. Vérification de l'effort tranchant : [1]

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

$$F = T_u - \frac{M_U}{0.9d} = 1.5 - \frac{0.9}{0.9 \times 0.075} = -11.83MPa$$

F<0, Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction, Donc pas de vérification à faire.

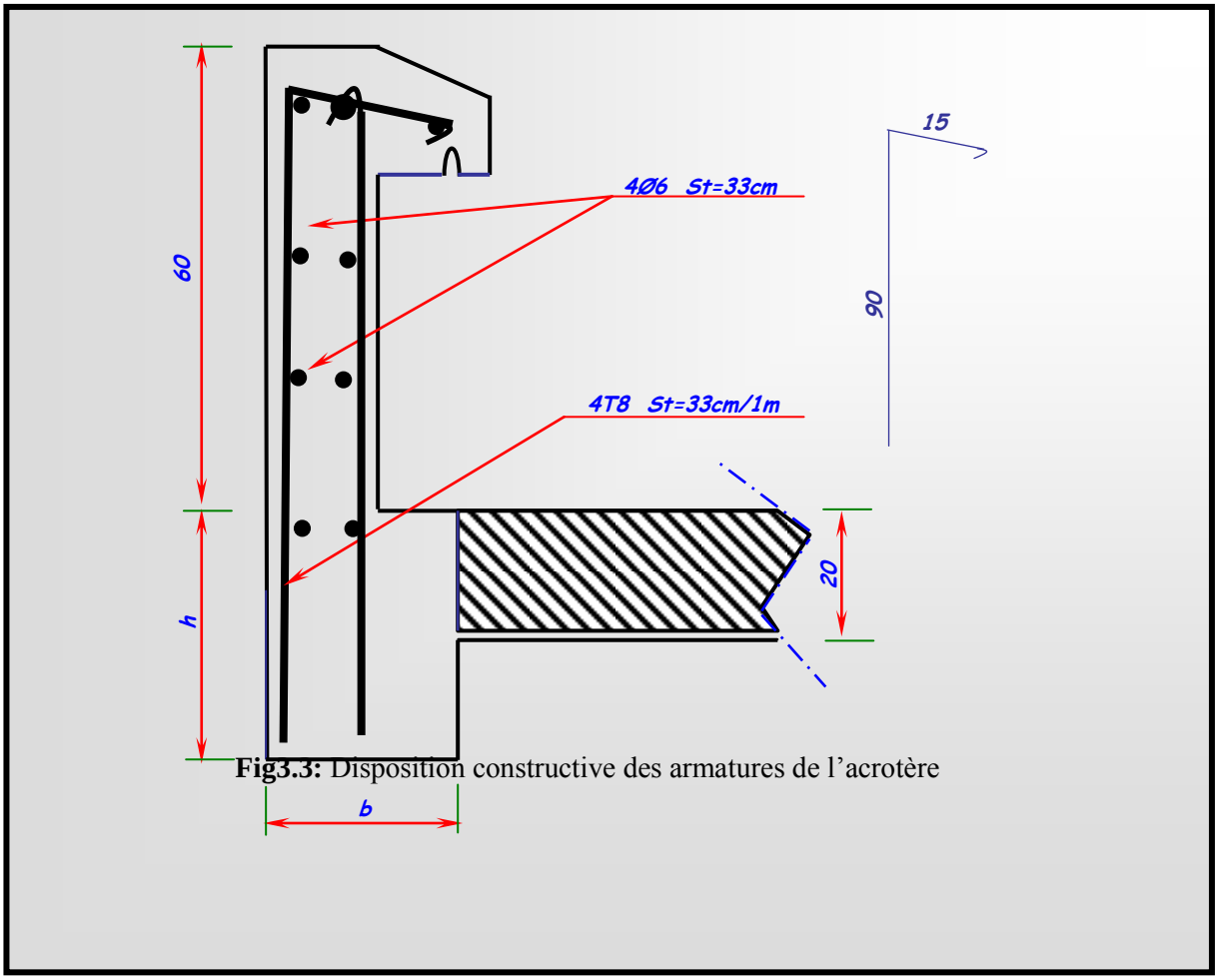


Fig3.3: Disposition constructive des armatures de l'acrotère

Figure 3-3 : Disposition constructive des armatures de l'acrotère

III.2 ETUDE DES POUTRELLES DU PLANCHER CORPS CREUX :

- *Définition :*

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Le ferraillage des poutrelles se fera en deux étapes :

- *1ère étape:*

Avant le coulage de la table de compression.

- *2eme étape:*

Après le coulage de la dalle de compression.

III.2.1 1ère étape (avant le coulage) :

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnelles sur chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant iso statiquement. (On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).

Tableau 3-1 : Charges et surcharges de poutrelle.

	La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
A-B	4.15	2.075	poids de poutrelle	poids du corps creux
			0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
			0.77	

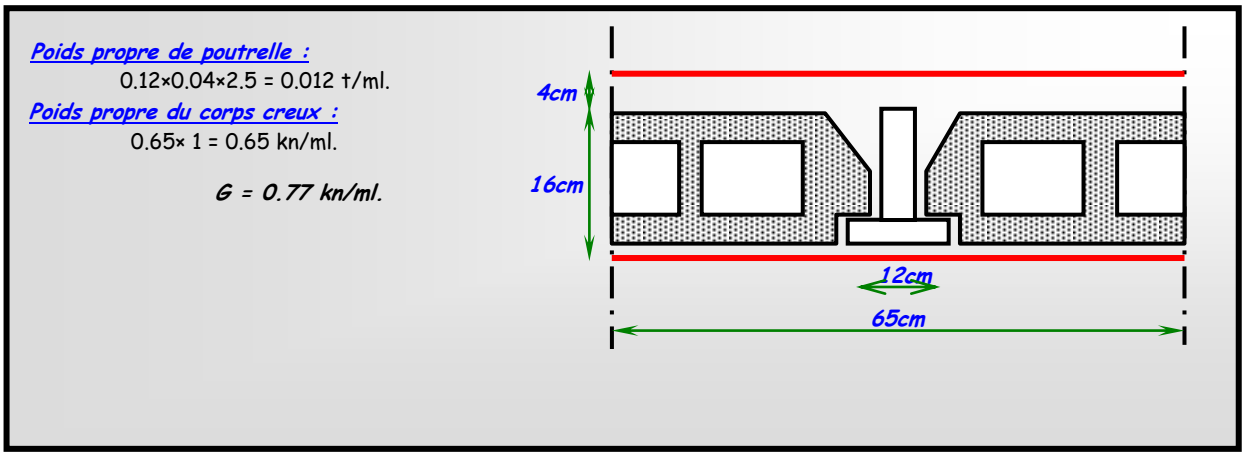


Fig3.4: Schéma statique pour les poutrelles et les corps creux

a) Combinaisons :

- *ELU :*

$P_u = 1.35G + 1.5Q$ ➔ $P_u = 4.152kn/ml$

- *ELS :*

$P_{ser} = G + Q$ ➔ $P_{ser} = 2.845kn/ml$

Le moment maximum est donné par : $M_{max} = \frac{PL^2}{8}$

L'effort tranchant maximum est donné par : $T_{max} = \frac{PL}{2}$

Dans notre cas $L = 4.15m$

- *ELU :*

$M_u = \frac{P_u L^2}{8}$ ➔ $M_u = 8.94kn.m$

$T_u = \frac{P_u L}{2}$ ➔ $T_u = 8.62kn$

☛ *ELS :*

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{8} \quad \rightarrow \quad M_{ser} = 6.12 kn.m$$

$$T_{ser} = \frac{P_{ser} L}{2} \quad \rightarrow \quad T_{ser} = 5.9 kn$$

Les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries, le calcul se fera à l'E.L.U car la fissuration est jugée peu nuisible.

b) Ferraillage :

Ces éléments de constructions travaillent souvent à la flexion simple pour laquelle on fera le calcul :

Donnée :

Béton : fc28 =25MPa, b =12cm, Fbc=14.2MPa, d=2cm.

Acier *: FeE400,* σ_s *=348MPa.*

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.F_{bc}} \quad \rightarrow \quad \mu = 13.12$$

$\mu = 13.12 > \mu_L = 0.391$ D'ou les armatures comprimées sont afin d'équilibrer le moment, mais on est limitée par la section du béton (12×4 cm²) .Il est donc impératif de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant le durcissement de la table de compression.

Les étaiements seront disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que :

$$\mu < \mu_L \quad \rightarrow \quad \frac{M_u}{b.d^2.F_{bc}} < \mu_L \quad \text{et} \quad M_u = \frac{P_u L^2}{8} \quad \rightarrow \quad L < \sqrt{\frac{8\left(b.d^2.F_{bc}.\mu_L\right)}{P_u}} = 1.0375$$

Donc on prévoit des étais espaces de 1.m

Tableau 3-2 : Détermination le nombre des étaiements.

N° Etais	L poutrelle	G	Q	MG KN,m	MQ KN,m	MU KN,m	U	Umax	Vérif
0	4,50	0,77	2,25	1,95	2,53	6,43	9,43	0,39	cnv
1	2,25	0,77	1,13	0,49	0,63	1,61	1,05	0,39	cnv
2	1,50	0,77	1,00	0,22	0,38	0,85	0,56	0,39	cnv
3	1,13	0,77	1,00	0,12	0,28	0,59	0,38	0,39	cv

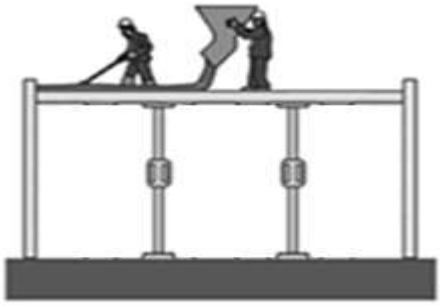


Figure 3-5 : Choix de disposition des étaiements.

III.2.2 2ère étape (après le coulage) :

III.2.2.2.a.1. Méthode de calcul :

A) méthode forfaitaire :

Cette méthode n'est pas applicable d'après les résultats suivants :

Tableau 3-3 : vérification de méthode forfaitaire.

G kN/m^2	Q kN/m2	Pu	Ps	Q≤2*G	Q≤5
5,69	1,5	6,46	4,67	cv	cv

$0.8 < L_i / L_{i+1}$ ➔ cv

$Li / Li+1 < 1.25$ ➔ cnv

B) méthode CAQOUT :

a) Détermination des efforts :

Après le coulage de table de compression, les poutrelles supportant les planchers (G, Q) à charges d'exploitations modérées.

Tableau 3-3 : Détermination des efforts méthode CAQOUT.

Niveaux	G (kn/ml)	Q (kn/ml)	P_u (kn/ml)	P_{ser} (kn/ml)
Planche terrasse inaccessible	0.65*6.29	0.65*1	6.49	4.74
Planche étage courante	0.65*5.69	0.65*1.5	6.46	4.67
Planche RDC	0.65*5.69	0.65*1.5	6.46	4.67

Les calculs sont faits pour les poutrelles du plancher courant ayant la plus grande Sollicitation, et on adopte le même ferraillage pour toutes les poutrelles.

Représentation des résultats de calcul:

Tableau3-4 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELU)**.**

L m	***L'(m)***	***M0 (KNm)***	***Mw (KNm)***	***Me (KNm)***	***Mt***	***Tw***	***Te***
4,05	4,05	13,24	2,65	9,41	7,21	11,40	-14,74
2,90	2,32	6,79	9,41	5,75	-0,79	10,62	-8,10
3,80	3,04	11,65	5,75	12,01	2,77	10,62	-13,91
4,50	4,50	16,34	12,01	3,27	8,70	16,47	-12,58

Tableau 3-5 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 04 travées (ELS)**.**

travées	***q ser (KN)***	***L m***	***L'(m)***	***M0 (KNm)***	***Mw (KNm)***	***Me (KNm)***	***Mt***
AB	4,6735	4,05	4,05	9,58	1,92	6,81	5,22
BC	4,6735	2,9	2,32	4,91	6,81	4,16	-0,57
CD	4,6735	3,8	3,04	8,44	4,16	8,69	2,01
DE	4,6735	4,5	4,5	11,83	8,69	2,37	6,30

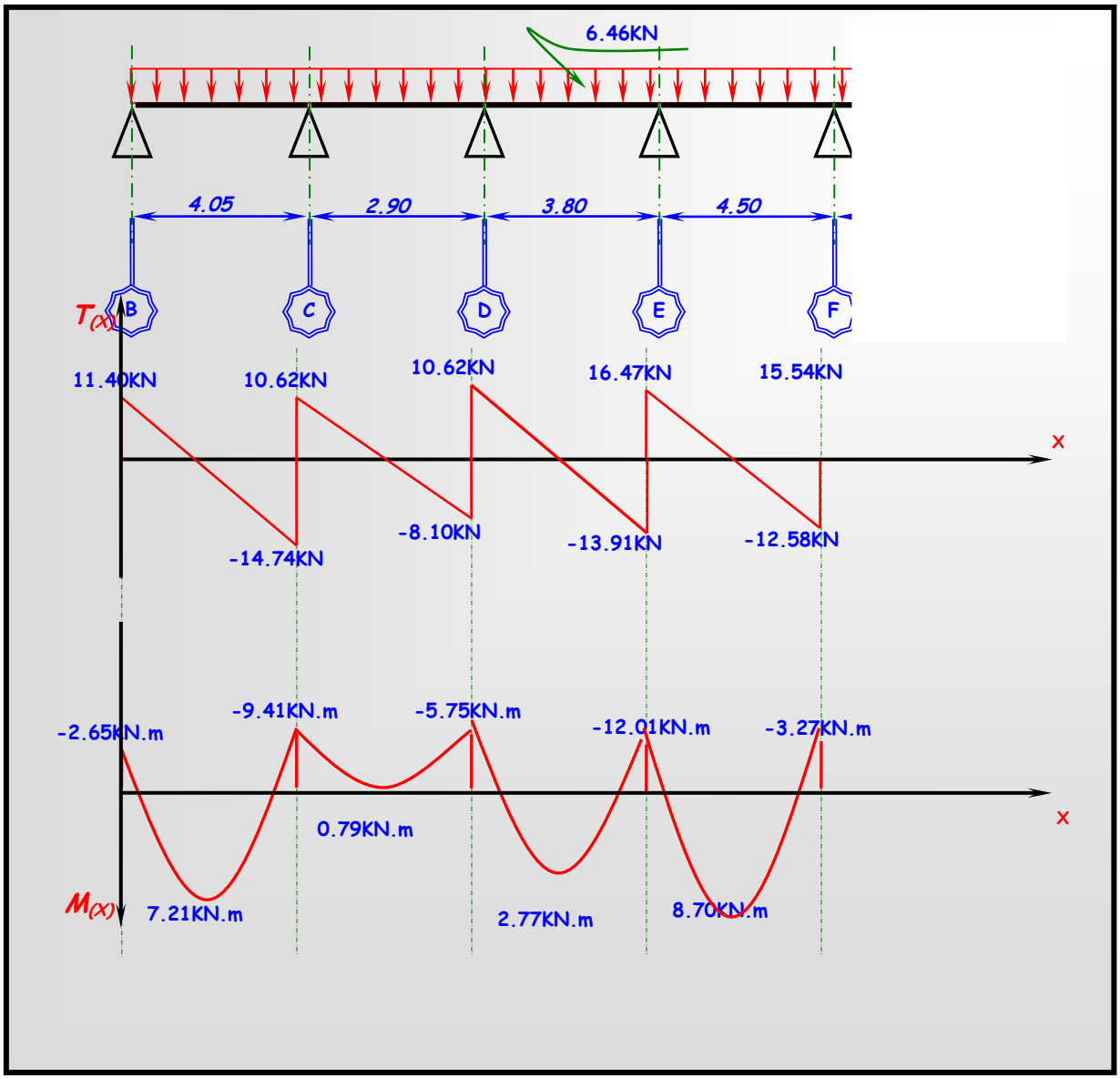


Fig3.6: Diagramme de moment efforts tranchent à ELU

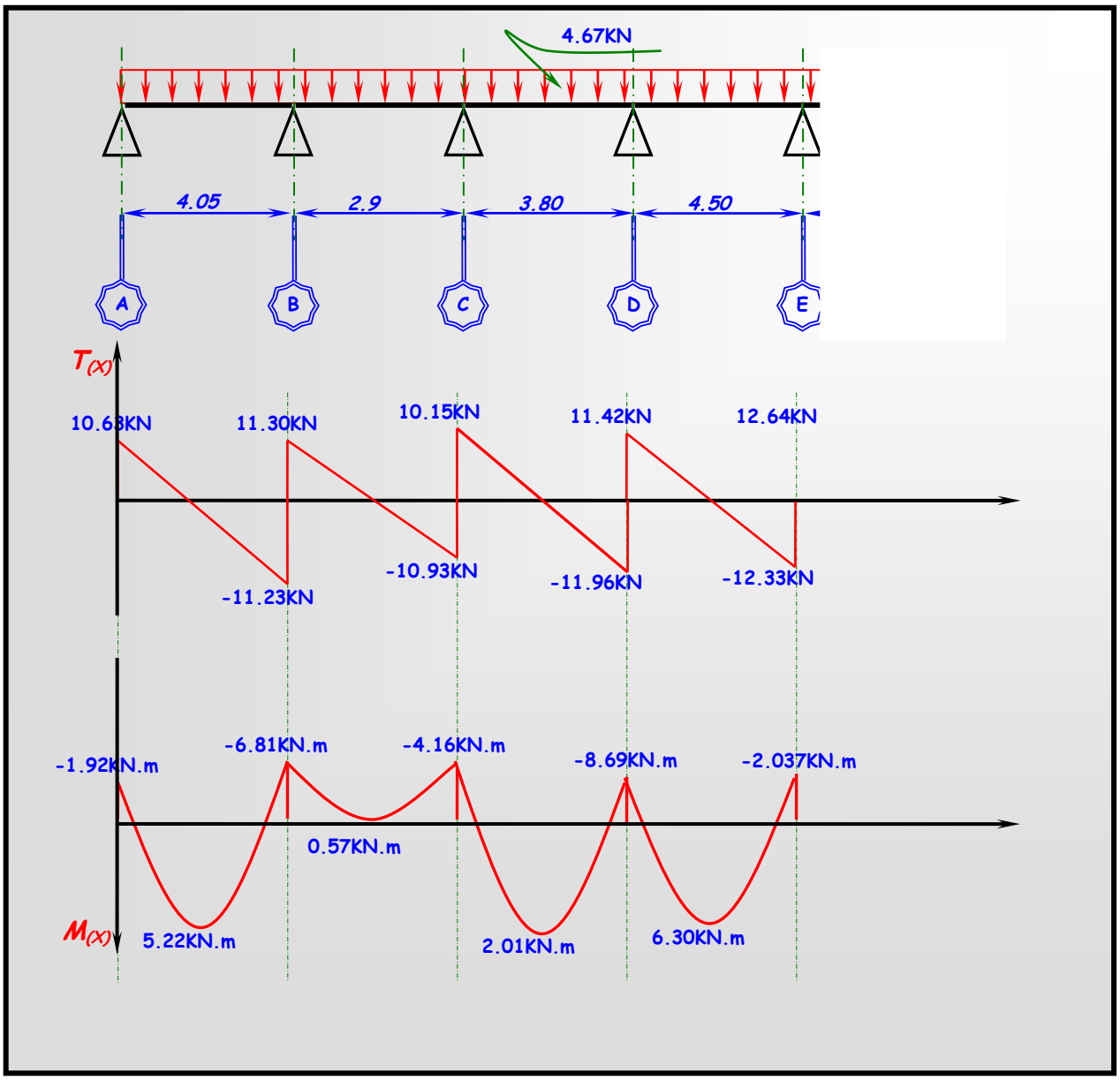


Fig3.7: Diagramme de moment efforts tranchent à ELS

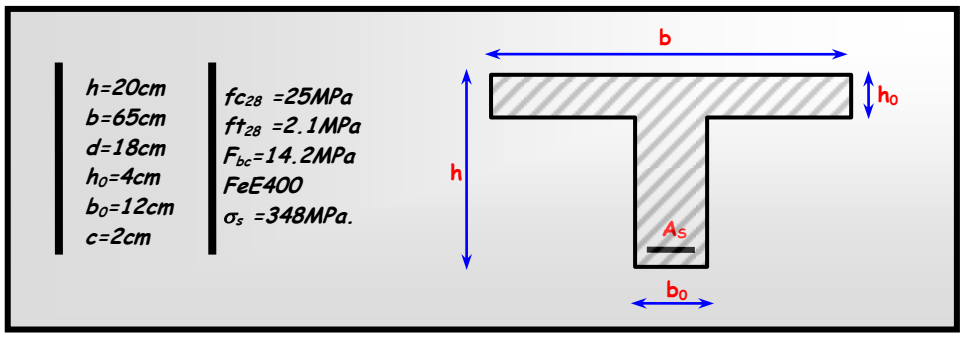
b) Ferraillage a l'ELU :

Comme les efforts des différent type de dispositions des poutrelles sont proches les uns aux autres, alors le ferraillage se fait selon les efforts des poutrelles les plus sollicitées.

$M_t^{max} = 8.70KN.m$, $M_{app}^{max} = 12.01KN.m$.

En travée :

On a une section en ***Té.***



Calcul de ***Mt***

$$M_0 = b.h_0.\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad \rightarrow \quad M0 = 59.072KN.m$$

On a $M0 < Mt$ section rectangulaire ***(b×h)*** sollicitée par un moment ***Mu*** le calcul se fait a la flexion.

- *Sur travée :*

$$\mu = \frac{Mt}{b.d^2.\sigma_{bc}} \quad \rightarrow \quad \mu = 0.030$$

$(\mu = 0.030) < (\mu_L = 0.391)$ Pas d'armature comprimé $A'_s = 0$.

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.0381$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \quad \rightarrow \quad \beta = 0.985$$

$$\mu = 0.030 > \mu_{AB} = 0.186$$

$$A_S = \frac{Mt}{\beta d \sigma_S} \quad \rightarrow \quad A_S = 1.41cm^2$$

Soit $A_S = 3.39cm^2$ → $3HA12$

Sur appui :

On a une section en rectangulaire ***(b×h)*** le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma_{bc}} \quad \rightarrow \quad \mu = 0.040$$

$(\mu = 0.040) < (\mu_L = 0.391)$ Pas d'armature comprimé $A'_s = 0$.

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.0510$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \quad \rightarrow \quad \beta = 0.980$$

$$\mu = 0.040 < \mu_{AB} = 0.186$$

$$A_S = \frac{Mu}{(1-0.4\alpha)d\sigma_S} \quad \rightarrow \quad A_S = 1.95cm^2$$

Soit $A_S = 2.26cm^2$ → $2HA12$

c) Condition de non fragilité :

- On vérifie que : $A \geq A_{min} = \frac{B}{1000}$
- En travées: $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{65\times 20}{1000} = 1.30\,cm^2$ ……(c.v)
- En appuis : $A = 2.26cm^2 \geq A_{min} = \frac{12\times 20}{1000} = 0.24\,cm^2$ …….(c.v)

d) Vérification a l'ELS :

La fissuration est considérée comme **pue nuisible**, alors on vérifie seulement les conditions dans le béton.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y < \overline{\sigma}_b = 0.6\, fc_{28} = 15MPa$$

- *En travée :*

$M = 6.30KN.m$, $A_s = 3.39cm^2$

$$\frac{b.Y^2}{2} + nA'_S(Y-c) + nA_S(b-Y) = 0 \quad \rightarrow \quad Y = 4.61cm$$

$$I = \frac{b.Y^3}{3} + nA'_S(Y-c)^2 + nA_S(d-Y)^2 \quad \rightarrow \quad I = 11235.72cm^4$$

$$k = \frac{Ms}{I} \quad \rightarrow \quad K = 40.68$$

Alors :

$\sigma_b = 1.87MPA < \overline{\sigma}_b = 15MPa$ ……**Condition vérifiée**.

- *Sur appui :*

$M_{ser} = 8.69KN.m$, $A_s = 2.26cm^2$.

$$\frac{b.Y^2}{2} + nA'_S(Y-c) + nA_S(b-Y) = 0 \quad \rightarrow \quad Y = 5.26cm$$

$$I = \frac{b.Y^3}{3} + nA'_S(Y-c)^2 + nA_S(d-Y)^2 \quad \rightarrow \quad I = 8616{,}665cm^4$$

Alors :

$\sigma_b = 5{,}30MPA < \overline{\sigma}_b = 15MPa$ ……**Condition vérifiée**.

e) Vérification de la flèche :

***Tableau 3-6*:** vérifications préliminaires de la flèche des poutrelles.

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.20 /4.50= 0.044 Mt/(15 Mo)=6.3/(15*59.072)=0.0071	ρ =A/(bo*d)=3.39/(12*18)=0.016 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
(CV)	**(CNV)**

Donc le calcul de la flache est nécessaire pour ce la on utilise la méthode Caquot

$$f_v = \frac{Mt.L^2}{10.E_v.If_v} \qquad f_i = \frac{Mt.L^2}{10.E_i.If_i}$$

$$E_v = 3700\sqrt[3]{ft_{28}} \quad \rightarrow \quad E_v = 10819MPa$$

$$E_i = 11000\sqrt[3]{ft_{28}} \quad \rightarrow \quad E_i = 32164MPa$$

If_v : Inertie fictive de section considérée par la déformation de longue durée

$$If_v = \frac{I_0}{1+4.\lambda_v}$$

- *Calcul le moment d'inertie :*

$$I_0 = \frac{b_0\left(Y_1^3 + Y_2^3\right)}{3} + (b-b_0).h.\left[\frac{h_0{}^2}{12} + \left(Y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2\right] + 15A_S\left(Y_2 - c\right)^2$$

$\rightarrow \quad I_0 = 21799{,}83\,cm^4$

$\rightarrow \quad Y_1 = 7.44cm$

$$\rho_1 = \frac{100A_S}{b_0.d} \quad \rightarrow \quad \rho_1 = 1.57$$

$\rightarrow \quad \beta_1 = 0.965$

$$\sigma_S = \frac{M_S}{\beta.d.A_S} \quad \rightarrow \quad \sigma_S = 106.99MPA$$

$$\lambda_v = \frac{0.05\,ft_{28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)\rho} \quad \rightarrow \quad \lambda_v = 1.05$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75\,ft_{28}}{4\rho.\sigma_S + ft_{28}} \quad \rightarrow \quad \mu = 0.583$$

$\rightarrow \quad If_v = 14884.23cm^4$

➔ $f_v = 0.79cm$

➔ $f_i = 0.41cm$

$f_v = 0.79cm < \dfrac{L}{500} = 0.9cm$ ……**Condition vérifiée.**

$f_i = 0.41cm < \dfrac{L}{500} = 0.9cm$ ……**Condition vérifiée.**

f) Vérification au cisaillement :

$V = 16.47KN$, $b = 12cm$, $d = 18cm$

$\tau_u = \dfrac{V}{b.d}$ ➔ $\tau_u = 0.76MPA$

$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 fc_{28}, 5MPa\}$ ➔ $\bar{\tau}_u = 3.25MPa$

$(\tau_u = 0.76) < (\bar{\tau}_u = 3.25)$ ……**Condition vérifiée.**

g) Calcul d'armatures transversales :

$\phi_t \le \min\left\{\dfrac{L}{35}, \dfrac{b_0}{10}, \phi_{L(\min)}\right\}$ ➔ $\phi_t \le 0.6cm$ *D'où* $\phi = 6mm$

- *Calcul des espacements :*

$St \le \min\{0.9d.40cm\}$ ➔ $St \le \min\{15cm.40cm\}$

On prend $St = 15cm$ d'après le **RPA99V2003**.

III.1.3 Ferraillage de la dalle de compression :

Les ferraillages se fait par quadratique de barres, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ***20cm*** *dans le sens parallèle aux poutrelles*
- ***33cm*** *dans les sons perpendiculaires aux poutrelles*
- *L'espacement entre nervures est compris entre 50 et 8cm*
- *La section d'acier perpendiculaire aux nervures doit satisfaire :*

$$A > \frac{40L}{Fe}(BAEL91)$$

Treillis soudés ***TLE520 :*** $\phi = 6mm$

La maille choisie de 15×15cm.

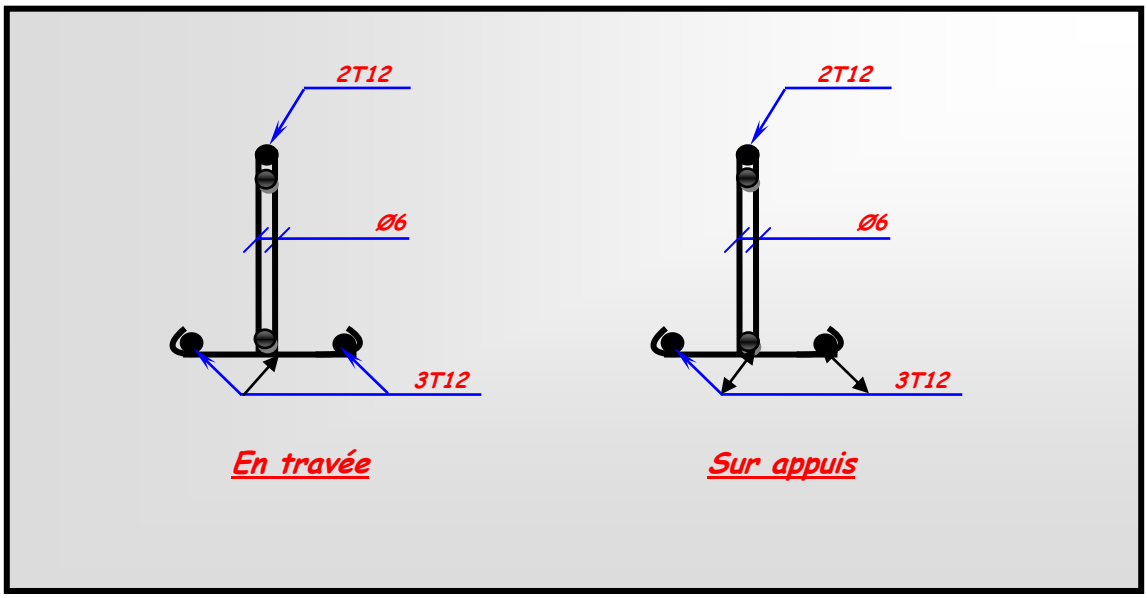


Fig3.8: Disposition constructive des armatures des poutrelles.

III.3 ETUDE DES ESCALIER :

- *Définition :*

L'escalier se présente (02 volée) comme un escalier traditionnel en béton armé de Longueur de l'emmarchement l= 2.40m et longueur de Palier l= 1.5 m et avec un palier de hauteur 1,53m ; poser sur une poutre palière de 1.3 m de largeur.

III.3.1 Evaluation des charges :

paillasse :

G =6.43 kn/m²

Q = 2.5 kn/m²

Palier :

G =5.15 kn/m²

Q = 2.5 kn/m²

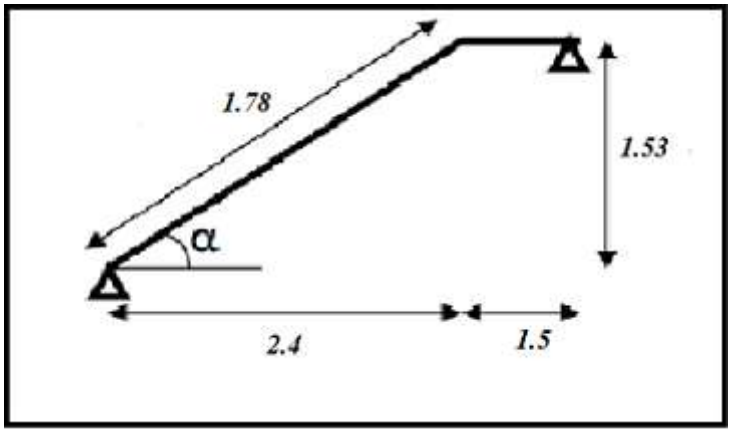


Figure. 3.9: Modélisation de 1er volée

Vérification d'inclinaison α :

$$\tan \alpha = \frac{h}{l} = \frac{1.53}{2.40} = 0.64$$

$\alpha = 32.52°$

Longueur de la paillasse ep :

$L_{tot} = \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} + 1.40 = 2.84 + 1.40 = 4.25m$

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

$L_{tot} / 30 \leq ep \leq L_{tot} / 20$

$14.16 \leq ep \leq 21.25$

On adopte **ep = 15 cm**

a) Combinaison d'actions :

- *ELU:*

$Q_{uv} = 1.35G + 1.5Q$ ➔ $P_{uPA} = 12.43 KN/m^2$

$Q_{up} = 1.35G + 1.5Q$ ➔ $P_{uP} = 10.7 KN/m^2$

- *ELS:*

$Q_{serv} = G + Q$ ➔ $P_{serPA} = 8.93 KN/m^2$

$Q_{serp} = G + Q$ ➔ $P_{serP} = 7.65 KN/m^2$

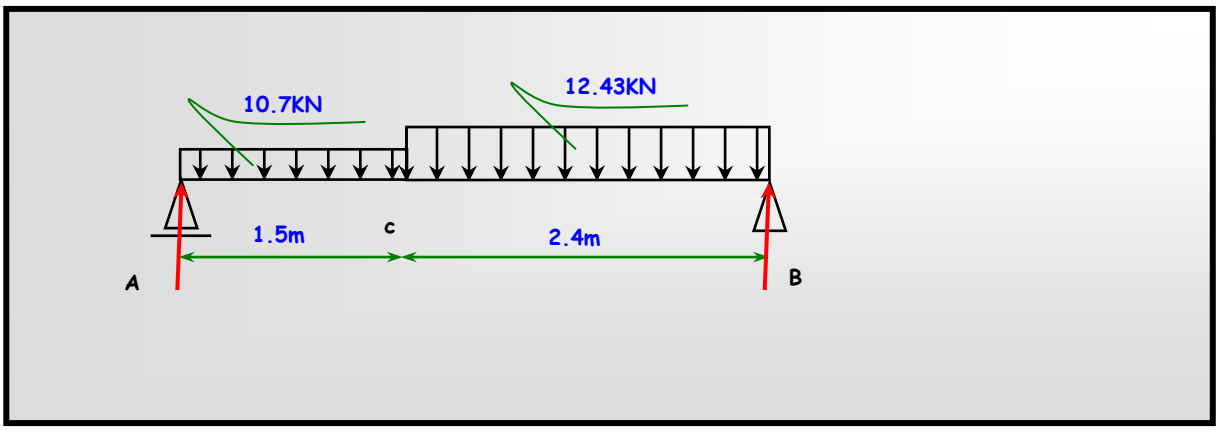


Fig3.10: Schéma statique de l'escalier à ELU

On prend le volée le plus défavorable (1ère volée)

a) à l'ELU:

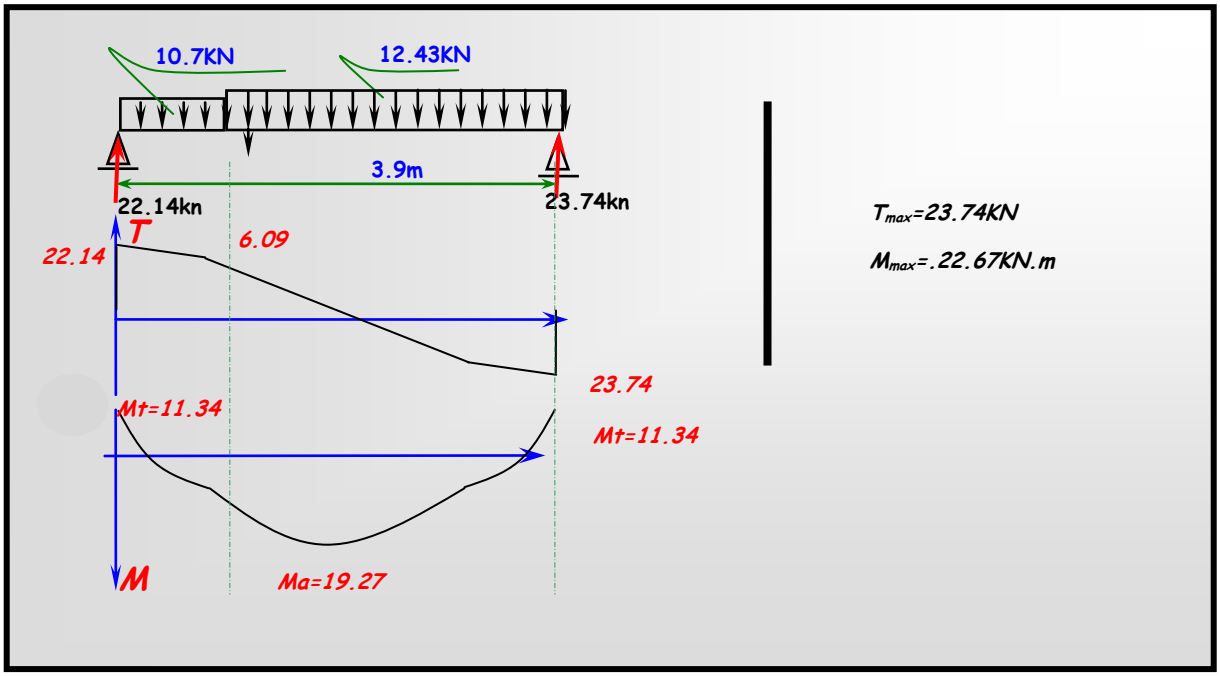


Fig3.11. Diagramme des efforts à ELU

b) à l'ELS:

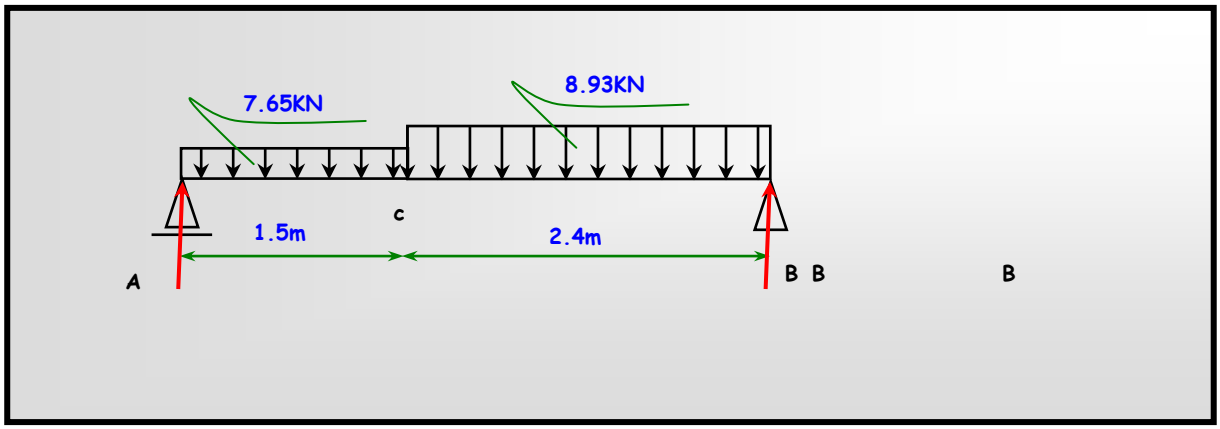


Fig3.12: Schéma statique de l'escalier à ELS

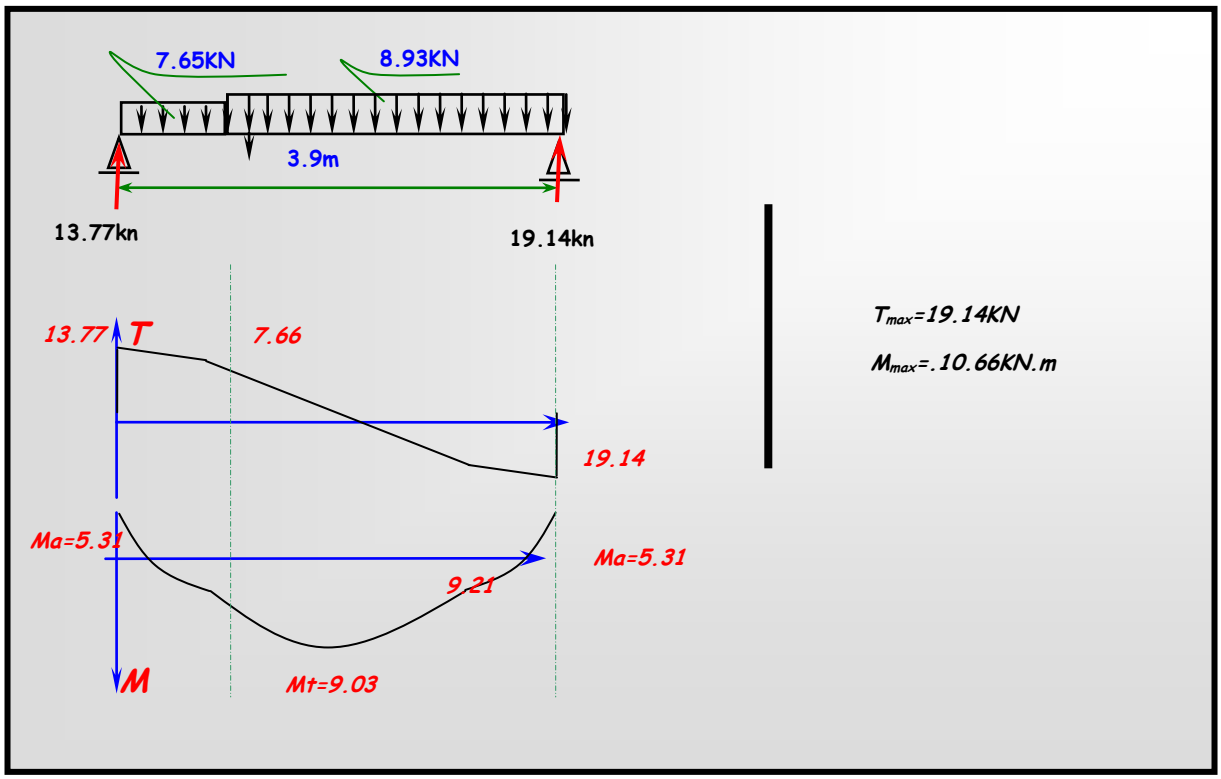


Fig3.13: Diagramme des efforts à ELS

III.3.2 Calcul d'armatures à ELU :

➔ $M_t = 19.27KN.m$

➔ $M_a = 11.34KN.m$

Les données :

Acier : $Fe = 400MPA$, $\gamma_S = 1.15$, $\sigma_S = 348MPA$, $\eta = 1.6$

Béton : $fc_{28} = 25MPA$, $ft_{28} = 2.1MPA$, $\sigma_b = 1.5$, $\sigma_{bc} = 14.2mpa$

$b=100cm$, $h=15cm$, $d=0.9h=13.5cm$

Le calcul se fait à la flexion simple

- *En travée :*

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b.d^2.\sigma_S} \quad \rightarrow \quad \mu = 0.003$$

$(\mu = 0.003) < (\mu_L = 0.391)$ *Pas d'armature comprimer* $A'_S = 0$

➔ $\alpha = 0.005$

$\beta = 0.998$

$$A_S = \frac{M_{tu}}{\beta d.\sigma_S} \quad \rightarrow \quad A_S = 4.11cm^2$$

- *Sur appuis :*

$$\mu = \frac{M_{au}}{b.d^2.\sigma_S} \quad \rightarrow \quad \mu = 0.002$$

$(\mu = 0.044) < (\mu_L = 0.391)$ *Pas d'armature comprimer* $A'_S = 0$

$\rightarrow \quad \alpha = 0.0025$

$\rightarrow \quad \beta = 0.999$

$$A_S = \frac{M_{au}}{\beta d \sigma_S} \quad \rightarrow \quad A_S = 2.42cm^2$$

III.3.3 Choix des armatures :

- *En travée :*

$A_S = 4.52cm^2$ → $4T12$ *Espacement : 20cm²*

- *Sur appuis :*

$A_S = 4.52cm^2$ → $4T12$ *Espacement : 20cm²*

III.3.4 Vérification

a) Condition de non fragilité :

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

En travées: $A = 4.52\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\ cm^2$ ……(c.v)

En appuis : $A = 4.52\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.50\ cm^2$ …….(c.v)

b) ELS :

La fissuration étant peu nuisible, alors il n'y a aucune vérification à effectuer sur la contrant d'acier.

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times fc_{28} \quad \rightarrow \quad \overline{\sigma_b} = 15MPA \quad Et \quad \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y$$

- *En travée :*

$M_{ser} = 0.85 \times M_{max}$ → $M_{ser} = 9.03KN.m$

Détermination de la position de l'axe neutre ***Y=?***

$$\frac{b \times Y^2}{2} + nA'_S(Y - c') - nA_S(d - Y) = 0$$

Avec :

$A_S = 0, n = 15, A'_S = 4.52cm^2$ → $Y = 3.65cm$

D'où :

$$I = \frac{b \times Y^3}{3} + nA'_S(Y - c')^2 + nA_S(d - Y)^2 \quad \rightarrow \quad I = 8199.02cm^4$$

$\rightarrow \quad \sigma_b = 4.02MPA \quad \overline{\sigma}_b > \sigma_b$ ……**Condition vérifiée.**

- *Sur appuis :*

$M_{ser} = 0.6 \times M_{\max} \rightarrow M_{ser} = 5.31KN.m$

Détermination de la position de l'axe neutre ***Y=?***

$$\frac{b \times Y^2}{2} + nA'_S(Y - c') - nA_S(d - Y) = 0$$

Avec :

$A'_S = 0$, $n = 15$, $A'_S = 4.52cm^2 \rightarrow Y = 3.65cm$

D'où :

$$I = \frac{b \times Y^3}{3} + nA'_S(Y - c')^2 + nA_S(d - Y)^2 \quad \rightarrow \quad I = 8199.02cm^4$$

$\rightarrow \quad \sigma_S = 2.37MPA$

$\overline{\sigma}_S > \sigma_S$ *Condition vérifiée*

c) ***Condition de la flèche :***

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{15}{390} = 0.034 \geq \frac{9.03}{20 \times 10.62} = 0.043 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 15} = 0.0036 \leq \frac{2}{400} = 0.0050 \qquad (c.v)$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

- Évaluation de la flèche : (selon l'Annexe D du CBA93)

Il faut avoir : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \overline{f}$ $\quad : \overline{f} = \begin{cases} \frac{L}{500} .....si \quad L \leq 5m \\ 0.5 + \frac{L}{500} .....si \quad L \geq 5m \end{cases}$

- pour les flèches dues aux charges instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Avec :

$$E_i = 11000.\sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$I_{fi} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05.f_{t28}}{\rho\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\rho = \frac{A}{b.d}$$

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

- pour les flèches dues aux charges de longues durées :

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Avec :

$$E_v = \frac{1}{3} E_i$$

$$I_{fv} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda i$$

- Détermination de l'axe neutre :

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15}$$

- Moment d'inertie de la section totale :

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2$$

Tableau 3-7 : Vérification de la flèche de l'escalier.

$\bar{f}$ (cm)	Y (cm)	I_0 (cm4)	σ_s (Mpa)	ρ	u	λ_i	λ_v	I_{fi} (cm^4)
0,78	8.03	31814,366	148.13	0,003	0.1001	6.27	2,51	21514.04
I_{fv} (cm^4)	Ei (Mpa)	Ev (Mpa)	fi (mm)	fv (mm)	Δf (cm)	Δf (mm)	$\bar{f}$ (mm)	Δf<fbarr
27992.71	32164,195	10721,398	1.98	4.58	0.259	2.59	7.8	cv

d) Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangentielle conventionnelle : $\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

$T_u = R_b = 23.74kn$, $b = 100cm$, $d = 13.5cm$

$\rightarrow \quad \tau_u = 0.175MPA$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2\, f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\right] = 3.33\,\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.175\,\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\,\text{MPa}$ ….. (c.v)

e) Vérification de l'espacement

les armatures longitudinales :

En travée: St= 25 cm ≤min[3h=51cm;33cm]=33cm

En appuis: St=25 cm ≤ min[4h=72cm;33cm]=33cm

les armatures de repartitions :

En travée: St= 25 cm ≤min[3h=51cm;33cm]=33cm

En appuis: St=25 cm ≤ min[4h=72cm;33cm]=33cm

III.3.5 Armatures de répartitions :

$A_r = \frac{A_S}{4}$ $\rightarrow$ $A_r = 1.41cm^2$

Donc on adopte un ferraillage de $5T10/1m$ $\rightarrow$ $A_r = 3.92cm^2$

III.3.6 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est considérée comme une poutre encastrer sur les deux poteau elle est de section ***(b×h)***.

a) Pré dimensionnement :

La poutre palière a une longueur ***L=2.80m***

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \rightarrow 18.66cm < h < 28cm$$

On prend : ***h=30cm et b=30cm***

Vérification des conditions du RPA99V2003 :

$b \geq 20cm \rightarrow On : b = 30cm$ ……**Condition vérifiée**

$h \geq 30cm \rightarrow On : h = 30cm$ ……**Condition vérifiée**

$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow On : \frac{30}{30} = 1$ ……**Condition vérifiée**

b) Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $30 \times 30 \times 25 = 2.25Kn/mL$
- Réaction d'escalier : $Ru = 23.74Kn/m$ $Rs = 19.14Kn/m$
- Poids propre de mur double cloison : $2.43 \times 3.23 = 7.86Kn/mL$

× *ELU :*

$P_U = 1.35(G_P) + Ru + Gm \rightarrow P_U = 34.64KN/mL$

$M_{0u} = \frac{P_u.L^2}{24} = 11.31KN/m \rightarrow Mt_u = 0.85M_{0u} = 9.62KN/m$

$\rightarrow Ma_u = 0.6M_{0u} = 6.79KN/m$

× *ELS :*

$P_{ser} = G_P + R_P + Gm \rightarrow P_{ser} = 29.25KN/mL$

$M_{0ser} = \frac{P_{ser}.L^2}{24} = 9.56KN/m \rightarrow Mt_{ser} = 0.85M_{0u} = 8.12KN/m$

$\rightarrow Ma_{ser} = 0.6M_{0ser} = 5.73KN/m$

c) Ferraillage :

Les données :

Béton : $fc_{28} = 25MPA$, $ft_{28} = 2.1MPA$, $\gamma_b = 1.5$, $\sigma_{bc} = 14.2MPA$ .h=30cm, d=27.5cm

Acier : $Fe = 400MPA$, $\gamma_S = 1.15$, $\sigma_S = 348MPA$.

× En appuis :

$$\mu = \frac{Ma}{b.d^2.\sigma_{bc}} \rightarrow \mu = 0.008$$

$\mu = 0.016 < \mu_L = 0.391$ Pas d'armature comprimée $A'_S = 0$

➔ $\alpha = 0.01$

➔ $\beta = 0.989$

$$A_S = \frac{Ma}{\beta d \sigma_S} \quad \rightarrow \quad A_S = 0.73 cm^2$$

- *Sur travée:*

$$\mu = \frac{Mt}{b.d^2.\sigma_{bc}} \quad \rightarrow \quad \mu = 0.031$$

➔ $\alpha = 0.0406$

➔ $\beta = 0.984$

$$A_S = \frac{Mt}{\beta d \sigma_S} \quad \rightarrow \quad A_S = 1.04 cm^2$$

d) Condition de non fragilité :

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

En travées: $A = 3.39\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0.90\ cm^2$ …..(c.v)

En appuis : $A = 3.39\ cm^2 \geq A_{min} = \frac{30 \times 30}{1000} = 0.90\ cm^2$ …… (c.v)

e) Choix d'armatures :

- *En travée :*

$A_S = 3.39 cm^2$ ➔ $3T12$

- *Sur appuis :*

$A_S = 3.39 cm^2$ ➔ $3T12$

f) Armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10}\right\} \quad \rightarrow \quad \phi \leq \min\{8.5,12,30\} \ Soit \ \phi = 8mm$$

Espacement st :

- $st = \min\left\{\frac{h}{4}, 12\phi, 10cm\right\}$ ➔ $st = 7.5cm$ Zone nodale
- $st = \min\{,10\phi, 15cm\}$ ➔ $st = 15cm$ Zone courant

g) Vérification de l'effort tranchant :

$V = 38.53KN$, $b = 30cm$, $d = 27.5cm$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \rightarrow \tau_u = 0.467MPA$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 fc_{28}, 5MPA\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25MPA$$

$(\tau_u = 0.467) < (\bar{\tau}_u = 3.25)$ ……**Condition vérifiée**

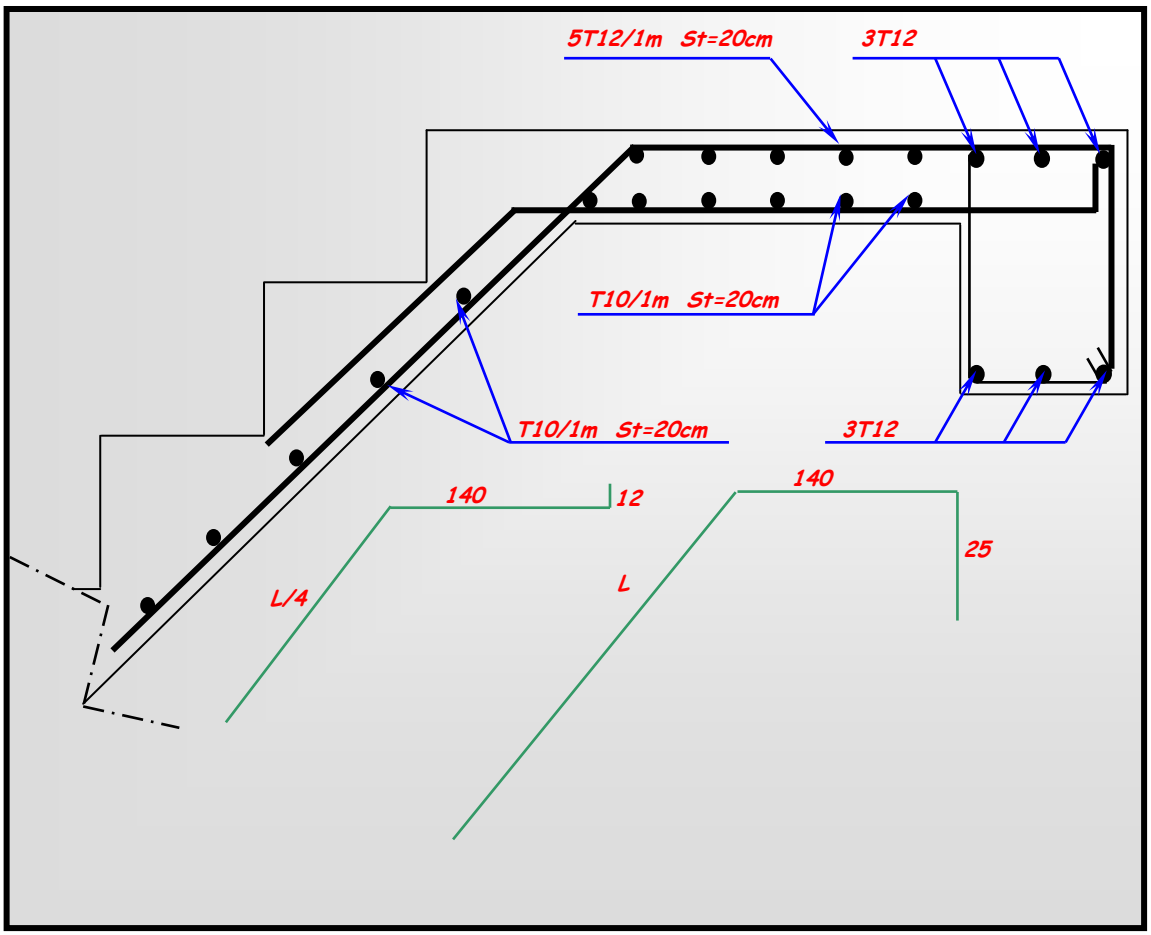


Fig3.14: Disposition constructive des armatures de l'escalier.

III.4 ETUDE DES DALLES PLEINES :

Les dalles sont des plaques minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Dans notre bâtiment on a un seul type de dalle :

Dalles encastré sur une couté (comme une console)

III.4.1 Méthode de calcul

Une dalle est un élément, généralement rectangulaire dont une dimension (épaisseur) Est faible vis-a-visdes deux autre (dimension en plan) .

Dans une plancher,en appelle panneaux de dalle les partier de dalle bordées par les poutre-supports (poutrelle est poutres du plancher).

III.4.2 Evaluation des charges :

Charges de dalle plein :

$G_1 = 5.33$ KN/m² Q=3.5KN/m²

Charges de mur double cloison :

$G_2 = 2.43$ KN/m² S = 5.57m²

a) ELU :

$P_{u1}=1.35G+1.5Q$ ➔ $P_{u1}=12.45$ KN/m²

$M_{u1}=Q_u L^2/2$ ➔ $M_{u1}=8.3$KN.ml

$P_{u2}=1.35(G_2 * S)$ ➔ $P_{u2}=18.28$ KN.ml

$M_{u2}=Q_{u2} L$ ➔ $M_{u2}=21.11$ KN.ml

$M_u = M_{u1} + M_{u2}$ ➔ $M_u = 29.41$ KN.ml

b) ELS :

$Q_{s1}=G+Q$ ➔ $Q_{s1}=8.83$ KN/m²

$M_{s1}=Q_s L^2/2$ ➔ $M_{s1}=5.89$KN.ml

$Q_{s2}=(G_2 * S)$ ➔ $Q_{s2}=13.54$ KN.ml

$M_{s2}=Q_{u2} L$ ➔ $M_{u2}=15.63$ KN.ml

$M_u = M_{s1} + M_{s2}$ ➔ $M_u = 21.53$ KN.ml

III.4.3 Calcul d'armatures à ELU :

Acier : $Fe = 400MPA$, $\gamma_S = 1.15$, $\sigma_S = 348MPA$

Béton : $fc_{28} = 25MPA$, $ft_{28} = 2.1MPA$, $\gamma_b = 1.5$, $\sigma_{bc} = 14.2mpa$

b=100cm, h=15cm, d=0.9h=13.5cm

Le calcul se fait à la flexion simple

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_S} \quad \rightarrow \quad \mu = 0.114$$

$(\mu = 0.141) < (\mu_L = 0.391)$ *Pas d'armature comprimer* $A'_S = 0$

➔ $\alpha = 0.1517$

➔ $\beta = 0.939$

$(\mu_U = 0.114) < (\mu_{AB} = 0.186)$

$$A_S = \frac{M_u}{\beta d \sigma_S} \quad \rightarrow \quad A_S = 6.67cm^2$$

Donc on adopte un ferraillage de $6T12/1m$ ➔ $As = 6.78cm^2$

III.4.4 Vérification :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{ft_{28}}{Fe} \quad \rightarrow \quad A_{min} = 1.63cm^2$$

$(A_S = 6.78cm^2) > (A_{min} = 1.63cm^2)$ ..... **Condition vérifiée**

Vérification de l'espacement entre les aciers :

$$S_{tadm} \le Min\begin{cases} 3h = 45cm \\ 33cm \end{cases} = 33cm$$

L'espacement réel = b/n = 100/6 = 16.67cm ; on adopte : esp = 17 cm

b) Vérification de l'effort tranchant :

La dalle est réalisée sans reprise de bétonnage

$$\tau_u \le \overline{\tau_u} \quad \rightarrow \quad \left(\frac{V_u}{b_0.d}\right) \le \left(\frac{0.07\, f_{c_{28}}}{\gamma_b}\right)$$

$$\tau_u = 0.242MPa \qquad \overline{\tau_u} = 1.17MPa$$

$(\tau_u = 1.17MPa) > (\overline{\tau_u} = 0.242MPa)$ ……**Condition vérifiée**

c) ELS :

La vérification des contraintes se fait à l'ELS. Il y a lieu donc de vérifier que les contraintes dans le béton comprimé (σ_{bc}) et dans l'acier tendu (σ_{st}) ne dépassent pas la contrainte limite.

$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times fc_{28}$ ➔ $\overline{\sigma_b} = 15MPA$ La vérification aux contraintes est satisfaite.

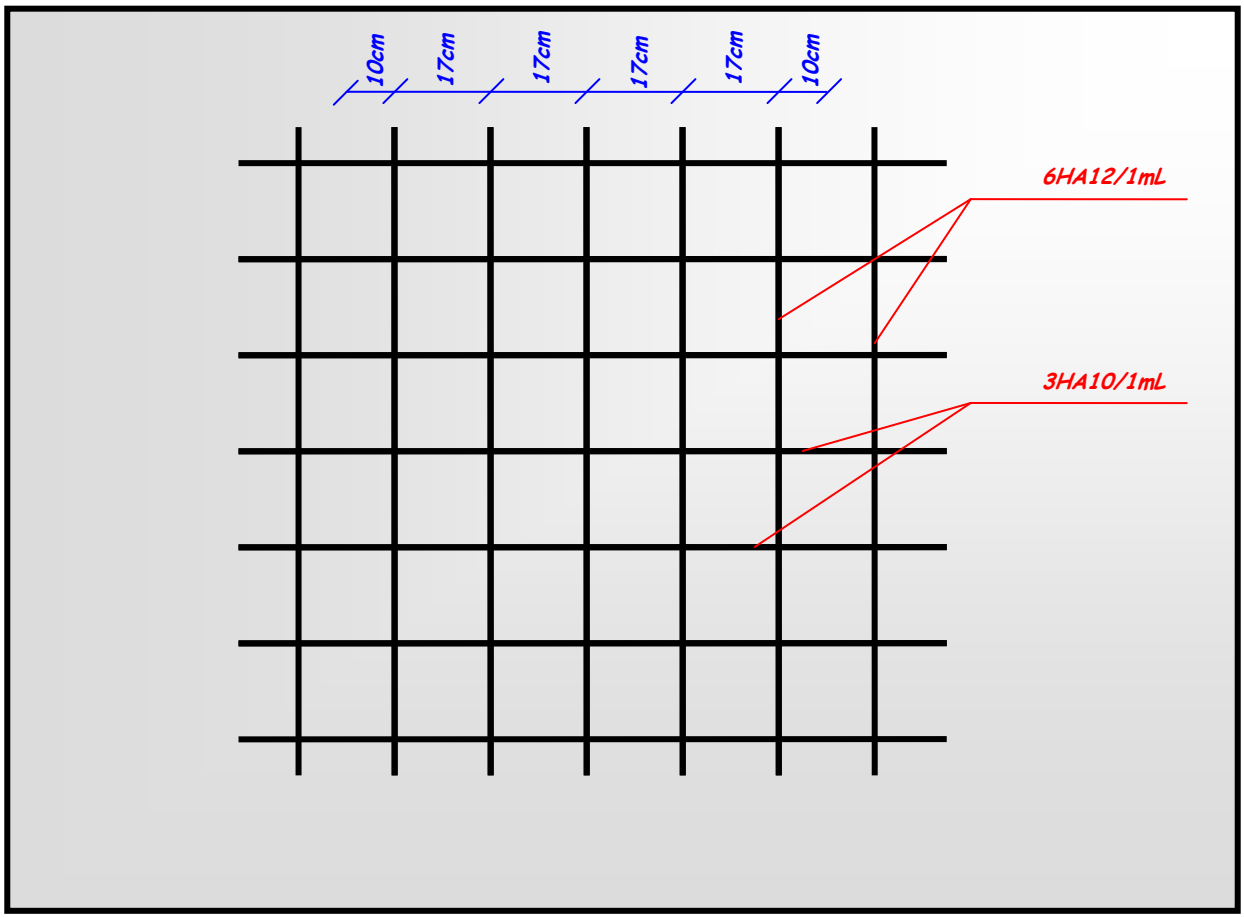


Fig.3.15: Détail de ferraillage de la dalle

IV.1 INTRODUCTION :

Le calcul parasismique à pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la repense sismique et le dimensionnement des élément de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, les concepteurs pourraient dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et divers méthodes de calcule ont été proposées parmi lesquelles on distingue trois méthodes très couramment utilisées

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

IV.2.Caractéristique géométrique de la structure :

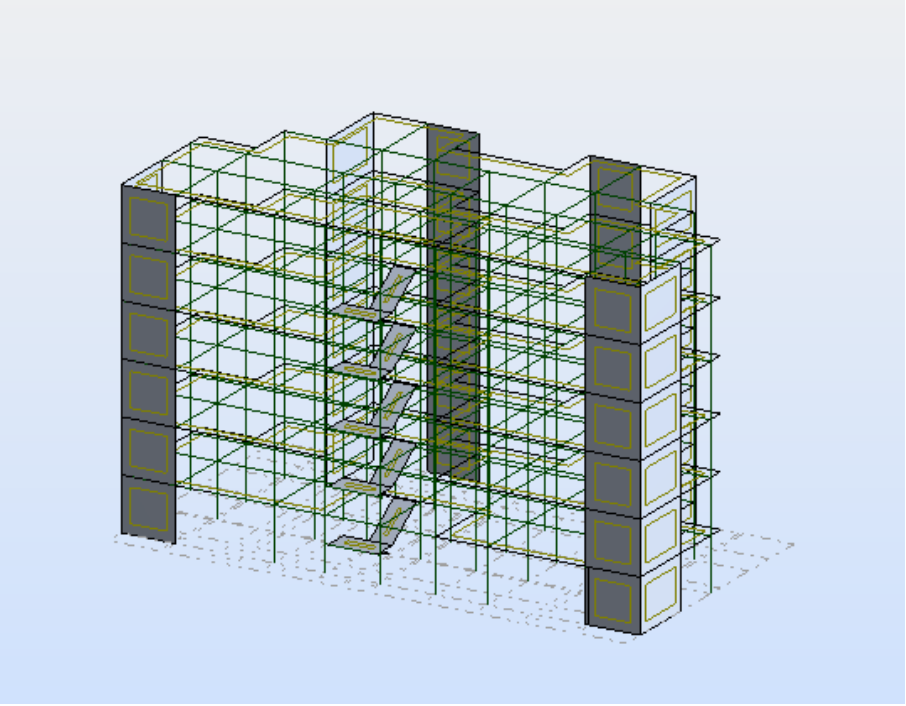


Figure 4 -1 : positionnement des voiles en 3D

Epaisser des voiles

e = 15cm ,

Langueur des voiles

V_1= V_2=4.15 m

V_3= V_4=3.70m

V_5= V_6 =2.80m

V_7=V_8= 2.60m

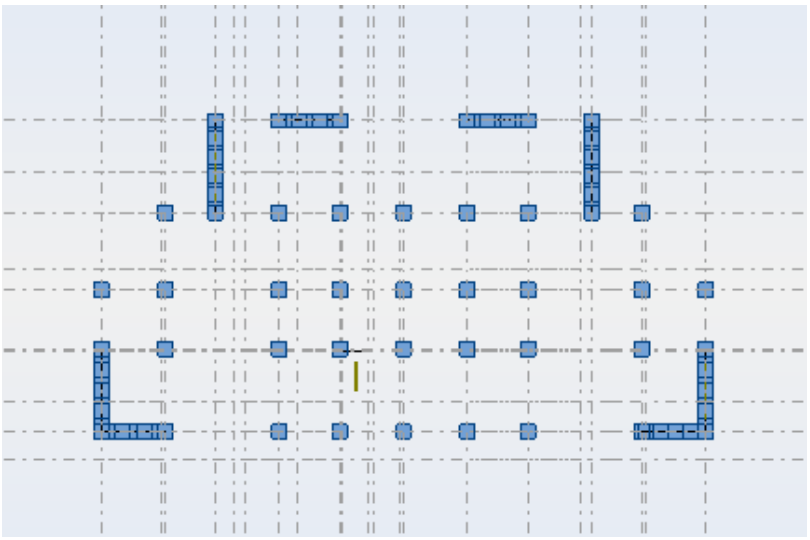


Figure *4* -2 : positionnement des voiles (vue en plan)

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

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

IV.2.1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$XG = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV.2.a.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.

- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_T = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad Y_T = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- Ix et I y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- XT, YT : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou Il un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$

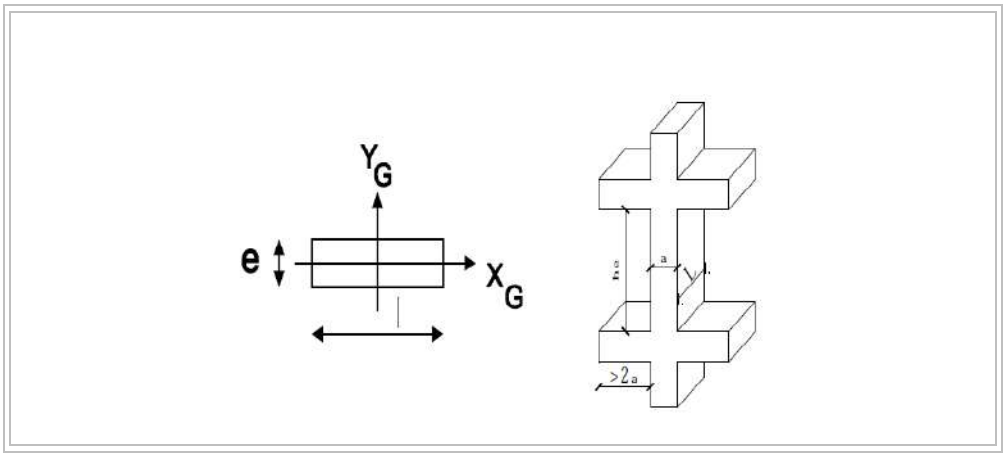


Figure 4 .3 : caractéristiques géométriques d'un refend plein

IV.2.3. Excentricité :

IV.2.3.1. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Après analyser par ***ROBOT***, en obtient le résultat présent dans le tableau suivant :

Tableau 4.1. : Calcul de l'excentricité théorique

Niveau	*Position du centre de masse*		*Position du centre de Torsion*		*Excentricité*	
	X_G (m)	Y_G (m)	X_t	Y_t	e_x	e_y
-6-	14.78	8.29	14.83	9.68	0,05	1,39
-5-	14.78	8.29	14.83	9.68	0,05	1,39
-4-	14.77	8.30	14.83	9.69	0,05	1,39
-3-	14.77	8.30	14.83	9.69	0,05	1,39
-2-	14.77	8.31	14.83	9.70	0,06	1,39
-1-	14.85	8.58	14.85	9.70	0,00	1,12

IV.2.3.2. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} Ex = 0{,}05.\ Lx \\ Ey = 0{,}05.\ Ly \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau 4.2:

Tableau 4-2. : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
+18.36	29,70	16,58	1,49	0,76
+15.30	29,70	16,58	1,49	0,76
+12.24	29,70	16,58	1,49	0,76
+9.18	29,70	16,58	1,49	0,76
+6.12	29,70	16,58	1,49	0,76
+3.06	29,70	16,58	1,49	0,76

IV.2.3.3. Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7] Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau 4-3 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	Ex Théo	Ex ACC	Ex Théo ±Ex ACC	Ey Théo	Ey ACC	Ey Théo±Ey ACC
+18.36	0,05	1,49	1,54	1,39	0,76	2,15
+15.30	0,05	1,49	1,54	1,39	0,76	2,15
+12.24	0,05	1,49	1,54	1,39	0,76	2,15
+9.18	0,05	1,49	1,54	1,39	0,76	2,15
+6.12	0,06	1,49	1,55	1,39	0,76	2,15
+3.06	0,00	1,49	1,49	1,12	0,76	1,88

IV .3 Choix de la méthode de calcul :

-a) Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes

Zone I :

- Tous groupes

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3.
- Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

b) Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale:

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

c) Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique:

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3.1 Classification de l'ouvrage selon les RPA 99/V2003 :

a) Classification de l'ouvrage selon son importance :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Alger (**Zone III**), il sera classé en '**Groupe2**'.

b) Classification de site :

D'après l'article (3.3 RPA99/version2003); les sites sont cassés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécanique des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1** (site rocheux).
- **Catégorie S2** (site ferme).
- **Catégorie S3** (site meuble**).**
- **Catégorie S4 (**site très meuble).

Tableau 4.5 : Classification de site

Catégorie	Description	q_c (Mpa)	N (Mpa)	P_1 (Mpa)	E_p (Mpa)	q_u (Mpa)	V_s (m/s)
S_1	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	≥ 800
S_2	Ferme	>15	>50	>2	> 20	> 0.4	≥ 400 < 800
S_3	Meuble	1.5~15	10~50	1~2	5~20	0.1~0.4	≥ 200 < 400
S_4	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile	<1.5	<10	<1	< 5	< 0.1	≥ 100 < 200

Alors que notre structure est constitue dans un site de **catégorie S2** (site ferme).

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente ; c'est pourquoi le calcul sismique se fera par la méthode Modale Spectrale.

IV.3.2 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :

Principe :

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

IV.3.2.1 Spectres de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left[1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right] & \rightarrow \quad 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \rightarrow \quad T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \rightarrow \quad T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}}\left(\frac{Q}{R}\right) & \rightarrow \quad T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

η : coefficient de correction d'amortissement

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2(RPA99/version2003)

Dans notre cas $\xi = 7\%$ ➔ $\eta = 0.88$

***Q*:** facteur de qualité de la structure est fonction de :

La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent.

La régularité en plan et en élévation.

la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminer par la formule: $\mathbf{Q} = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$ (RPA99).

P_q: est la pénalité selon que le critère de la qualité q (est satisfait ou non).

Tableau 4.5 : détermination du facteur de qualité Q

Critère		Suivant X		Suivant Y	
		observé	Valeur	observé	Valeur
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Non	0.1

$\mathbf{Q} = 1 + \sum_{1}^{6} P_q \Rightarrow \mathbf{Q} = 1 + 0{,}1 + 0 \Rightarrow \mathbf{Q} = 1{,}05$

A = 0.25 (tableau 4.1 RPA99/version2003)
R =5 (structure mixte avec interaction–tableau4.3RPA99/version2003).
T_1 = 0.15s (tableau 4.7 RPA99version 2003)
T_2 = 0.40s
Q = 1.05

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

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

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

A) Pour fc28 =25 MPA

IV.4.1. Vérification de comportement :

Tableau 4-6 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	*Mode 2*	*Mode 3*
translation pure suivant l'axe X de 66.49**(%)**	translation pure suivant l'axe Y 63.54**(%)**	rotation pure autour de l'axe z

IV. 4.2. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après **RPA99, Art 4.3.4.a.**

Tableau 4-7 : Cumul des masses modales effectives **(%)**modes

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0,39	66,49	0,27	0,55
2	0,33	66,79	63,81	1,14
3	0,30	66,80	64,95	1,42
4	0,29	66,80	65,71	1,82
5	0,29	66,80	65,71	1,84
6	0,29	66,81	65,84	2,23
7	0,29	66,81	65,84	2,27
8	0,21	68,03	66,76	2,27
9	0,13	68,42	67,50	2,29
10	0,11	68,46	67,52	2,60
11	0,11	68,47	67,53	2,61
12	0,11	68,50	67,57	3,27
13	0,11	68,97	67,57	7,90
14	0,11	68,97	67,57	7,97
15	0,11	68,99	67,58	8,19
16	0,11	69,04	67,62	10,39
37	0,08	91.38	89.84	34,12
38	0,08	91.40	90.19	34,13

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le **38 ème mode**.

IV. 4.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [**RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4**]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule T=0.09*hN /$\sqrt{D}$
- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.
- hN : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Tx=0.406s

Ty= 0.303s

Tableau 4-8 : vérification des périodes

	T empirique(s)	T numérique(s)	1.3*Temp	T num ≤ 1.3*T emp
X	0.406	0.390	0.528	OUI
Y	0.303	0.390	0.394	OUI

IV. 4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée **[RPA99 version 2003 Art 4. 3.6].**

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0,8$

a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formul

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone :A = 0,25**
- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,4 s, tableau 4.7 (avec site S2)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

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

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx= 2.07

Dy= 2.07

- R : coefficient de comportement global de la structure : R =5

Taux de participation sismique des portiques et les voile :

NOTE : Apres la modalisation :

	X	Y
Portique	21 %	21 %
Voile	79 %	79 %

- Q : facteur de qualité : Qx=Qy=1.15
- W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad avec\ W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.2 (tableau 4.5) W= 25500.09Kn

Tableau 4-9 : Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.25	2.07	2.07	5	1.05	1.05	25121.21	2860.05	2860.05

Tableau 4-10 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (Kn45)	Vt (kN)	0.8*V	Vt ≥ 0.8*V
X	2860.05	3504,53	2288.04	OUI
Y	2860.05	3249,69	2288.04	OUI

IV. 4.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \qquad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

- Fix , Fiy: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : Mtx =XG.Wi , MtY =GY.Wi

Avec :

- XG , YG : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

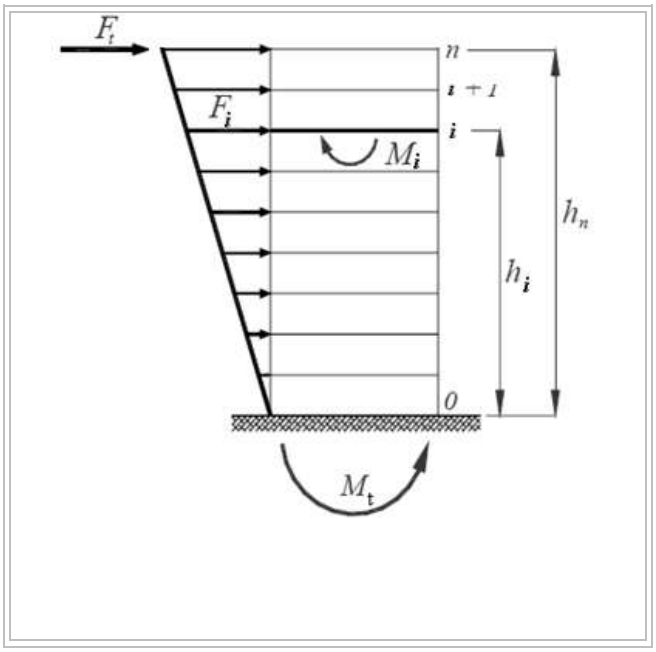


Figure 4-4 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV .4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,\text{s} \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,\text{s} \end{cases}$$

On a :

- TX = 0.406s → Ft = 0
- TY = 0,303 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right).V_Y = \alpha_Y.V_Y$$

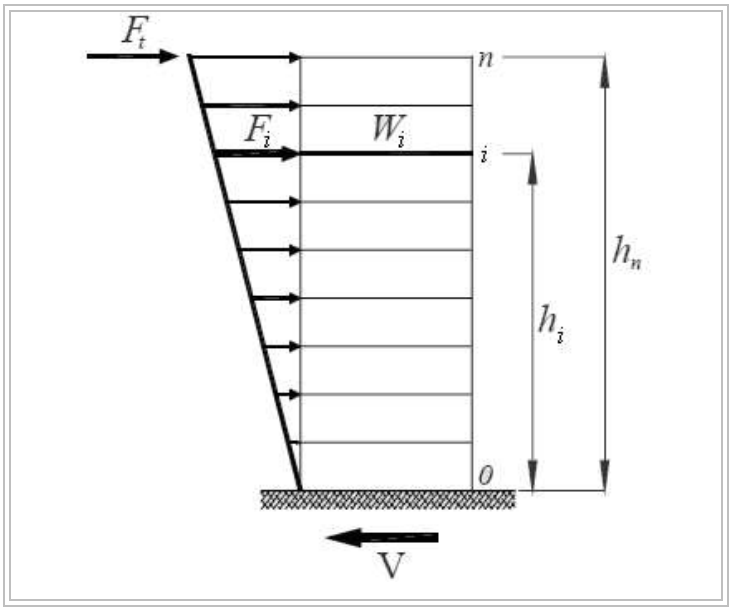


Figure 4-5 : Distribution des forces sismiques

VX =3504,53KN **Tableau 4-11** : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	Wi (kN)	Wihi	αx	Fix (kN)
+18.36	1728.14	31728,650	0,37	1296,676
+15.30	1820.11	27847,683	0,186	651,843
+12.24	1940.67	23753,801	0,194	679,879
+9.18	1940.67	17815,351	0,092	322,417
+6.12	2077.29	12713,015	0,085	290,876
+3.06	2077.29	6356,507	0,074	259,335
SOMME		120215,007	0,999	3501,025

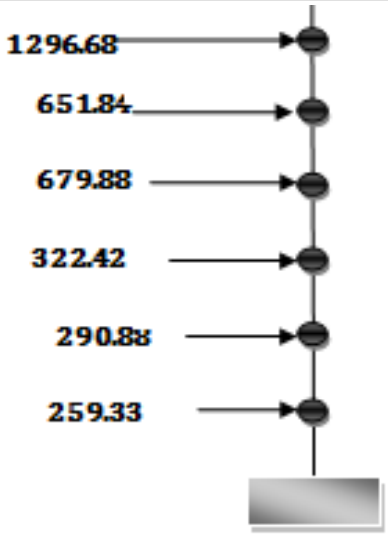


Figure 4-6 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

V_Y = 3249,69kN **Tableau 4-12** : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{iy} (kN)
+18.36	1728,14	31728,650	0,37	1202,385
+15.30	1820,11	27847,683	0,186	604,442
+12.24	1940,67	23753,801	0,194	630,440
+9.18	1940,67	17815,351	0,092	298,971
+6.12	2077,29	12713,015	0,085	269,724
+3.06	2077,29	6356,507	0,0754	240,477
SOMME		120215,007	0.99	3246,440

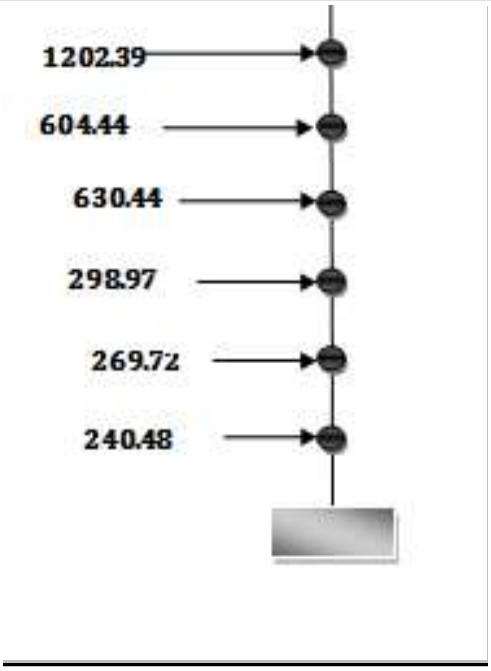


Figure 4-7 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV. 4.5.2. Moment de renversement :

Tableau 4-13 : calcul du moment de renversement

hi (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+18.36	1296.68	1202.39	4415,16	4761,39
+15.30	651.84	604.44	4126,78	4450,40
+12.24	679.88	630.44	3659,41	3946,38
+9.18	322.42	298.97	5787,44	6241,29
+6.12	290.88	269.72	3699,19	3989,28
+3.06	259.34	240.48	3679,30	3967,83
∑Mo			25367,26	27356,57

IV. 4.5. 3. Moment stabilisant :

Tableau 4-14 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (KN)	XG(m)	YG(m)	Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)
+18.36	2077,29	14.78	8.29	30702,35	17220,73
+15.30	2077,29	14.78	8.29	30702,35	17220,73
+12.24	1940,67	14.77	8.30	28663,70	16107,56
+9.18	1940,67	14.77	8.30	28663,70	16107,56
+6.12	1820,11	14.77	8.31	26883,02	15125,11
+3.06	1728,14	14.85	8.58	25662,88	14827,44
∑Mt				171277,99	96609,15

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau 4-15 : Verification de la stabilité

Mtx (kN.m)	Mty (kN.m)	Mox (kN.m)	Moy (kN.m)	Mtx/Mox	Mty/Moy	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
171277,99	96609,15	25367,26	27356,57	6.75	3.53	OUI

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 4.6. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k.

Tableau 4-16 : Vérification des déplacements inter-étages sens

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δ k= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δ k≤0,01.he
+18.36	0.4	2.00	0.00	3.06	OUI
+15.30	0.40	2.00	0.5	3.06	OUI
+12.24	0.3	1.5	0.5	3.06	OUI
+9.18	0.2	1.0	0.00	3.06	OUI
+6.12	0.2	1.0	0.5	3.06	OUI
+3.06	0.1	0.5	0.5	3.06	OUI
+0.00	0.00	0.00			

Tableau 4-17 : Vérification des déplacements inter-étages sens Y.

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δ k= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δ k≤0,01.he
+18.36	0.5	2.50	0.50	3.06	0UI
+15.30	0.4	2.00	0.00	3.06	0UI
+12.24	0.4	2.00	0.5	3.06	0UI
+9.18	0.3	1.50	0.50	3.06	0UI
+6.12	0.2	1.00	0.5	3.06	0UI
+3.06	0.1	0.50	0.5	3.06	0UI
+0.00	0.00	0.00			

IV. 4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = Pk \ \Delta k \ / \ Vk*hk \ \leq 0.10$

- Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau 4-18 : Vérification l'effet P-Δsens X

hk (m)	Pk(KN)	Fix (KN)	Vkx(KN)	Δk(cm)	θ	θ≤ 0.10
+18.36	2077,29	1296.68	1296.68	0.00	0.000	OUI
+15.30	2077,29	651.84	1948.52	0.5	0.001	OUI
+12.24	1940,67	679.88	2628.4	0.5	0.0012	OUI
+9.18	1940,67	322.42	2950.82	0.00	0.000	OUI
+6.12	1820,11	290.88	3241.70	0.5	0.005	OUI
+3.06	1728,14	259.34	3501.04	-------	-------	-------

Tableau 4-19 : Vérification l'effet P-Δsens Y .

hk (m)	Pk (KN)	Fiy (KN)	Vky (KN)	Δky (cm)	θ	θ≤ 0.10
+18.36	2077,29	1202.39	1202.39	0.50	0.0005	OUI
+15.30	2077,29	604.44	1806.83	0.00	0.000	OUI
+12.24	1940,67	630.44	2437.27	0.50	0.0013	OUI
+9.18	1940,67	298.97	2736.24	0.50	0.0036	OUI
+6.12	1820,11	269.72	3005.96	0.50	0.0055	OUI
+3.06	1728,14	240.48	3246.44	-------	-------	-------

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

B)Pour fc28 =40 MPA

IV.4.1. Vérification de comportement :

Tableau 4-20 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	*Mode 2*	*Mode 3*
translation pure suivant l'axe X **66.82(%)**	translation pure suivant l'axe Y 63.54**(%)**	rotation pure autour de l'axe z

IV. 4.2. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après **RPA99, Art 4.3.4.a.**

Tableau 4-21 : Cumul des masses modales effectives **(%)**modes .

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0,37	66,82	0,27	0,55
2	0,31	67,15	63,81	1,14
3	0,28	67,15	64,95	1,42
4	0,28	67,16	65,71	1,82
5	0,28	67,16	65,71	1,84
6	0,27	67,16	65,84	2,23
7	0,27	67,16	65,84	2,27
8	0,20	68,33	66,76	2,27
9	0,12	68,86	67,50	2,29
10	0,11	68,89	67,52	2,60
11	0,11	68,90	67,53	2,61
12	0,11	68,90	67,57	3,27
13	0,11	68,90	67,57	7,90
14	0,11	68,90	67,57	7,97
15	0,10	70,63	67,58	8,19
16	0,10	70,64	67,62	10,39
17	0,10	72,45	68,05	10,43
21	0,10	91.18	89.65	34,12
22	0,09	91.32	90.05	34,13

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le **22 ème mode**.

IV. 4.3. Vérification des périodes :

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [**RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4**]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule T=0.09*hN /$\sqrt{D}$
- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.
- hN : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Tx= 0.406 s

Ty=0.303 s

Tableau 4-22 : vérification des périodes

	T empirique(s)	T numérique(s)	1.3*Temp	Tnum ≤ 1.3*Temp
X	0.406	0.370	0.528	OUI
Y	0.303	0.370	0.394	OUI

IV. 4.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée **[RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]**

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0,8$

a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Avec :

- **A : coefficient d'accélération de zone :A = 0,25**
- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,4 s, tableau 4.7 (avec site S2)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

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

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

Dx= 2.07

Dy= 2.07

- R : coefficient de comportement global de la structure : R =3.5
- Q : facteur de qualité : Qx=Qy=1.15
- W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad avec\ W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.2 (tableau 4.5) W= 26324,22 kN

Tableau 4-23 : Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.25	2.07	2.07	5	1.05	1.05	26324,22	2997.01	2997.01

Tableau 4-24 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (Kn45)	Vt (kN)	0.8*V	Vt ≥ 0.8*V
X	2997.01	3522,3	2397.61	OUI
Y	2997.01	3287,17	2397.61	OUI

IV. 4.5. Vérification de la stabilité au renversement :

IV .4.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [Art 4.2.5]

VX = 3522,3 KN

Tableau 4-25 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	Wi (kN)	Wihi	αx	Fix (kN)
+18.36	1865,49	34250,396	0,272	958,066
+15.30	1957,46	29949,138	0,159	560,046
+12.24	2078,02	25434,965	0,188	662,192
+9.18	2078,02	19076,224	0,158	556,523
+6.12	2214,64	13553,597	0,119	419,154
+3.06	2214,64	6776,798	0,102	359,275
SOMME		129041,118	0,998	3515,255

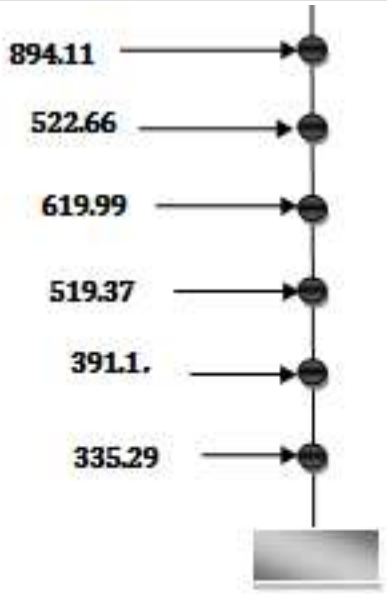


Figure 4-8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.

V_Y = 3287,17 kN

Tableau 4-26 : Forces sismiques selon la hauteur suivant

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{iy} (kN)
+18.36	1865,49	34250,396	0,272	894,110
+15.30	1957,46	29949,138	0,159	522,660
+12.24	2078,02	25434,965	0,188	617,988
+9.18	2078,02	19076,224	0,158	519,373
+6.12	2214,64	13553,597	0,119	391,173
+3.06	2214,64	6776,798	0,102	335,291
SOMME		129041,118	0,998	3280,596

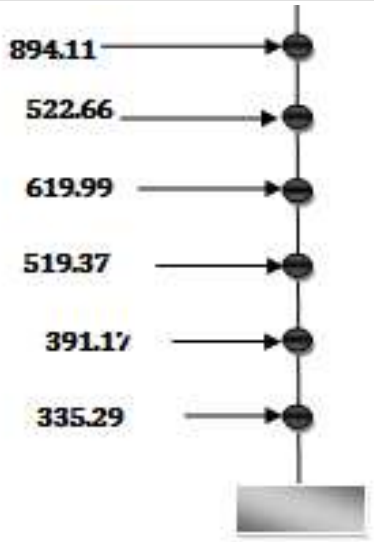


Figure 4-9 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV. 4.5.2. Moment de renversement :

Tableau 4-27 : calcul du moment de renversement

hi (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
+18.36	958,066	894,110	16415,86	17590,17
+15.30	560,046	522,660	7996,70	8568,77
+12.24	662,192	617,988	7564,20	8105,21
+9.18	556,523	519,373	4767,82	5108,85
+6.12	419,154	391,173	2393,96	2565,20
+3.06	359,275	335,291	1025,99	1099,40
∑Mo			40164,52	43037,58

IV. 4.5. 3. Moment stabilisant :

Tableau 4-28: calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	Wi (KN)	XG(m)	YG(m)	Mtxi (KN.m)	Mtyi (KN.m)
+18.36	1865,49	14.78	8.29	27571,94	15464,91
+15.30	1957,46	14.78	8.29	28931,26	16227,34
+12.24	2078,02	14.77	8.30	30692,36	17247,57
+9.18	2078,02	14.77	8.30	30692,36	17247,57
+6.12	2214,64	14.77	8.31	32710,23	18403,66
+3.06	2214,64	14.85	8.58	32887,40	19001,61
∑Mt				183485,55	103592,66

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau 4-29 : Vérification de la stabilité .

Mtx (kN.m)	Mty (kN.m)	Mox (kN.m)	Moy (kN.m)	Mtx/Mox	Mty/Moy	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
183485,55	103592,66	40164,52	43037,58	4.57	2.41	OUI

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV. 4.6. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec :

- he : la hauteur de l'étage k

Tableau 4-30 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δ k= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δ k≤0,01.he
+18.36	0.4	2.0	0.5	3.06	0UI
+15.30	0.3	1.5	0.0	3.06	0UI
+12.24	0.3	1.5	0.5	3.06	0UI
+9.18	0.2	1.0	0.5	3.06	0UI
+6.12	0.1	0.5	0.0	3.06	0UI
+3.06	0.1	0.5	0.5	3.06	0UI
+0.00	0.0	0.0			

Tableau 4-31 : Vérification des déplacements inter-étages sensY.

Niveau (m)	δe (cm)	δk =R. δe (cm)	Δ k= δ k –δ k-1 (cm)	0,01.he (cm)	Δ k≤0,01.he
+18.36	0.7	3.5	0.0	3.06	OUI
+15.30	0.7	3.5	1.0	3.06	OUI
+12.24	0.5	2.5	0.5	3.06	OUI
+9.18	0.4	2.0	1.0	3.06	OUI
+6.12	0.2	1.0	0.5	3.06	OUI
+3.06	0.1	0.5	0.5	3.06	OUI
+0.00	0.0	0.0			

IV. 4.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$

- Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau 4-32 : Vérification des déplacements inter-étages sens X

hk (m)	Pk(KN)	Fix (KN)	Vkx(KN)	Δk(cm)	θ	θ≤ 0.10
+18.36	1865,49	958,066	958,066	0.5	0.0003	OUI
+15.30	3822.95	560,046	1518.112	0.0	0.00	OUI
+12.24	5900.97	662,192	2180.304	0.5	0.0012	OUI
+9.18	2978.99	556,523	2736.827	0.5	0.0006	OUI
+6.12	10193.63	419,154	3155.981	0.0	0.006	OUI
+3.06	12408.27	359,275	3515.256	-------	-------	-------

Tableau 4-33 : Vérification l'effet P- sens Y**Δ.**

hk (m)	Pk (KN)	Fiy (KN)	Vky (KN)	Δky (cm)	θ	θ≤ 0.10
+18.36	1865,49	894,110	894,110	0.50	0.0006	OUI
+15.30	3822.95	522,660	1416.77	0.00	0.000	OUI
+12.24	5900.97	617,988	2034.76	0.50	0.001	OUI
+9.18	2978.99	519,373	2554.13	0.50	0.0006	OUI
+6.12	10193.63	391,173	2954.3	0.50	0.003	OUI
+3.06	12408.27	335,291	3280.59	-------	-------	-------

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

Tableau 4-34 : Tableau récapitulative de résultats de l'analyse dynamique :

	f_{c28} = 25 MPa		f_{c28} = 40 MPa	
	Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
Modes	66.49 %	63.54 **%**	66.32 %	65.68**%**
Participation M	Mode 37	Mode 38	Mode 21	Mode22
Période	0.39	0.39	0.37	0.37
Force sism tot	3504,53	3249,69	3515,25	3280,59
Force sism ET5	1296,676	1202,385	958,066	894,110
Force sism ET4	651,843	604,442	560,046	522,660
Force sism ET3	679,879	630,440	662,192	617,988
Force sism ET2	322,417	298,971	556,523	519,373
Force sism ET1	290,876	269,724	419,154	391,173
Moment de renv	171277,99	96609,15	183485,55	103592,66
Dépl ET5 (cm)	2	2.5	2	3.5
Dépl ET4 (cm)	2	2	1.5	3.5
Dépl ET3 (cm)	1.5	2	1.5	2.5
Dépl ET2 (cm)	1	1.5	1	2
Dépl ET1 (cm)	1	1	0.5	1
ET5Δl'effet P-	0.000	0.0005	0.0006	0.003
ET4Δl'effet P-	0.001	0.000	0.0006	0.0006
ET3Δl'effet P-	0.0012	0.0013	0.0012	0.001
ET2Δl'effet P-	0.000	0.0036	0	0
ET1Δl'effet P-	0.005	0.0055	0.0003	0.0006

.***Conclusion:***

Les résultats de l'analyse dynamique pour les deux bétons sont présentés dans le tableau.
La comparaison des réponses dynamiques de la structure sous deux résistances de béton montre la résistance du béton à un effet

- Faible sur les modes et la force sismique totale, ainsi que l'effet P-Δ
- Moyen sur la période, la force sismique des deux premiers niveaux, ainsi que le déplacement.
- Important sur la force sismique du dernier niveau et le moment de renversement,

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 version 2003.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
  - ✓ E.L.U :1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - ✓ E.L.S G + Q
- les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :
  - ✓ G +Q ± E
  - ✓ 0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2. Ferraillage des poutres :

V.2.1Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau 5-1 : Les données de calcule.

situation durable			situation accidentelle		
Béton1	Béton 2	Acier	Béton1	Béton2	Acier
γ_b =1,5	γ_b =1,5	γ_s =1,15	γ_b = 1, 15	γ_b = 1, 15	γ_s =1,00
σ_b = 25 Mpa	σ_b = 40 Mpa	FeE 400	σ_b =25 Mpa	σ_b = 40 Mpa	FeE 400
$\overline{\sigma_b}$ =14,2 Mpa	$\overline{\sigma_b}$ = 22.7 Mpa		$\overline{\sigma_b}$ =18,48 Mpa	$\overline{\sigma_b}$ = 29.6 Mpa	

V.2.2. Recommandations du R.P.A99 :

V.2.2.a. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques .Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 ϕ en Zone III.

V.2.2.b. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par : At =0 ,003. St .b.
  - b : largeur de la poutre.
  - St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
    - St ≤ h/2 en Zone courante.
    - St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les Tableaux suivants :

Tableau 5-2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa** .

	niveau	dimension		position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm2)	A caculer cm²	A choiser cm²	HA
		b	h							
Intermédiaire	Terrasse	30	50	traver	99.25	1.35G+1.5Q	0	6.22	8.01	3HA12+3HA14
		30	50	appui	-124.47	1.35G+1.5Q	0	7.25	8.01	3HA14+3HA12
	Etages	30	50	traver	66.02	1.35G+1.5Q	0	3.53	4.62	3HA14
		30	50	appui	-108.60	G+Q+EdX	0	5.75	8.01	3HA14+3HA12
Rive	Terrasse	30	50	traver	113.25	G-0.8EdX	0	7.75	8.01	3HA14+3HA12
		30	50	appui	-150.48	G+Q+Edx	0	7.64	8.01	3HA14+3HA12
	Etages	30	50	traver	152.55	G+Q+EdX	0	8.24	9.24	6HA14
		30	50	appui	-176.45	G+Q+EdX	0	8.91	9.24	6HA14

Tableau 5-3 : Ferraillage longitudinal des poutres principales pour $\mathbf{f}_{c28}$ **= 40 Mpa** .

	niveau	dimension		position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' (cm2)	A cacules cm²	A choiser cm ²	HA
		b	h							
Intermédiaire	Terrasse	30	50	traver	99.25	1.35G+1.5Q	0	6.22	6.88	2HA12+3HA14
		30	50	appui	-124.47	1.35G+1.5Q	0	7.25	8.01	3HA14+3HA12
	Etages	30	50	traver	66.02	G+Q+EdX	0	3.53	4.62	3HA14
		30	50	appui	-108.89	G+Q+EdX	0	5.57	6.88	2HA12+3HA14
Rive	Terrasse	30	50	traver	111.09	G-0.8EdX	0	6.14	6.88	2HA12+3HA14
		30	50	appui	-147.92	G+Q+Edx	0	7.64	8.01	3HA14+3HA12
	Etages	30	50	traver	149.37	G+Q+EdX	0	8.24	9.24	6HA14
		30	50	appui	-173.37	G+Q+EdX	0	8.91	9.24	6HA14

Tableau 5-4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires $\mathbf{f}_{c28}$ **= 25 Mpa** .

	niveau	dimension		position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' cm2	A calculés cm²	A choiser cm²	HA
		b	h							
Intermédiaire	Terrasse	30	30	appui	-51.61	G+Q+EdY	0	4.52	4.62	3HA14
	Etages	30	30	appui	-61.21	1.35G+1.5Q	0	6.06	6.88	3HA14+2HA12
Rive	Terrasse	30	30	appui	-31.28	G+Q+EdY	0	1.63	3.39	3HA12
	Etages	30	30	appui	-46.02	G+Q+EdX	0	4.05	4.62	3HA14

Tableau 5-5 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa**

	niveau	dimension		position	Mu (KN.m)	Combinaison	A' cm2	A calculés cm²	A choiser cm²	HA
		b	h							
Intermédiaire	Terrasse	30	30	appui	-61.37	1.35G+1.5Q	0	3.84	3.39	3HA12
	Etages	30	30	appui	-32.22	G+Q+EdY	0	1.98	3.39	3HA12
Rive	Terrasse	30	30	appui	-41.22	G+Q+EdX	0	2.55	3.39	3HA12
	Etages	30	30	appui	-45.73	0.8G+EdY	0	2.84	3.39	3HA12

V.2.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ = 0,6 fc28=15 MPa et on doit vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$.

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min ((2/3)*fe ; 110 $\sqrt{\eta \times f_{tj}}$)=202 Mpa et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$.

Tableau 5-6 :Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa**

	niveau	dimension		position	Mser(KN.m)	A choiser cm²	σ b	σ b bar	σ b≤σ b bar	σ s	σ s bar	σ s≤σ s bar
		b	h									
Intermédiaire	Terrasse	30	50	traver	72.68	8.01	6.55	15	CV	-	-	-
		30	50	appui	-90.67	8.01	8.17	15	CV	-	-	-
	Etages	30	50	traver	48.27	4.62	4.35	15	CV	-	-	-
		30	50	appui	-70.71	8.01	6.37	15	CV	-	-	-
Rive	Terrasse	30	50	traver	39.99	8.01	3.61	15	CV	90.33	201.63	CV
		30	50	appui	-76.42	8.01	6.89	15	CV	172.61	201.63	CV
	Etages	30	50	traver	27.40	9.24	2.47	15	CV	61.89	201.63	CV
		30	50	appui	-59.41	9.24	5.36	15	CV	134.19	201.63	CV

Tableau 5-7 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa**

	niveau	dimension		position	Mser(KN.m)	A adopter cm²	σ b	σ b bar	σ b≤σ b bar	σ s	σ s bar	σ s≤σ s bar
		b	h									
Intermédiaire	Terrasse	30	50	traver	72.23	6.88	6.51	24	CV	-	-	-
		30	50	appui	-90.44	8.01	8.15	24	CV	-	-	-
	Etages	30	50	traver	48.03	4.62	4.33	24	CV	-	-	-
		30	50	appui	-66.66	6.88	6.01	24	CV	-	-	-
rive	Terrasse	30	50	traver	39.99	6.88	3.61	24	CV	90.33	241.00	CV
		30	50	appui	-76.42	8.01	6.89	24	CV	172.61	241.00	CV
	Etages	30	50	traver	35.64	9.24	3.21	24	CV	80.50	241.00	CV
		30	50	appui	-66.84	9.24	6.03	24	CV	150.97	241.00	CV

Tableau 5-8:Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa**

		dimension		position	Mser KN.m	A choiser cm²	σ b	σ b bar	σ b≤σ b bar	σ s	σ s bar	σ s≤σ s bar
		b	h									
Intermédiaire	Terrasse	30	30	appui	-44.63	6.88	4.19	15	CV	-	-	-
	Etages	30	30	appui	-11.67	3.39	1.1	15	CV	-	-	-
Rive	Terrasse	30	30	appui	-6.28	4.62	0.59	15	CV	16.23	201.63	CV
	Etages	30	30	appui	-6.53	4.62	0.62	15	CV	26.88	201.63	CV

Tableau 5-9:Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa**

		dimension		position	Mser KN.m	A choiser cm²	σ b	σ b bar	σ b≤σ b bar	σ s	σ s bar	σ s≤σ s bar
		b	h									
Intermédiaire	Terrasse	30	30	appui	-44.51	3.39	10.11	24	CV	-	-	-
	Etages	30	30	appui	-12.60	3.39	2.86	24	CV	-	-	-
Rive	Terrasse	30	30	appui	-5.37	3.39	1.22	24	CV	21.64	241.00	CV
	Etages	30	30	appui	-5.00	3.39	1.14	24	CV	20.15	241.00	CV

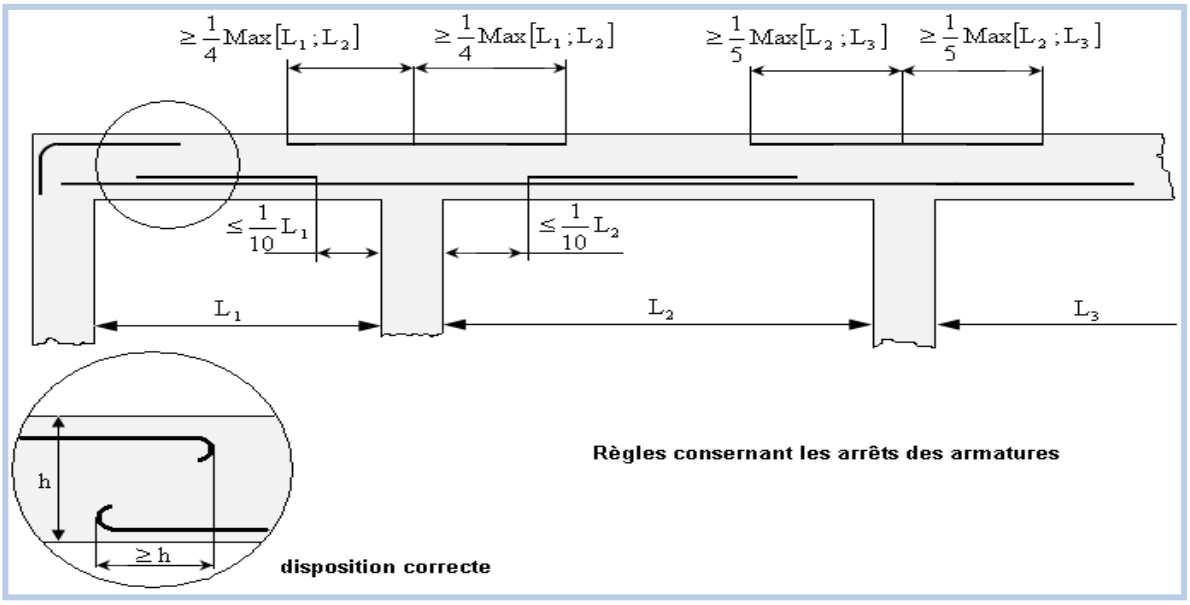


Figure 5-1 : Disposition des armatures pour les poutres.



V.2.4. Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA :

Il faut vérifie que :

- A tendue ≥ Amin CBA
- A Travée ≥ Amin RPA et A Travée ≤ Amax RPA
- A appui ≥ Amin RPA et A appui ≤ Amax RPA

Tableau 5-10 : vérification des poutres principales selon les conditions RPA pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa** ..

	niveau	dimension		position	A choiser cm²	A adopter cm	RPA 99			
		b	h				Amin (RPA) 99 cm²	Amax(RPA) 99 cm²	Aadopter≥Amin RPA 99	A adopt≤A max RPA 99
intermédiaire	Terrasse	30	50	traver	8.01	8.01	7.5	60	CV	CV
		30	50	appui	8.01	8.01	7.5	90	CV	CV
	Etages	30	50	traver	4.62	8.01	7.5	60	CNV	CV
		30	50	appui	8.01	8.01	7.5	90	CV	CV
Rive	Terrasse	30	50	traver	8.01	8.01	7.5	60	CV	CV
		30	50	appui	8.01	8.01	7.5	90	CV	CV
	Etages	30	50	traver	9.24	9.24	7.5	60	CV	CV
		30	50	appui	9.24	9.24	7.5	90	CV	CV

Tableau 5-11:vérification des poutres principales selon les conditions RPA pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa** ..

	niveau	dimensio		positio n	A choiser cm²	A Adopte r cm²	RPA 99			
		b	h				Amin (RPA) 99 cm²	Amax(RPA) 99 cm²	Aadopter≥Ami n RPA 99	A adopt≤A max RPA 99
intermédiaire	Terrasse	30	50	traver	6.88	8.01	7.5	60	CNV	CV
		30	50	appui	8.01	8.01	7.5	90	CV	CV
	Etages	30	50	traver	4.62	8.01	7.5	60	CNV	CV
		30	50	appui	6.88	8.01	7.5	90	CNV	CV
rive	Terrasse	30	50	traver	6.88	8.01	7.5	60	CNV	CV
		30	50	appui	8.01	8.01	7.5	90	CV	CV
	Etages	30	50	traver	9.24	9.24	7.5	60	CV	CV
		30	50	appui	9.24	9.24	7.5	90	CV	CV

Tableau 5-12 : vérification des poutres principales selon la condition CBA pour $\mathbf{f}_{c28}$ **= 25 Mpa**

	niveau	dimension		position	A choiser cm²	CBA 93	
		b	h			Amin CBA93 cm²	A adopter≥Amin CBA93
Intermédiaire	Terrasse	30	50	traver	8.01	1.5	CV
		30	50	appui	8.01	1.5	CV
	Etages	30	50	traver	4.62	1.5	CV
		30	50	appui	8.01	1.5	CV
Rive	Terrasse	30	50	traver	8.01	1.5	CV
		30	50	appui	8.01	1.5	CV
	Etages	30	50	traver	9.24	1.5	CV
		30	50	appui	9.24	1.5	CV

Tableau 5-13 : vérification des poutres principales selon la condition CBA pour $\mathbf{f}_{c28}$ **= 40 Mpa**

	niveau	dimension		position	A choiser cm²	CBA 93	
		b	h			Amin CBA93 cm²	A adopter≥Amin CBA93
intermédiaire	Terrasse	30	50	traver	6.88	1.5	CV
		30	50	appui	8.01	1.5	CV
	Etages	30	50	traver	4.62	1.5	CV
		30	50	appui	6.88	1.5	CV
rive	Terrasse	30	50	traver	6.88	1.5	CV
		30	50	appui	8.01	1.5	CV
	Etages	30	50	traver	9.24	1.5	CV
		30	50	appui	9.24	1.5	CV

Tableau 5-14 : vérification des poutres secondaires selon les conditions de RPA et CBA pour $\mathbf{f}_{c28}$ **= 25 Mpa** .

	niveau	dimension		position	A choiser cm²	A adopter cm²	Amin (RPA) 99 cm²	Amax (RPA) 99 cm²	Amin CBA93 cm²	Acalculer≥ Amin RPA 99	Aadopt≤ A max RPA 99	Acalculer≥ Amin CBA93
		b	h									
intermédiaire	Terrasse	30	30	appui	6.88	6.88	4.5	63	0.9	CV	CV	CV
	Etages	30	30	appui	3.39	4.62	4.5	63	0.9	CNV	CV	CV
rive	Terrasse	30	30	appui	4.62	4.62	4.5	63	0.9	CV	CV	CV
	Etages	30	30	appui	4.62	4.62	4.5	63	0.9	CV	CV	CV

Tableau 5-15 : vérification des poutres secondaires selon les conditions de RPA et CBA pour $\mathbf{f}_{c28}$ **= 40 Mpa** .

	niveau	dimension		position	A choiser cm²	A adopter cm²	Amin (RPA) 99 cm²	Amax (RPA) 99 cm²	Amin CBA93 cm²	Acalculer≥ Amin RPA 99	Aadopt≤ A max RPA 99	Acalculer≥ Amin CBA93
		b	h									
intermédiaire	Terrasse	30	30	appui	3.39	4.62	4.5	54	0.9	CNV	CV	CV
	Etages	30	30	appui	3.39	4.62	4.5	54	0.9	CNV	CV	CV
rive	Terrasse	30	30	appui	3.39	4.62	4.5	54	0.9	CNV	CV	CV
	Etages	30	30	appui	3.39	4.62	4.5	54	0.9	CNV	CV	CV

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d}$$

- Tu : effort tranchant

Tableau 5-16 : Calcule de $\bar{\tau}_u$

	poutres de rive		poutres intermédiaires	
Fissuration	la fissuration est préjudiciable		la fissuration est peu nuisible	
$\bar{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$		$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$	
situation durable	σ_b = 25 Mpa	σ_b = 40 Mpa	σ_b = 25 Mpa	σ_b = 40 Mpa
	$\bar{\tau}_u = 2.5MPa$	$\bar{\tau}_u = 4MPa$	$\bar{\tau}_u = 3.3MPa$	$\bar{\tau}_u = 5MPa$
Situation accidentelle	σ_b = 25 Mpa	σ_b = 40 Mpa	σ_b = 25 Mpa	σ_b = 40 Mpa
	$\bar{\tau}_u = 3.26MPa$	$\bar{\tau}_u = 4MPa$	$\bar{\tau}_u = 4.34MPa$	$\bar{\tau}_u = 5MPa$

Tableau 5-17 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa.**

	niveau	dimension		Vu (KN)	Combinaison	τu MPA	τubar MPA	Tu ≤τu bar
		b	d					
intermédiaire	Terrasse	30	47.50	158.84	1.35G+1.5Q	1.11	3.3	CV
	Etages	30	47.5	111.86	1.35G+1.5Q	0.78	3.3	CV
rive	Terrasse	30	47.5	105.52	1.35G+1.5Q	0.74	2.5	CV
	Etages	30	47.5	77.39	1.35G+1.5Q	0.54	2.5	CV

Tableau 5-18 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40Mpa.**

	niveau	dimension		Vu (KN)	Combinaison	τu MPA	τubar MPA	Tu ≤τu bar
		b	d					
intermédiaire	Terrasse	30	47.50	158.5	1.35G+1.5Q	1.92	5	CV
	Etages	30	47.50	111.71	1.35G+1.5Q	1.35	5	CV
rive	Terrasse	30	47.50	105.26	1.35G+1.5Q	1.28	4	CV
	Etages	30	47.50	77.09	1.35G+1.5Q	0.93	4	CV

Tableau 5-19 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa** .

	niveau	dimension		Vu (KN)	Combinaison	τu MPA	τu bar MPA	τu≤τu bar
		b	d					
Intermédiaire	Terrasse	30	27.5	98.59	G+Q+EdY	1.19	4.34	CV
	Etages	30	27.5	13.62	G+Q+EdY	0.39	4.34	CV
Rive	Terrasse	30	27.5	22.15	G+Q+EdY	0.16	3.26	CV
	Etages	30	27.5	32.92	G+Q+EdY	0.39	3.26	CV

Tableau 5-20 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa** .

	niveau	dimension		Vu (KN)	Combinaison	τu MPA	τu bar MPA	τu≤τu bar
		b	d					
intermédiaire	Terrasse	30	27.5	98.56	1.35G+1.5Q	1.19	5	CV
	Etages	30	27.5	11.89	1.35G+1.5Q	0.14	5	CV
rive	Terrasse	30	27.5	32.38	G+Q+EdY	0.39	4	CV
	Etages	30	27.5	37.88	G+Q+EdY	0.46	4	CV

Tableau 5-21 : ferraillages longitudinaux des poutres pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa.**

	niveau	position	dimension		A adopter cm²
			b	d	
P principales	Terrasse	traver	30	50	8.01 = 3HA14+3HA12
		appui			8.01 = 3HA14+3HA12
	Etages	traver	30	50	9.24 = 6 HA14
		appui			9.24 = 6 HA14
P secondaires	Terrasse	traver	30	30	4.62 = 3HA 14
		appui			6.88 = 3HA14+ 2HA12
	Etages	traver	30	30	4.62 = 3HA 14
		appui			4.62 = 3HA 14

Tableau 5-22 : ferraillages longitudinaux des poutres pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa** .

	niveau	position	dimension		A adopter cm²
			b	d	
P principales	Terrasse	traver	30	50	8.01 = 3HA14+3HA12
		appui			8.01= 3HA14+3HA12
	Etages	traver	30	50	9.24 = 6 HA14
		appui			9.24 = 6 HA14
P secondaires	Terrasse	traver	30	30	4.62 = 3HA 14
		appui			4.62 = 3HA 14
	Etages	traver	30	30	4.62 = 3HA 14
		appui			4.62 = 3HA 14

V.2.6. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE400

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & \text{Zone nodale} \\ S \leq Min(\dfrac{h}{4} et 12\varphi) & \text{Zone courante} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u . - .3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-23 : Ferraillage des armatures transversal des poutres principales et secondaires pour $\mathbf{f}_{c28}$ = **25 Mpa** .

espacement					CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
	Section			τu Mpa	St (cm)	At (cm2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) Cm	At cm²	S (ZN) cm	S'(ZC) cm	At choisie cm²
	b	h	d									
PP	30	50	47.5	1.11	40	1.2	7.5	25	1.98	10	15	4T8=2.01
PS	30	30	27.5	1.19	29.25	0.9	7.5	15	1.35	10	15	4T8=2.01

Tableau 5-24 : Ferraillage des armatures transversal des poutres principales et secondaires pour $\mathbf{f}_{c28}$ = **40 Mpa**

espacement					CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
	Section			τu Mpa	St (cm)	At (cm2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC) Cm	At cm²	S (ZN) cm	S'(ZC) cm	Atchoisie cm²
	b	h	d									
PP	30	50	47.5	1.92	40	1.2	7.5	25	1.98	10	15	4T8=2.01
PS	30	30	27.5	1.19	29.25	0.9	7.5	15	1.35	10	15	4T8=2.01

V.2.7. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : Mt = K*M0

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.75.

Tableau V-25 : Vérification de la flèche des poutres 1er et 2eme condition pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa** et pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40Mpa** .

les dimensions						3ème condition		
	h cm	b cm	d cm	Lcm	A cm²	A/b,d	4,2/fe	A/b,d≤4,2/fe
PP	50	30	47.5	525	4.62	0.0032	0.0105	cv
PS	30	30	27.5	415	6.79	0.0047	0.0105	cv

Tableau V-26: Vérification de la flèche des poutres 3eme condition pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa et** pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa** .

les dimensions						1ere condition		2eme condition		
	h cm	b cm	d cm	L cm	A cm²	h/L	1/16	h/l≥1/16	Mt/(10,M0)	h/L>Mt/10,M0
PP	50	30	47.5	525	4.62	0.095	0.0625	CV	0.075	cv
PS	30	30	27.5	414	6.79	0.072	0.0625	CV	0.075	cv

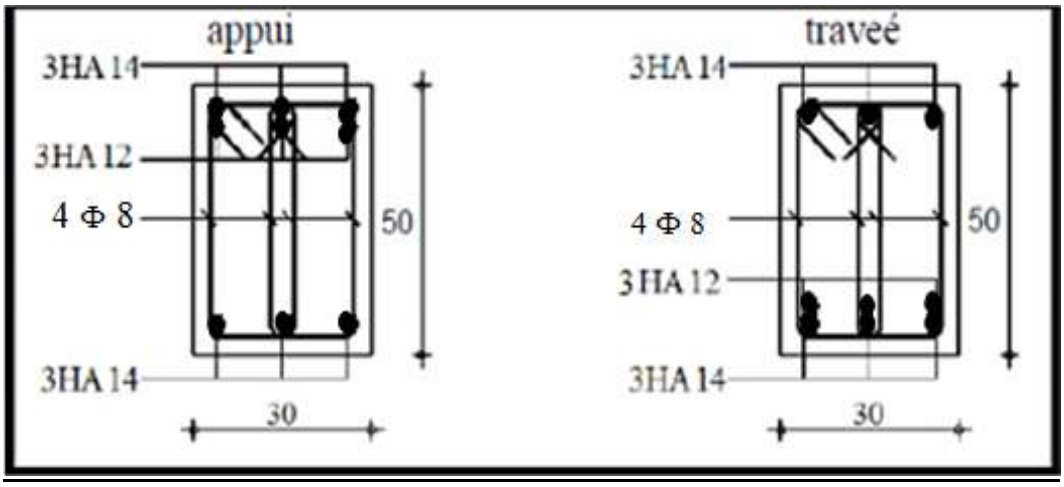


Figure 5-2 : Ferraillage des poutres principales du niveau terrasse $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa**

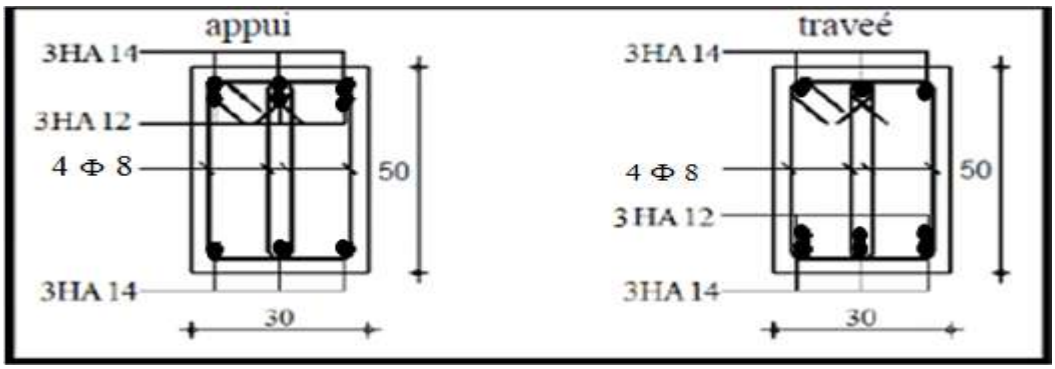


Figure 5-3 : Ferraillage des poutres principales du niveau terrasse $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa .**

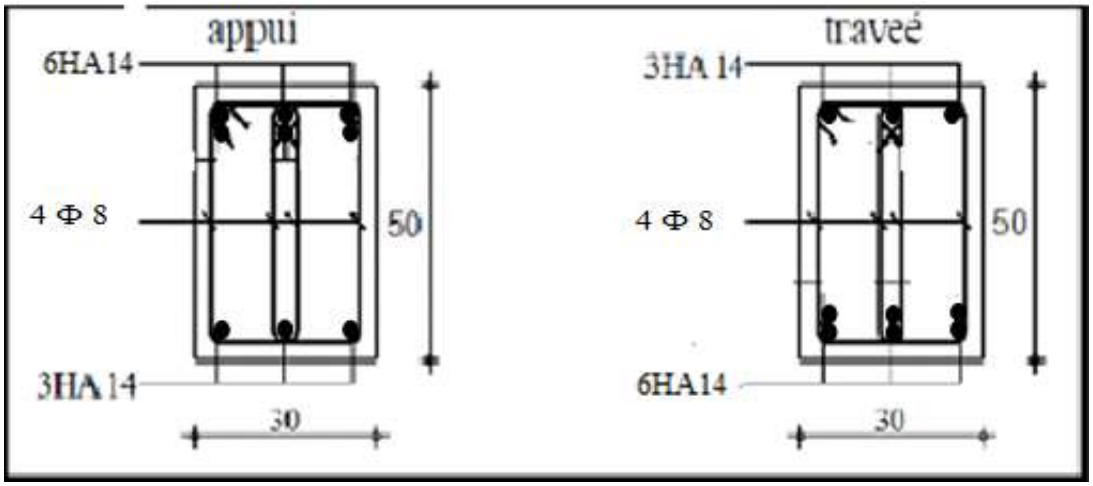


Figure 5-4 : Ferraillage des poutres principales des étages $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa**

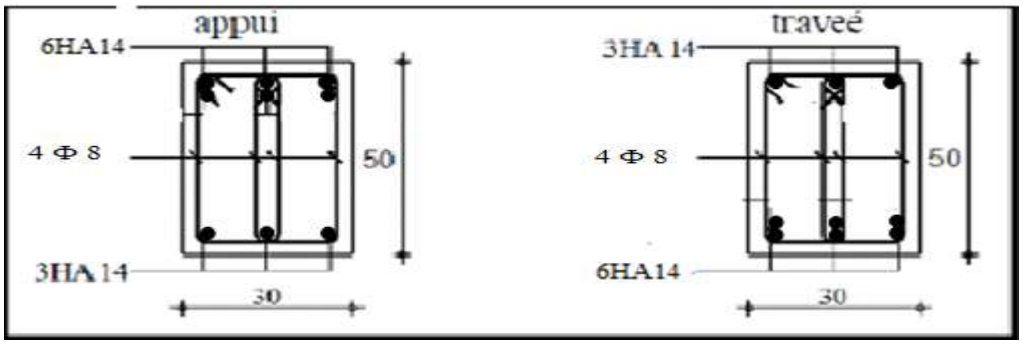


Figure 5-5 : Ferraillage des poutres principales des étages $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa**

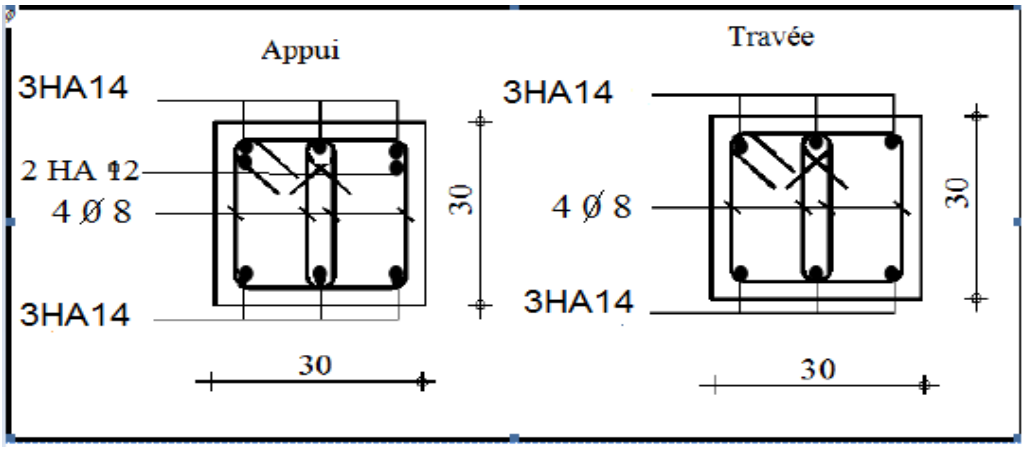


Figure 5-6 : Ferraillages des poutres secondaire de terrasse pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa**

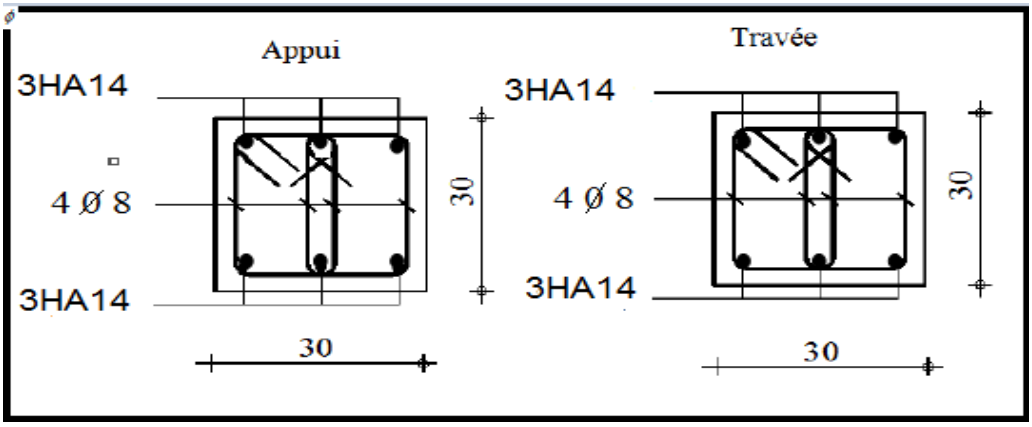


Figure 5-7 : Ferraillages des poutres secondaire des étages pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa** .

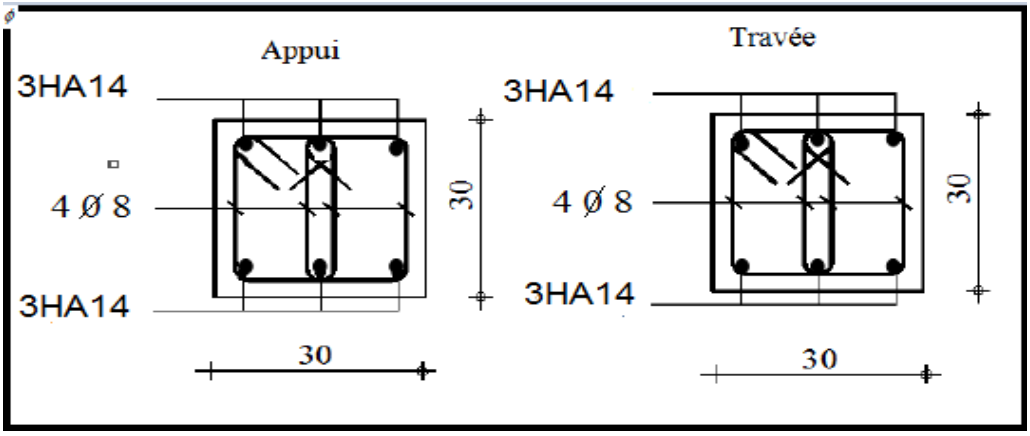


Figure 5-8 : Ferraillages des poutres secondaire des étages et de terrasse pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa** .

Conclusion :

D'après les résultats de ferraillage présentés dans les Figures, il est clair que le ferraillage est changer dans les poutre secondaires au niveau de terrasse entre les deux cas.

V.3. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

V.3.1. Détermination des armatures longitudinales :

V.3.1.a. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

La Condition de non fragilité :

$A_{min} = \frac{B}{1000}$ Si $A_{l=}<0$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]**

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

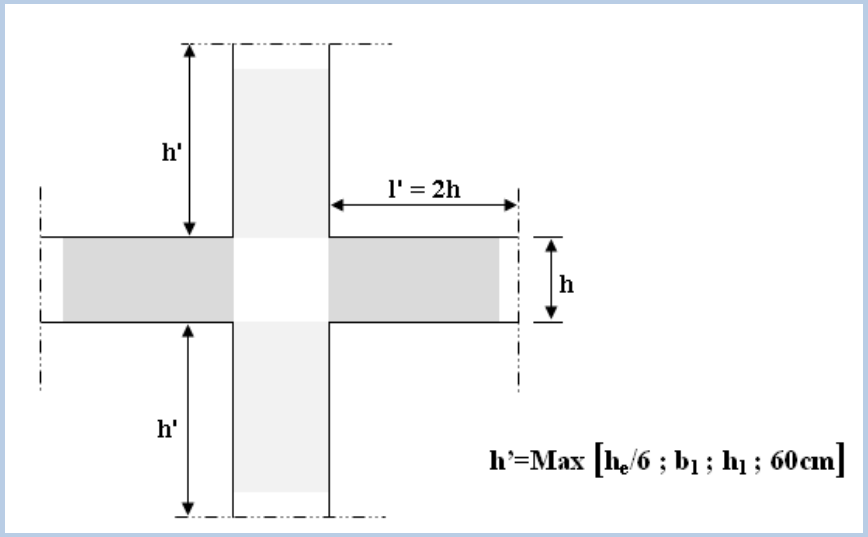


Figure 5-9 : définition de la zone nodale dans les poteaux.

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 3\%$: En zone courante

$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 6\%$: En zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone III.

- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - he : la hauteur d'étage.

V.3.1.b. Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

❖ **1er cas : Influence du moment :**

Dans le cas du moment maximum M_{max} généralement trouvé avec la combinaison soit G+Q±E soit 0.8G±E, le poteau est soumis à une grande flexion malgré la présence de l'effort normal. L'effort normal correspondant doit être pris pour le même poteau du moment max M_{max}

et avec la même combinaison.Le calcul en flexion composé ce fera avec **M_{max} et son N_{corres}.**

❖ **2eme cas : Influence de l'effort normal :**

Dans le cas de l'effort normal maximum N_{max}, le poteau est soumis à une grande compression malgré la présence du moment. L'effort normal maximum est généralement trouvé à partir de la combinaison 1.35G+1.5Q, dans ce cas on détermine le moment correspondant M_{corres} pour le même poteau et dans la même combinaison.

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant **N_{max} et son M_{corres}.**

❖ **3eme cas : Effort normal minimum :**

L'effort normal minimum peut être trouvé généralement dans les étages supérieurs et avec la combinaison 0.8G±E. Le moment correspondant à cet effort n'est pasforcément le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour **N_{min} et son M_{corres}.**

V.3.1.c. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$M_u = N_u \cdot (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre, dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2=\frac{3\,L^2 f\,(2+\alpha.\phi)}{10000.h}$$

Avec :

- ✓ $\phi=\frac{\text{Déformation finale due au fluage}}{\text{Déformation instantanée du béton}}=2$: généralement pour le béton
- ✓ $\alpha=\frac{\text{Moment permanent}}{\text{Moment total}}=\frac{MG}{Mu}$
- ✓ Lf : longueur de flambement.
- ✓ h : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
  - ➢ e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec $\ell 0$ sa longueur libre.

$$e_a = \text{Max}[\ \frac{l_0(\text{cm})}{250}\ ,\ 2\ \text{cm}]$$

Tableau 5-27: corrections des moments dans les poteaux à l'ELU pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa** .

	num	Solicitation	Valeurs	MG	Combinaison
45*45 intermediaries	102	Nmax (kN)	1474.01	7.56	G+Q+Edy
		Mcorres (kN.m)	52.23		
	141	Ncorres (kN)	581.67	31.07	G+Q+Edx
		Mmax (kN.m)	75.00		
	102	Nmin (kN)	-73.74	7.65	0.8G+EdY
		Mcorres (kN.m)	38.92		
45*45 RIVE	106	N_{max} (kN)	1725.68	10.23	G+Q+EdY
		M_{corres}(kN.m)	54.18		
	96	N_{corres}(kN)	825.57	8.45	G+Q+EdX
		M_{max}(kN.m)	64.86		
	150	N_{min}(kN)	57.95	8.64	0.8G+EdX
		M_{corres}(kN.m)	6.4		
40*40 intermediaries	211	Nmax (kN)	839.16	24.12	1.35G+1.5Q
		Mcorres (kN.m)	30.16		
	294	Ncorres (kN)	387.64	37.92	G+Q+EdX
		Mmax (kN.m)	86.69		
	233	Nmin (kN)	-30.52	8.83	G+Q+EdX
		Mcorres (kN.m)	56.63		
40*40 RIVE	237	N_{max} (kN)	847.71	14.4	G+Q+EdY
		M_{corres}(kN.m)	31.74		
	297	N_{corres}(kN)	51.38	8.00	G+Q+EdX
		M_{max}(kN.m)	81.45		
	297	N_{min}(kN)	86.37	7.98	0.8G+EdX
		M_{corres}(kN.m)	3.06		
35*35 intermediaries	341	Nmax (kN)	450.34	21.03	1.35G+1.5Q
		Mcorres (kN.m)	26.29		
	424	Ncorres (kN)	181.18	42.73	G+Q+EdX
		Mmax (kN.m)	76.19		
	363	Nmin (kN)	8.86	12.39	G+Q+EdX
		Mcorres (kN.m)	52.26		
35*35 RIVE	340	N_{max} (kN)	294.93	6.5	1.35G+1.5Q
		M_{corres}(kN.m)	8.92		
	427	N_{corres}(kN)	10.76	10.73	G+Q-Edx
		M_{max}(kN.m)	77.48		
	422	N_{min}(kN)	9.39	1.242	0.8G+EdY
		M_{corres}(kN.m)	1.51		

Tableau 5-28: corrections des moments dans les poteaux à l'ELU pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa** .

	num	Solicitation	Valeurs	MG	Combinaison
45*45 intermediaries	102	Nmax (kN)	1473.53	6.53	G+Q+Edy
		Mcorres (kN.m)	52.28		
	141	Ncorres (kN)	583.23	31.09	G+Q+Edx
		Mmax (kN.m)	74.21		
	102	Nmin (kN)	-62.9	7.56	0.8G+EdY
		Mcorres (kN.m)	38.18		
45*45 RIVE	106	N_{max} (kN)	1726.68	10.23	G+Q+Edx
		M_{corres}(kN.m)	54.28		
	96	N_{corres}(kN)	824.02	3.04	G+Q+EdY
		M_{max} (kN.m)	61.41		
	150	N_{min}(kN)	56.5	4.05	0.8G+EdY
		M_{corres}(kN.m)	2.91		
40*40 intermediaries	211	Nmax (kN)	839.15	24.12	1.35G+1.5Q
		Mcorres (kN.m)	30.12		
	294	Ncorres (kN)	389.16	37.72	G+Q+EdX
		Mmax (kN.m)	86.89		
	233	Nmin (kN)	30.45	11.64	0.8G+EdY
		Mcorres (kN.m)	54.86		
40*40 RIVE	238	N_{max} (kN)	842.52	19.41	G+Q+EdY
		M_{corres}(kN.m)	31.54		
	297	N_{corres}(kN)	50.83	6.89	G+Q-EdX
		M_{max}(kN.m)	80.03		
	297	N_{min}(kN)	85.36	6.89	0.8G+EdX
		M_{corres}(kN.m)	2.033		
35*35 intermediaries	341	Nmax (kN)	448.62	20.03	1.35G+1.5Q
		Mcorres (kN.m)	25.28		
	424	Ncorres (kN)	172.03	41.76	G+Q+EdX
		Mmax (kN.m)	75.73		
	363	Nmin (kN)	742	11.35	0.8G+EdX
		Mcorres (kN.m)	51.26		
35*35 RIVE	340	N_{max} (kN)	293.32	6.32	1.35G+1.5Q
		M_{corres}(kN.m)	7.71		
	427	N_{corres}(kN)	775	9.77	G+Q-Edx
		M_{max}(kN.m)	75.81		
	422	N_{min}(kN)	7.54	1.06	0.8G+EdY
		M_{corres}(kN.m)	1.51		

V.3.1.d. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

- Situation durable :
  - Béton1 :γ_b = 1.5 ; f_{c28}=25MPa ; σ_{bc} = 14.2 MPa.
  - Béton2 :γ_b = 1.5 ; f_{c28}=40MPa ; σ_{bc} = 22.66 MPa
  - Acier :γ_s = 1.15 ; FeE 400 ; σ_s = 348 MPa.
- Situation accidentelle :
  - Béton1 :γ_b = 1.15 ; f_{c28}=25MPa ; σ_{bc} = 18.5 MPa.
  - Béton2 :γ_b = 1.15 ; f_{c28}=40MPa ; σ_{bc} = 29.56 MPa.
  - Acier :γ_s = 1 ; FeE 400 ; σ_s = 400 MPa.

Avec : $d \cong 0.9.h$ et $c = c' = h - d$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

Tableau 5-29 : Calcule le ferraillage des poteaux pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa**

	élément	Mu kN.m	N Kn	Combinaison	Section	A cm²	Achoisie
45*45 INTER	102	11.97	1474.01	G+Q+Edy	SET	19.72	12HA16= 24.13
45*45 RIVE	106	8.91	1725.68	G+Q+EdY	SPC	21.97	12HA16= 24.13
40*40 INTER	211	60.51	839.15	1.35G+1.5Q	SPC	12.25	8HA14+4HA12= 16.84
40*40 RIVE	211	58.95	839.16	1.35G+1.5Q	SPC	8.19	8HA14+4HA12= 16.84
35*35 INTER	363	49.36	742	0.8G+EdX	SPC	10.20	8HA14= 12.32
35*35 INTER	427	75.32	775	G+Q-Edx	SPC	10.22	8HA14= 12.32

Tableau 5-30 : ferraillages longitudinaux des poteaux pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa**.

Section	$A_{calculé}$	A_{min}RPA (cm²)	$A_{x,y}$Finale (cm²)
45x45 Inte	19.19	18.22	12HA16= 24.13
45x45 Rive	22.13	18.22	12HA16= 24.13
40x40 Inte	12.25	14.4	8HA14+4HA12=16.84
40x40 Rive	11.25	14.4	8HA14+4HA12=16.84
35x35 Inte	10.20	11.02	8HA14=12.32
35x35 Rive	10.22	11.02	8HA14=12.32

Tableau 5-31 : Calcule le ferraillage des poteaux pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa**

	élément	Mu kN.m	N Kn	Combinaison	Section	A cm²	Achoisie
45*45 INTER	102	12.27	1473.53	1.35G+1.5Q	SPC	19.19	12HA16= 24.13
45*45 RIVE	106	9.50	1726.68	G+Q+Edx	SPC	22.13	12HA16= 24.13
40*40 INTER	211	60.51	839.15	1.35G+1.5Q	SPC	13.44	8HA14+4HA12= 16.84
40*40 RIVE	238	60.23	842.52	G+Q+EdY	SPC	8.19	8HA14+4HA12= 16.84
35*35 INTER	363	49.36	7.42	0.8G+EdX	SPC	10.13	8HA14= 12.32
35*35 INTER	427	75.32	9.75	G+Q-Edx	SPC	10.17	8HA14= 12.32

Tableau 5-32 : ferraillages longitudinaux des poteaux pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa**.

Section	$A_{calculé}$	A_{min}RPA (cm²)	$A_{x,y}$Finale (cm²)
45x45 Inte	19.19	18.22	12HA16= 24.13
45x45 Rive	22.13	18.22	12HA16= 24.13
40x40 Inte	13.44	14.4	8HA14+4HA12=16.84
40x40 Rive	8.19	14.4	8HA14+4HA12=16.84
35x35 Inte	10.13	11.02	8HA14=12.32
35x35 Rive	10.17	11.02	8HA14=12.32

V.3.1.e. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements), on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations Mser, Nser selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

- Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.\nu_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G.(\nu_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa = 0.6.f_{c28} = 24MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa = 0.6.f_{c28} = 24MPa$

et $\sigma s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans les tableau suivant :

Tableau 5-33 : vérification des armatures à ELS des poteaux pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa**.

Section	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	Fissur-ation	σb (MPa)	σs (MPa)	$\sigma s \leq [\sigma s]$ $\sigma_b \leq [\sigma_b]$
45X45 INTE	16.69	901.69	18.47	peu	5.58	80.96	C.V
45X45 RIVE	8.55	604.04	18.47	préj	3.61	52.52	C.V
40X40 INTE	21.83	611.41	15.21	peu	4.31	61.75	C.V
40X40 RIVE	8.55	403.99	15.21	préj	2.55	36.97	C.V
35X35 INTE	19.08	335.54	14.4	peu	2.71	38.52	C.V
35X35 RIVE	6.27	214.78	14.4	préj	1.44	20.78	C.V

Tableau 5-34 : vérification des armatures à ELS des poteaux pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa**..

Section	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	Fissur-ation	σb (MPa)	σs (MPa)	$\sigma s \leq [\sigma s]$ $\sigma_b \leq [\sigma_b]$
45X45 INTE	30.83	901.6	18.47	peu	10.54	17.09	C.V
45X45 RIVE	49.26	634.47	18.47	préj	9.64	49.4	C.V
40X40 INTE	28.11	515.81	15.21	peu	9.12	33.85	C.V
40X40 RIVE	46.02	371.13	15.21	préj	8.92	66.33	C.V
35X35 INTE	19.08	335.54	14.4	peu	12.56	58.06	C.V
35X35 RIVE	45.39	195.08	14.4	préj	7.68	39.03	C.V

Préj : préjudiciable

Peu : peu nuisible

V.3.2. Détermination des armatures transversales :

V.3.2.a. Calcul de la contrainte de cisaillement τu :

La contrainte tangentielle τ_u dans les poteaux est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

- Vu : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (Tu).
- b0 : la largeur de poteau.
- d : la hauteur utile (d = h - c).

V.3.2.b. Contrainte tangente admissible $\overline{\tau u}$:

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

❖ **Selon le CBA93** :

Armatures droites (α = 90°)

Fissuration peu nuisible :

pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa**

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 3{,}33\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4{,}32\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa.**

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b};5\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 5\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 5\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa**

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 2{,}50\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 3{,}26\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa.**

$$\overline{\tau_u} = Min\left[0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b};4\,MPa\right] = \begin{cases}\overline{\tau_u} = 4\,MPa \rightarrow \text{situation durable}\\ \overline{\tau_u} = 4\,MPa \rightarrow \text{situation accidentalle}\end{cases}$$

❖ **Selon le RPA.99 version 2003** : [2 : 7.4.3.2]

Le RPA fixe la contrainte admissible par :

$$\tau_{bu} = \rho_d\, f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases}0{,}075 & \text{si } \lambda \geq 5\\ 0{,}04 & \text{si } \lambda < 5\end{cases}$$

Avec : λ c'est l'élancement d'un poteau égale à :

$$\left.\begin{array}{l}\lambda = \dfrac{\ell_f}{i} \\ \mathrm{i} = \sqrt{\dfrac{I}{B}}\end{array}\right\}$$ Pour une section carrée de côté ''a'' l'élancement a pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{a}\sqrt{12} \approx 3{,}46\frac{\ell_f}{a}$$

V.3.2.c. Vérifications des contraintes tangentielles :

Les contraintes de cisaillement dans le poteau le plus sollicité suivant les deux directions sont représentées dans le tableau suivant et la fissuration est peu nuisible :

Tableau 5-35: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa**

.

Section	élément	Combinaison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]_{RPA}$ (MPa)	$[\tau_u]_{CBA}$ (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35x35	427	G+Q+EdX	55.19	0.928	21.18	0.075	1.875	4.35	C.V
40x40	279	G+Q+EdX	63.12	0.555	18.53	0.075	1.875	4.35	C.V
45x45	149	G+Q+EdX	70.79	0.622	16.47	0.075	1.875	4.35	C.V

Tableau 5-36: Vérifications des contraintes de cisaillement dans les poteaux pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa**

Section	élément	Combinaison	V_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$[\tau_u]_{RPA}$ (MPa)	$[\tau_u]_{CBA}$ (MPa)	$\tau_u \leq [\tau_u]$
35x35	427	G+Q+EdX	138.99	1.22	21.18	0.075	3	5	C.V
40x40	279	G+Q+EdX	141.86	0.95	18.53	0.075	3	5	C.V
45x45	149	G+Q+EdX	139.52	0.73	16.47	0.075	3	5	C.V

V.3.2.d. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales disposées dans un poteau ont les rôles suivants :

- Equilibrer l'effort tranchant.
- Permettre le positionnement des armatures longitudinales.
- Empêcher le gonflement du béton.

- Empêcher le flambement des armatures.

❖ **Selon le CBA93 :**

- Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs Øt est donnée par la relation :

$$\Phi_t \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_\ell\right]$$

➢ $\Phi\ell$: étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- $A_t = n^* a_t$
- $_t.a_t$: avec n_t est le nombre des barres transversales.
- Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$S_t \leq \frac{0.9 * A_t * \frac{f_{et}}{\gamma_s}}{b_0(\tau_u - 0.3 * f_{t28} * K)}$$

- Avec dans le cas de la flexion composée.

$$K = 1 + 3.\frac{N_u}{B.f_{c28}}$$

- $S_t \leq$ Min [0.9d, 40cm]
- Et :

$$\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

❖ **Selon le RPA99 version 2003 :**

- D'après l'article 7.4.2.2, On a :

$$St = \frac{h\,.fe\,.At}{\rho.Vu}$$

Avec :

➢ $A_t = n_t.a_t$

➢ ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \ell_f/a$: { ρ =2.5 si $\lambda g \geq 5$.
ρ=3.75 dans les cas contraires.

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :

➢ Dans la zone nodale : St ≤ 10cm….. en zone III.

➢ Dans la zone courante : St ≤ Min (b/2, h/2, 10ϕ_l)…… en zone III.

- La quantité d'armatures transversales minimale At/ (S_t*b)en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

- Les cadres et les étriers doivent êtres fermes par des crochets à 135^o ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($c_{heminées}$>12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **application des recommandations.**

Les résultats en respectant ce qu'on a vu sont : fe =400MPa

Tableau 5-37 : les armatures transversales et leurs espacements pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa** et $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40Mpa**

Section	V_u (kN)	A_t (cm^2)	λ_g	ρ	St_{cal} (cm)	Zone	St_{finale}	Choix
35x35	55.19	2.00	6.12	2.5	16.08	courante	15cm	4 Ø 8
						nodale	10 cm	4 Ø 8
40x40	63.12	2.00	5.36	2.5	11.93	courante	15cm	4 Ø 8
						nodale	10 cm	4 Ø 8
45x45	70.79	3.14	4.76	2.5	17.89	courante	15cm	4 Ø 8
						nodale	10 cm	4 Ø 8

Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :

Tableau 5-38 : Vérification de la quantité d'armatures transversales pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa** et $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40Mpa**

Poteau	Zone	$\frac{A_t}{S_t * b}(\%)$	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$	0.8%≥0At/(St*b)%≥0.3%
35x35	courante	0.382	CV	-
	nodale	0.574	CV	-
40x40	courante	0.334	CV	-
	nodale	0.502	CV	-
45x45	courante	0.465	CV	-
	nodale	O.697	CV	-
50x50	courante	0.418	-	CV
	nodale	0.628	-	CV

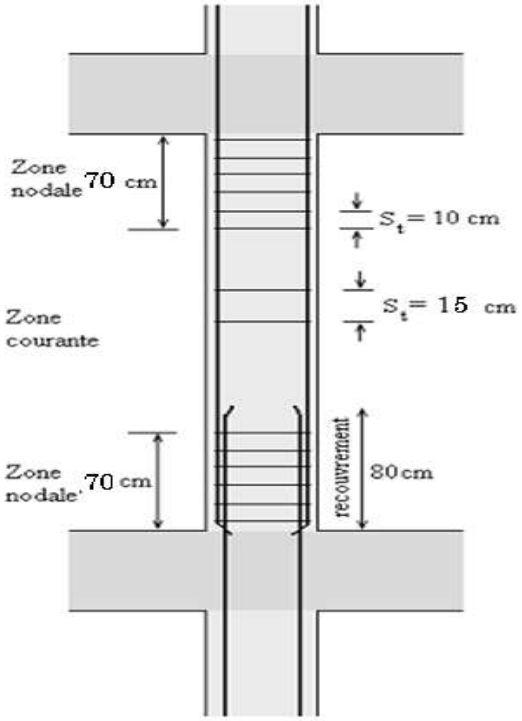


Figure5-10 : Disposition des armatures pour les poteaux .

Conclusion :

D'après les résultats de ferraillage présentés dans les tableaux, il est clair que l'augmentation résistance du béton n'a pas d'influence sur le comportement des poteaux où nous avons obtenue mêmes sollicitations (M, N, V) pour tous les niveaux. Donc le ferraillage calculé reste le même pour les deux bétons.

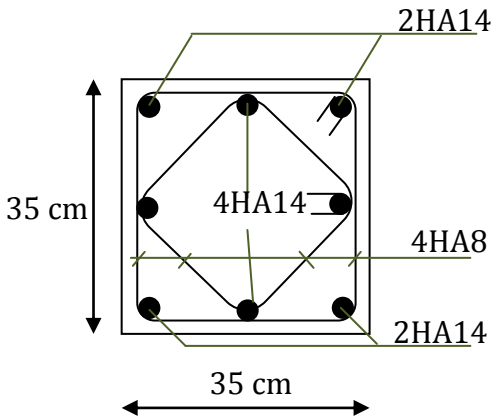


Figure5-11 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 4,5 pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa** et $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40Mpa**

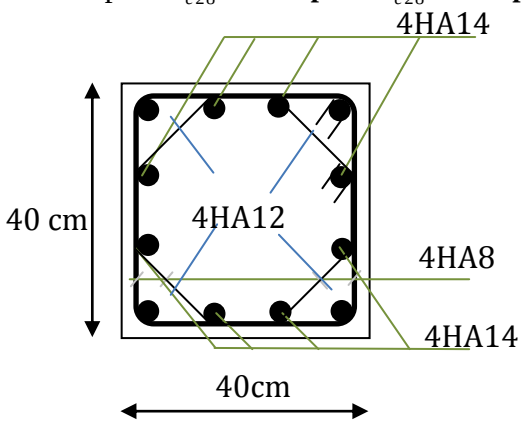


Figure5-12 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2.3 pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa** et $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40Mpa**

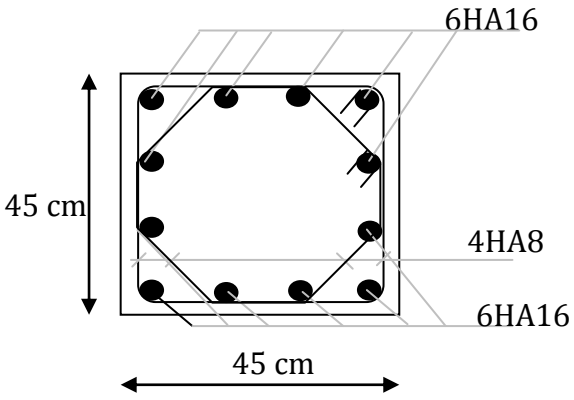


Figure 5-13 : Ferraillage des poteaux intermédiaire et rive des étages RDC.1 pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa** et $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40Mpa**

V.3. Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferraillage des voiles sera calculé en flexion composée avec effort tranchant, chaque voile doit comporter trois sortes d'armatures :

- des armatures verticales.
- des armatures horizontales.
- des armatures transversales.

V.3.1. Recommandations des règlements :

A. Armatures verticales :

L'acier choisi est de type haut adhérence Fe 400.

- **Selon le CBA 93:**

$$0.1\% \leq \frac{A_V}{a.b} \leq 5\%$$

Avec : a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

- **Selon le RPA 99(V2003):**

A_{ver}= 0.2% $B_t$dans la section tendue du voile.

A_{ver}= 0.15%$B_t$dans la section globale du voile.

A_{ver}= 0.1% $B_t$dans la section courante.

Avec :

- ✓ B : section du voile.
- ✓ a : épaisseur du voile.
- ✓ Φ_{ver} : diamètre vertical.

B. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93 :**

Diamètre minimal: $\varphi_{ver} \leq \min[\frac{h}{35} ; \frac{a}{10} ; \varphi_v]$

Espacement des armatures horizontales: $S_h \leq \min[0.9\ d ; 40\ cm]$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4a} ; \quad S_h \leq \frac{A_h . 0.9 . f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$\bar{\tau}_b = \min [0.2 \frac{f_{28}}{\gamma_b} ; 5MPa]$ Fissuration peu nuisible:

$\bar{\tau}_b = \min [0.15 \frac{f_{28}}{\gamma_b} ; 4MPa]$ Fissuration Préjudiciable:

- ✓ τ_b : Contrainte de cisaillement.
- ✓ $\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement admissible.
- ✓ A_h: section d'armatures horizontales.
- ✓ d = 0.9 h: hauteur utile.

Selon le RPA 99 V(2003):

$\varphi_h \leq \frac{1}{10}.a$

$S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$

$S_h \leq \min [1.5a ; 30\ cm]$

C. Armatures transversales:

Ce sont des armatures ronds lisses de FeE 235 de nuance, elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

V.3.2.Recommandations pour les voiles et les trumeaux: (RPA 99 et CBA 93)

La longueur de recouvrement doit être égale:

- ✓ 40 Φ: pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- ✓ 20 Φ: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.
Espacement des armatures verticales.

$S_v \leq$ Min [1.8a ; 30 cm]

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

$$= S_v \begin{cases} S_v(\text{zone courante}) \dfrac{s_v}{2} \\ (\text{zone d'extrémité}) \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être les munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

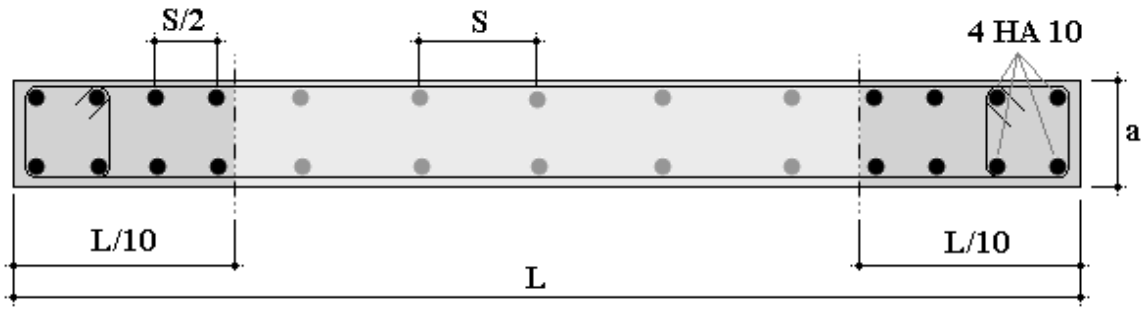


Figure 5-14 : disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.3.2. Armatures verticales :

A. Détermination des armatures a l'ELU de résistance :

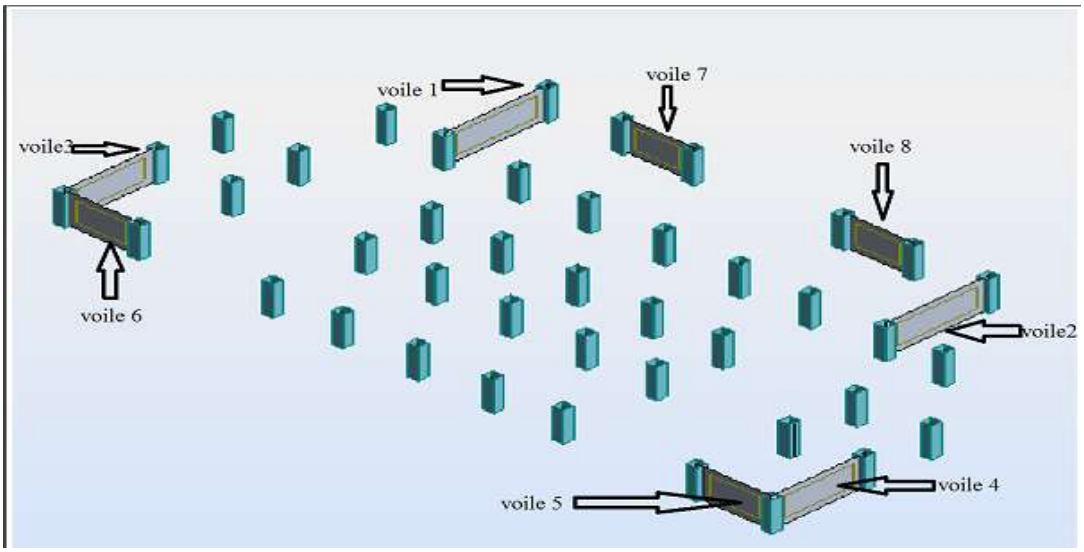


Figure .5-15 : Numérotation des voiles

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont démontrés dans le tableau suivant :

- ✓ Sens longitudinale X :

Tableau 5-39 : Ferraillages verticales des voiles sens X pour f_{c28} **= 25 Mpa** .

Niveau	voile	S (cm2)		N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm2)	At min RPA99	St (cm)	$A_{choisie}$ (cm)/2		Atot cm²
RDC	V1	15	415	1619.58	5592.47	ACC	20.58	9.34	15	14HA14	21.55	43.10
	V3	15	370	1449.21	4978.42	ACC	18.45	8.33	15	12HA14	18.47	36.94
1ere ETAGE	V1	15	415	1356.83	3936.54	ACC	17.20	9.34	15	14HA14	21.55	43.10
	V3	15	370	1209.45	3386.59	ACC	15.35	8.33	15	12HA14	18.47	36.94
2ème ETAG E	V1	15	415	1165.65	3010.85	ACC	14.75	9.34	15	14HA12	15.83	31.66
	V3	15	370	1039.5	2521.04	ACC	13.17	8.33	15	12HA12	13.57	27.14
3ème ETAGE	V1	15	415	870.05	1780.82	ACC	10.98	9.34	15	14HA12	15.83	31.66
	V3	15	370	776.54	1386.78	ACC	9.81	8.33	15	12HA12	13.57	27.14
4ème ETAGE	V1	15	415	611.79	1185.32	ACC	7.72	9.34	15	14HA10	11.00	22.00
	V3	15	370	548.84	870.61	ACC	6.91	8.33	15	12HA10	9.42	18.84
5ème ETAGE	V1	15	415	295.38	548.47	ACC	3.73	9.34	15	14HA10	11.00	22.00
	V3	15	370	267.21	324.84	ACC	3.36	8.33	15	12HA10	9.42	18.84

Tableau 5-40 : Ferraillages verticales des voiles sens X pour f_{c28} **= 40 Mpa** .

Niveau	voile	S (cm2)		N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm2)	At min RPA 99	St pour L/10 (cm)	St pour le reste (cm)	$A_{choisie}$ (cm)		Atot cm²
RDC	V1	15	415	1619.58	5592.47	ACC	20.58	9.34	15	20	12HA14	18.47	36.94
	V3	15	370	1449.21	4978.42	ACC	18.45	8.33	15	20	10HA14	15.39	30.78
1ere ETAG E	V1	15	415	1356.83	3936.54	ACC	17.20	9.34	15	20	12HA14	18.47	36.94
	V3	15	370	1209.45	3386.59	ACC	15.35	8.33	15	20	10HA14	15.39	30.78
2ème ETAG E	V1	15	415	1165.65	3010.85	ACC	14.75	9.34	15	20	12HA12	13.57	27.14
	V3	15	370	1039.5	2521.04	ACC	13.17	8.33	15	20	10HA12	11.31	22.62
3ème ETAG E	V1	15	415	870.05	1780.82	ACC	10.98	9.34	15	20	12HA12	13.57	27.14
	V3	15	370	776.54	1386.78	ACC	9.81	8.33	15	20	10HA12	11.31	22.62
4ème ETAG E	V1	15	415	611.79	1185.32	ACC	7.72	9.34	15	20	12HA10	9.42	18.84
	V3	15	370	548.84	870.61	ACC	6.91	8.33	15	20	10HA10	8.64	17.28
5ème ETAG E	V1	15	415	295.38	548.47	ACC	3.73	9.34	15	20	12HA10	9.42	18.84
	V3	15	370	267.21	324.84	ACC	3.36	8.33	15	20	10HA10	8.64	17.28

✓ Sens longitudinale Y :

Tableau 5-41 : Ferraillage verticale de voile sens Y pour $\mathbf{f}_{c28}$ **= 25 Mpa** .

Niveau	voile	S (cm2)		N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm2)	At min RPA99	St (cm)	$A_{choisie}$ (cm)		Atot cm²
RDC	V7	15	260	825.73	1568.35	ACC	10.47	5.85	15	8HA14	12.32	24.64
	V6	15	280	1073.2	2829.71	ACC	13.67	6.30	15	9HA14	13.85	27.70
1ere ETAGE	V7	15	260	688.78	1102.12	ACC	8.72	5.85	15	8HA14	12.32	24.64
	V6	15	280	896.53	2021.59	ACC	11.39	6.30	15	9HA14	13.85	27.70
2ème ETAGE	V7	15	260	604.89	879.24	ACC	7.65	5.85	15	8HA12	9.05	18.10
	V6	15	280	777.71	1558	ACC	9.86	6.30	15	9HA12	10.18	20.36
3ème ETAGE	V7	15	260	444.77	517.9	ACC	5.61	5.85	15	8HA12	9.05	18.10
	V6	15	280	572.33	893.63	ACC	7.23	6.30	15	9HA12	10.18	20.36
4ème ETAGE	V7	15	260	314.48	345.84	ACC	3.96	5.85	15	8HA10	6.28	12.56
	V6	15	280	399.35	525.76	ACC	5.04	6.30	15	9HA10	7.07	14.14
5ème ETAGE	V7	15	260	141.68	160.61	ACC	1.79	5.85	15	8HA10	6.28	12.56
	V6	15	280	180.17	163.43	ACC	2.27	6.30	15	9HA10	7.07	14.14

Tableau 542 : Ferraillage verticale de voile sens Y pour $\mathbf{f}_{c28}$ **= 40 Mpa** .

Niveau	voile	S (cm2)		N (KN)	M (KN.m)	situation	$A_{calculée}$ (cm2)	At min RPA99	St (cm)	St pour le reste (cm)	$A_{choisie}$ (cm)		Atot cm²
RDC	V7	15	260	825.73	1568.35	ACC	10.48	5.85	15	20	7HA14	10.67	21.34
	V6	15	280	1073.2	2829.71	ACC	12.67	6.30	15	20	8HA14	12.32	24.64
1ere ETAGE	V7	15	260	688.78	1102.12	ACC	8.72	5.85	15	20	7HA14	10.67	21.34
	V6	15	280	896.53	2021.59	ACC	11.39	6.30	15	20	8HA14	12.32	24.64
2ème ETAGE	V7	15	260	604.89	879.24	ACC	7.65	5.85	15	20	7HA12	7.92	15.84
	V6	15	280	777.71	1558	ACC	9.87	6.30	15	20	8HA12	9.52	18.10
3ème ETAGE	V7	15	260	444.77	517.9	ACC	5.61	5.85	15	20	7HA12	7.92	15.84
	V6	15	280	572.33	893.63	ACC	7.23	6.30	15	20	8HA12	9.52	18.10
4ème ETAGE	V7	15	260	314.48	345.84	ACC	3.97	5.85	15	20	8HA10	6.28	12.56
	V6	15	280	399.35	525.76	ACC	5.04	6.30	15	20	8HA10	6.28	12.56
5ème ETAGE	V7	15	260	141.68	160.61	ACC	1.79	5.85	15	20	8HA10	6.28	12.56
	V6	15	280	180.17	163.43	ACC	2.26	6.30	15	20	8HA10	6.28	12.56

Donc le ferraillage sera avec le minimum du CBA et RPA. Et tous les étage aura le même ferraillage.

Tableau 5-43 : Ferraillage verticale finale des voiles pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa** .

sens	Etage	L(m)	a (cm)	Amin CBA(cm^2)	Amin RPA(cm^2)	A calculé (cm^2)	A finale (cm^2)
X	RDC+1	4.15	15	6.23	9.34	43.10	2(14HA14=43.10)
		3.70	15	5.55	8.33	36.94	2(12HA14=36.94)
	2+3	4.15	15	6.23	9.34	31.66	2(14HA12=31.66)
		3.70	15	5.55	8.33	27.14	2(12HA12=27.14)
	4+5	4.15	15	6.23	9.34	22.00	2(14HA10=22.00)
		3.70	15	5.55	8.33	18.84	2(12HA10=18.84)
Y	RDC+1	2.60	15	3.9	5.85	24.64	2(8HA14=24.62)
		2.80	15	4.2	6.30	27.70	2(9HA14=27.70)
	2+3	2.60	15	3.9	5.85	18.10	2(8HA12=18.10)
		2.80	15	4.2	6.30	20.36	2(9HA12=20.36)
	4+5	2.60	15	3.9	5.85	12.56	2(8HA10=12.56)
		2.80	15	4.2	6.30	14.14	2(9HA10=14.14)

Tableau 5-44 : Ferraillage verticale finale des voiles pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa**

sens	Etage	L(m)	a (cm)	Amin CBA(cm^2)	Amin RPA(cm^2)	A calculé (cm^2)	A finale (cm^2)
X	RDC+1	4.15	15	6.23	9.34	36.94	2(12HA14=36.94)
		3.70	15	5.55	8.33	30.78	2(10HA14=30.78)
	2+3	4.15	15	6.23	9.34	27.14	2(12HA12=27.14)
		3.70	15	5.55	8.33	22.62	2(10HA12=22.62)
	4+5	4.15	15	6.23	9.34	18.84	2(12HA10=18.84)
		3.70	15	5.55	8.33	17.28	2(10HA10=17.28)
Y	RDC+1	2.60	15	3.9	5.85	21.34	2(7HA14=21.34)
		2.80	15	4.2	6.30	24.64	2(8HA14=24.64)
	2+3	2.60	15	3.9	5.85	15.84	2(7HA12=15.84)
		2.80	15	4.2	6.30	18.10	2(8HA12=18.10)
	4+5	2.60	15	3.9	5.85	12.56	2(8HA10=12.56)
		2.80	15	4.2	6.30	12.56	2(98HA10=12.56)

B. L'espacement :

D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :

$$S_v = \text{Min}\begin{cases} 1{,}5a \\ 30\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 22.5\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Donc suivant le nombre des barres choisies, ont adopté les espacements suivants :

Sv = 15 cm En zone courante

Sv/2 = 7.5 cm Dans la zone d'extrémité du voile (l = L/10)

Avec :

- L : la largeur du voile
- a : l'épaisseur du voile

C. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (Mser, Nser) selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible :

$$\sigma b = \frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.v1}{IG'} \quad ; \quad \sigma s = 15.[\frac{Nser}{Bo} + \frac{MG'.(v1 - c')}{IG'}]$$

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 24Mpa$
- Pour la fissuration préjudiciable : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 24Mpa$ et

  $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$.

Les résultats de vérification seront représentés dans ce tableau :

Tableau 5-45 : vérifications des ferraillages des voiles à l'ELS
Pour**1- f_{c28} = 40 Mpa et 2- f_{c28} = 25 Mpa** .

Sens	L (m)	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	Fissuration	1A (cm^2)	2A (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma \leq [\sigma]$
X	4.15	8.82	1538.59	préjudiciable	43.10	36.94	1.741	26.101	CV
	3.70	27.97	1475.55	préjudiciable	36.94	30.78	1.69	25.345	CV
Y	2.60	16.55	640.26	Préjudiciable	43.10	21.34	1.927	19.898	CV
	2.80	23.6	834.51	Préjudiciable	36.94	24.64	1.352	20.270	CV

V.3.3. Les armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10∅. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ **Contraintes limites de cisaillement dans les voiles :**

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3 (RPA99 version 2003), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

1- $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\ f_{c28} = 5MPa \longrightarrow f_{c28} = 25MPa$

2- $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2\ f_{c28} = 8Mpa \longrightarrow f_{c28} = 40MPa$

Où : $\tau_u = \dfrac{\bar{V}}{b_0\, d}$ avec : $\bar{V}$ *=1.4 x* V_u

- b_o : épaisseur du voile.
- d : hauteur utile =0,9h.
- h : hauteur totale de la section brute.

Le calcul des armatures horizontales est fait comme le calcul des armatures transversales des poteaux avec : At=2. at

Leur espacement doit satisfaire l'inégalité suivante : [CBA : A.5.1.2.3]

$$St \leq \frac{0.9.\,At.\frac{fet}{\gamma s}}{bo(\tau u - 0.3.\,ft28.K)}$$

Avec dans le cas de la flexion composée

$K = 1 + 3.\dfrac{N_u}{B.f_{c28}}$(Compression) ;

et $K = 1 - 10.\dfrac{N_u}{B.f_{c28}}$(Traction)

Et on doit vérifier que :

St ≤ Min (0.9d, 40cm) **[2]**

St ≤ min (1.5a, 30cm) **[1] ♦♦ (Art 7.7.4.3.) ♦♦**

Les résultats de calcul sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 5-46 : calcul les armatures horizontales et leurs espacements pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa Et** $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa** .

Sens	h (m)	Vu (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ 1(MPa)	$\bar{\tau}_u$ 2(MPa)	vérification	A_h (cm²)	S_t (cm)
X	2.76	1266.83	G+Q+EdY	3.316	5	8	C.V	18HA10 =14.14	15
	2.76	1170.94	G+Q+EdY	3.065	5	8	C.V	18HA10 =14.14	15
Y	2.	480.19	G+Q+EdY	1.257	5	8	C.V	17HA10 =13.35	15
	2.88	688.45	G+Q+EdY	1.802	5	8	C.V	17HA10 =13.35	15

V.3.5.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau 5.47 : Diamètre des armatures pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa Et** $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa** .

Armatures longitudinales $\emptyset_v$	Epingles Φ t
HA 8 a HA 16	Φ 6
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

En zone courante, les quadrillages d'armatures disposés sur chaque face doivent être maintenus par des armatures transversales, disposées en quinconce, composées d'épingles au nombre 4 par m2 au moins.

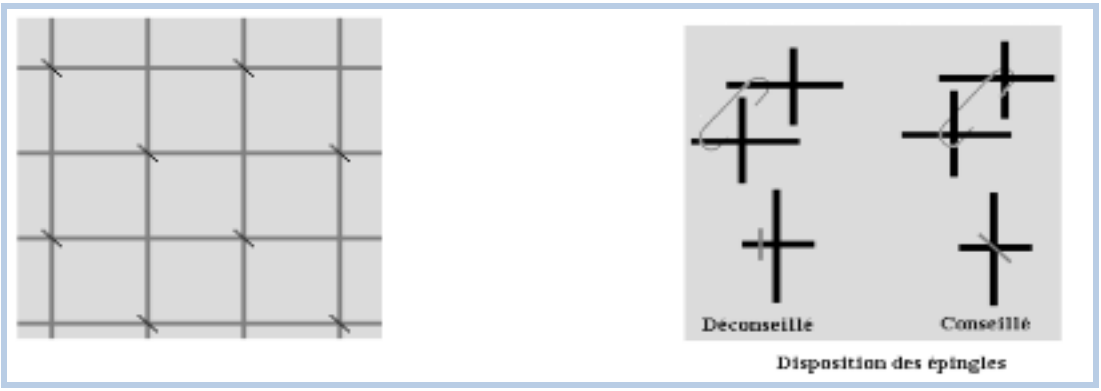


Fig.5.16 : Les armatures transversales et les épingles des voiles

Toutes les longueurs de recouvrement sont : L_r=40ϕ=48 cm ~ 50 cm.

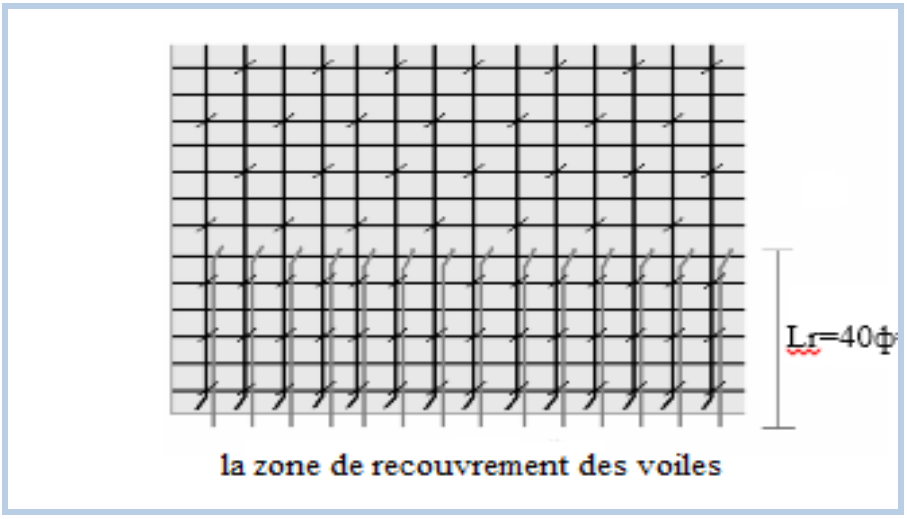


Fig.5.17 : La zone de recouvrement des voiles

Conclusion :

La comparaison entre les différents tableaux de ferraillage de deux béton montre que l'augmentation résistance du béton n'a pas d'influence sur le comportement des voiles où nous avons obtenue mêmes sollicitations (M, N, V) pour tous les niveaux. Donc le ferraillage calculé reste le même pour les deux bétons. La différence apparaisse dans le choix où nous avons augmenté l'espace St des armatures verticales pour le béton de haute résistance. D'où le nombre des barres diminue.

VI.1. INTRODUCTION GENERAL :

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base en contact direct avec le sol d'assise, auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

Le choix du type de fondation dépend de **:**

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- Les charges amenées par la construction.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.
- Rapport de sol.

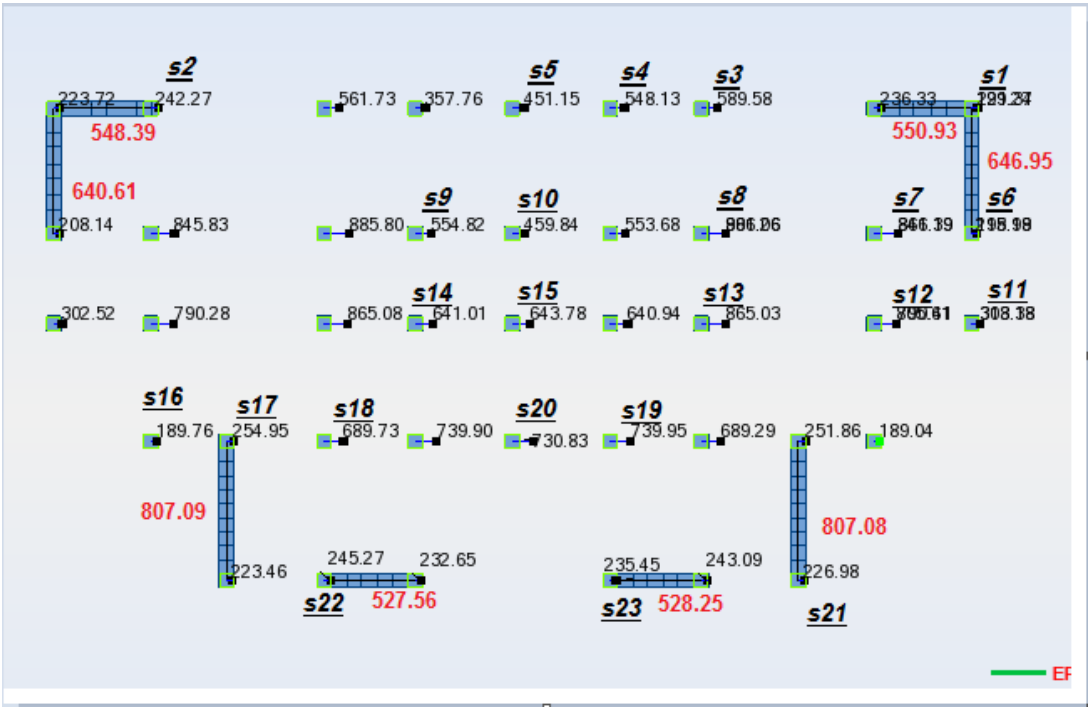


Fig.6.1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.2. Calcul des semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b}=\frac{A}{B}$

Pour notre structure, nous avons des poteaux carrés : a = b donc A = B => $S = A^2$

S est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où : $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$, Avec : $A = \sqrt{S}$

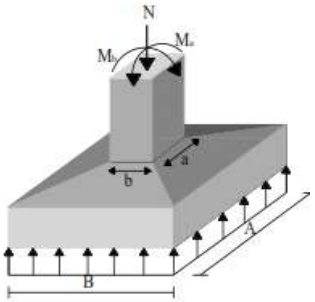


Fig.6.2 : semelle isolée sous poteau.

a) Si M = 0 :

$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}}$

$d_a \geq \frac{A-a}{4} \longrightarrow h \geq d+e+\frac{\emptyset}{2} \longrightarrow d_{a\ adpt} = h- e- \frac{\emptyset}{2}$

$d_b = d_{a\ adpt} = \frac{\emptyset_a+\emptyset_b}{2}$

Par la méthode des bielles on détermine le ferraillage comme suit :

$$\begin{cases} A_a = N\left(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s}\right) \\ A_b = N\left(\frac{Bba}{8.d_b.\sigma_s}\right) \end{cases}$$

b) Si M ≠0 :

On procède comme suit :

Tableau.6.1 : Récapitulation de la méthode de calcul des semelles isolées.

Répartition trapézoïdale		Répartition triangulaire	
Dimensionnement des semelles carré			
$e_{0b}=\frac{M_b}{N} \leq \frac{B}{6}$		$e_{0b}=\frac{M_b}{N} \geq \frac{B}{6}$	
$\frac{a}{b}\sigma_s.B^3-N.B-3^e{}_{0b}.N \geq 0$		$\frac{1.995a}{b}\sigma_s.B^2-(3.99\frac{a}{b}.e_{0b}.\sigma_s)B-2.N \geq 0$	
$M_a=0$	$\longrightarrow$ B $\longrightarrow$ A	$A=\frac{a}{b}.B$	
$M_a\neq0$	$\frac{a}{b}\sigma_s.A^3-N.A-3e_{0b}.N \geq 0$		
Ferraillage des semelles carré			
$e_{0b} \leq \frac{B}{18}$	$A_b=N(1+(3\frac{e_{0b}}{B}))(\frac{B-b}{8.d_b.\sigma_s})$	$M_{1b}=A(B/2-0.35b)^2.(\sigma_{3b}+2\sigma_{2b})/6)$ $A_b=M_{1b}/\beta.d_b.\sigma_s$	
$M_a=0$	$A_a=N\ ((1+(3\frac{e_{0b}}{B}))(\frac{A-a}{8.d_b.\sigma_s}))$	$M_a=0$	$A_a=N\ ((1+(3\frac{e_{0a}}{A}))(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s}))$
$M_a\neq0$ et $e_{0a} \leq A/18$	$A_a=N\ ((1+(3\frac{e_{0a}}{A}))(\frac{A-a}{8.d_a.\sigma_s}))$	$M_a\neq0$	$M_{1b}=B(A/2-0.35a)^2.(\sigma_{3b}+2\sigma_{2b})/6)$ $A_a=M_{1a}/\beta.d_a.\sigma_s$

L'espacement est le suivant : $S_a=\frac{B-2(e+\emptyset_b+\frac{\emptyset_a}{2}}{n_a-1}$; $S_b=\frac{A-2(e+\frac{\emptyset_b}{2}}{n_b-1}$

VI.3.1. Dimensionnement des semelles isolées :

Tableau.6.2 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	N_{ser} (KN)	A=B(m)	$A_{choisie}$(m)
S_1	229.24	1.2	1.5
S_2	242.27	1.3	1.5
S_3	589.58	2.0	2.1
S_4	548.13	1.9	2.1
S_5	451.15	1.7	1.9
S_6	209.89	1.2	1.5
S_7	846.39	2.4	2.6
S_8	886.26	2.4	2.6
S_9	554.82	1.9	2.1
S_{10}	459.84	2.2	2.4
S_{11}	303.38	1.4	1.6
S_{12}	792.35	2.3	2.5
S13	865.03	2.4	2.6
S14	641.01	2.1	2.3
S15	643.78	2.1	2.3
S16	189.76	1.1	1.3
S17	245.95	1.3	1.5
S18	689.73	2.1	2.3
S19	739.90	2.2	2.5
S20	730.83	2.2	2.5
S21	226.98	1.2	1.4
S22	245.27	1.3	1.5
S23	235.45	1.3	1.5

VI.3.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma = \frac{N_{ser} + P_{semelle} + P_{amorce\,poteau} + P_{remblais}}{S_{choisi}} \leq \sigma_s$$

Tableau 6.3 : Vérification des contraintes à l'ELS des semelles isolées.

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{Amorce\ poteau}$ (KN)	$P_{Remblai}$ (KN)	Schoi (A*B)	σ_{cal} (Mpa)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$	A=B final
S_1	229.24	39.38	6.08	23.81	1.5	0.132	Oui	1.5
S_2	242.27	39.38	6.08	23.81	1.5	0.136	Oui	1.5
S_3	589.58	58.80	6.08	77.18	2.1	0.150	Non	2.3
S_4	548.13	70.00	6.08	51.89	2.1	0.138	Non	2.2
S_5	451.15	56.7	6.08	39.36	1.9	0.151	Non	2.1
S_6	209.89	39.38	6.08	23.81	1.5	0.124	Oui	1.5
S_7	846.39	118.30	6.08	99.04	2.6	0.157	Non	2.7
S_8	886.26	118.30	6.08	99.04	2.6	0.157	Non	2.7
S_9	554.82	58.80	6.08	77.18	2.1	0.160	Non	2.2
S_{10}	459.84	100.8	6.08	82.13	2.4	0.113	Oui	2.4
S_{11}	303.38	44.8	6.08	28.56	1.6	0.148	Oui	1.6
S_{12}	792.35	66.125	6.08	67.032	2.5	0.149	Oui	2.5
S13	865.03	109.38	6.08	98.77	2.6	0.159	Non	2.7
S14	641.01	92.58	6.08	73.92	2.3	0.153	Non	2.4
S15	643.78	92.58	6.08	73.92	2.3	0.188	Non	2.4
S16	189.76	29.58	6.08	15.60	1.3	0.142	Oui	1.3
S17	245.95	39.38	6.08	23.81	1.5	0.140	Non	1.5
S18	686.73	92.58	6.08	73.92	2.3	0.162	Non	2.4
S19	739.90	109.38	6.08	90.77	2.5	0.151	Non	2.6
S20	730.83	109.38	6.08	90.77	2.5	0.151	Non	2.6
S21	226.98	34.3	6.08	19.49	1.4	0.146	Oui	1.4
S22	245.27	39.38	6.08	23.81	1.5	0.139	Oui	1.5
S23	235.45	39.38	6.0815	23.81	1.5	0.139	Oui	1.5

Tableau.6.4 : Vérification de chevauchement.

semelle	A	A'	1.5x (A+A')/2	L	L≥1.5x (A+A')/2
S_1-S_2	1.5	1.5	2.25	3.15	Pas
S_2-S_3	1.5	2.3	2.85	5.6	Pas
S_3-S_4	2.3	2.2	3.375	2.95	chevauchement
S_4-S_5	2.2	2.1	3.225	3.15	chevauchement
S_6-S_7	1.5	2.7	3.15	3.15	chevauchement
S_7-S_8	2.7	2.7	4.05	5.6	Pas
S_8-S_9	2.7	2.2	3.675	2.95	chevauchement
S_9-S_{10}	2.2	2.4	3.45	3.15	chevauchement
S_{11}-S_{12}	1.6	2.5	3.075	3.15	Pas
S_{12}-S_{13}	2.5	2.7	3.9	5.6	Pas
S_{13}-S_{14}	2.7	2.4	3.825	2.95	chevauchement
S_{14}-S_{15}	2.4	2.4	3.6	3.15	chevauchement
S_{16}-S_{17}	1.3	1.5	2.1	2.45	Pas
S_{17}-S_{18}	1.5	2.4	2.925	3.15	Pas
S_{18}-S_{19}	2.4	2.6	4.68	2.95	chevauchement
S_{19}-S_{20}	2.6	2.6	3.9	3.15	chevauchement
S_{21}-S_{22}	1.4	1.5	2.175	3.15	Pas
S_{22}-S_{23}	1.5	1.5	2.25	2.95	Pas

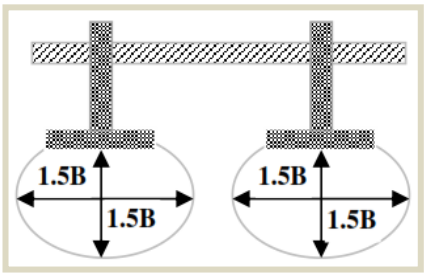


Figure.6.3 : Les bulles de pression.

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.4. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

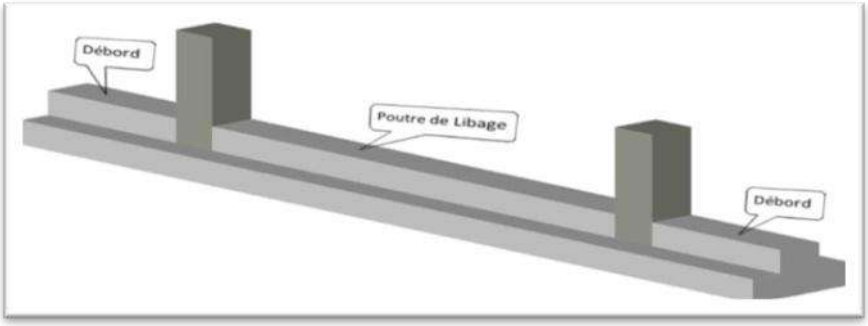


Figure .6.4 : Schéma d'une semelle filante sous poteaux

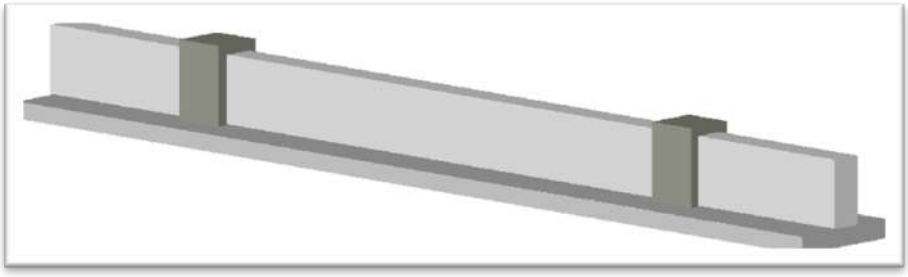


Figure .6.5 : Schéma d'une semelle filante sous voile

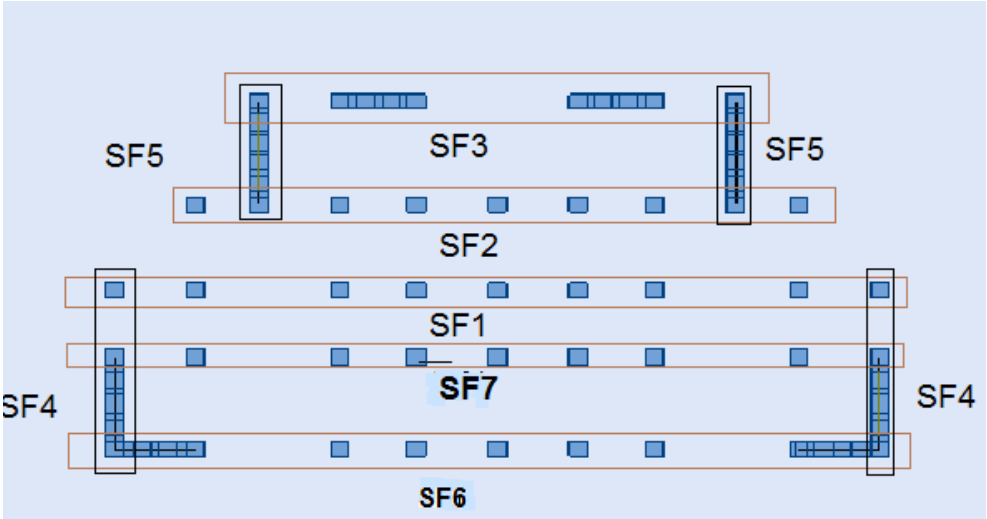


Figure .6.6 : Schéma des semelles filantes

VI.4.1. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$N = \frac{\sum N}{L}$; $M = \frac{\sum M}{L}$

Avec :
- ∑N :est la somme des efforts normaux.
- ∑M : est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000\sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h=d+c+\frac{\emptyset}{2}$$

Tableau 6.5 : dimensionnement des semelles filantes

Semelle	L(m)	N_{ser} (KN)	B(m)	$B_{choisie}$(m)	h(m)
SF_1	29.7	5450.65	1,23	1,40	0.30
SF_2	23.4	4475.31	1,27	1,40	0,30
SF_3	6.1	1233.77	1,35	1,60	0.35
SF_4	6.95	1389.46	1,33	1,60	0,35
SF_5	4.5	1289.02	1,9	2.00	45
SF_6	29.7	4539.23	1.1	1.3	0.30
SF_7	29.7	5450.84	1.22	1.4	0.30

Tableau 6.6: Vérification des contraintes à l'ELS des semelles filantes

Semelle	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{Amorce\ poteau}$ (KN)	$P_{Remblai}$ (KN)	σ_{cal} (bar)	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$	A=B final	$\sigma_{cal} \leq \sigma_{Sol}$
SF_1	5450.65	311.85	59.23	972.97	0.16	Non	1.6	CV
SF_2	4475.31	245.70	59.23	766.58	0.17	Non	1.7	
SF_3	1233.77	85.40	19.74	199.84	0.16	Non	1.8	
SF_4	1389.46	97.3	19.74	260.21	0.158	Non	1.8	
SF_5	1289.02	101.25	13.16	210.6	0.179	Non	2.5	
SF_6	4539.23	289.58	59.23	903.474	0.15	Non	1.4	
SF_7	5450.84	311.85	59.23	972.97	0.16	Non	1.6	

Tableau .6.7 : vérification de chevauchement des semelles.

semelle	A	A'	1.5x (A+A')/2	L	L≥1.5x (A+A')/2
SF_1-SF_2	1.6	1.7	2.475	3.8	Pas de chevauchement
SF_2-SF_3	1.7	1,8	2.62	4.5	
SF_6-SF_7	1,4	1,6	2,25	4.05	
SF_7-SF_1	1,6	1,6	2,4	2.9	

VI.4.2.Ferraillage :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suite le maximum des deux résultats.

Les armatures principales, transversales, et les armatures de répartitions (avec ses espacements) sont déterminées respectivement par les formules suivantes :

- Armatures principales :

$$A=N\left(1+\frac{3e_{0b}}{B}\right)\left(\frac{B-b}{8.d.\sigma_s}\right) \quad ; \quad ESP=\frac{A-2e-\emptyset}{(n-1)}$$

Avec :

- N : étant le nombre de barres
- $[\sigma_s]$= 348MPa à l'ELU : en situation durable.
- $[\sigma_s]$ = 202MPa à l'ELS.

Les résultats de ferraillage sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 6.8 : Armatures principales des semelles filantes.

Semelle	L (m)	N_{elu} (KN)	N_{ser} (KN)	$N_{elu/ml}$ (KN/ml)	$N_{ser/ml}$ (KN/ml)	A_{elu} (cm²)	Aser (cm²)	$A_{choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF_1	29.7	8038.91	5450.65	270.67	183.52	4.14	4.84	7HA12= 7.92	15
SF_2	23.4	6141.04	4475.31	262.44	191.25	4.36	5.48		
SF_3	6.1	1683.53	1233.77	276.00	202.26	4.96	6.26		
SF_4	6.95	1912.39	1389.46	275.16	200.00	4,94	6.18		
SF_6	29.7	6191.37	4539.23	208.46	152.84	2.63	3.33		
SF_7	29.7	7523.49	5450.84	253.32	183.52	3.88	4.84		
SF_5	4.5	1756.46	1289.02	390.32	289.45	10.64	13.46	12HA12 = 13.57	

Armatures de répartition :

$$Arép = \frac{A(cm^2).B(m)}{4}$$

Tableau 6.9 : Armature de répartition

Semelle	A=B final	$A_{répar}$	$A_{répartition}$ (cm²)	Esp (cm)
SF_1	1.6	3.168	6HA12=6.79	20
SF_2	1.7	3.366	6HA12=6.79	20
SF_3	1.8	3.56	6HA12=6.79	20
SF_4	1.8	3.56	6HA12=6.79	20
SF_5	2.5	8.48	8HA12=9.05	20
SF_6	1.4	2.77	4HA12=4.52	20
SF_7	1.6	3.168	6HA12=6.79	20

VI.4.3. Vérification des longueurs de scellement :

La contrainte admissible d'adhérence est τs= 2.8 MPa.

La longueur de scellement est égale à : $l_s = \frac{\emptyset . f_e}{4.\tau_s}$

- $l_s \geq \frac{B}{4}$: ancrage courbe.

- $\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4}$: ancrage courbe ou rectiligne.

- $l_s \leq \frac{B}{8}$: on n'utilise pas de crochets et on peut arrêter une barre sur deux à la longueur de 0.71B.

Tableau .6.110 : Vérification des longueurs de scellement des semelles filantes.

semelle	HA (mm)	Ls(cm)	B/4 (cm)	$l_s \geq \frac{B}{4}$	B/8 (cm)	$\leq l_s \leq \frac{B}{4}\frac{B}{8}$	Ancrage
SF1	12	42.85	40	CV	20	-	Courbe
SF2			42.5	CV	21.25	-	Courbe
SF3			45	CNV	22.5	CV	Rectiligne
SF4			45	CNV	22.5	CV	Rectiligne
SF5			62.5	CNV	31.25	CV	Rectiligne
SF6			35	CV	17.5	-	Courbe
SF7			40	CV	20	-	Courbe

VI.4.4. Vérification de la stabilité au renversement : [1] ►► [Art 10.1.5] ◄◄

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement (e= M/N ≤ B/4).

Tableau 6.11 : Vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_1	8038.91	18,78	0,0038	1.6	40	CV
SF_2	6141.04	4,77	0,0011	1.7	42.5	
SF_3	1683.53	9,34	0,0022	1.8	45	
SF_4	1912.39	19,71	0,0056	1.8	45	
SF_5	1756.46	18,54	0,0049	2.5	62.5	
SF_6	6191.37	3,03	0,0007	1.4	35	
SF_7	7523.49	2,5	0,0007	1,60	0,40	

VI.5. Poutre de Libage :

VI.5.1.Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur h_p sera déterminée par la théorie de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

Il faut vérifier l'inégalité suivant :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \; ; l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{k.b}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm3).
- I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b.hp^3}{12}$.
- hp : la hauteur de la poutre de libage

$$h_p = \sqrt[3]{\frac{48.l^4.K}{\pi^4.E}}$$

Tableau 6.12: Dimensionnement de la poutre de libage

Poutre de libage	b(m)	l(m)	h(m)
PL1	0.50	4.65	0.85

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m^2) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- Ni: la somme des efforts normaux.
- L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (kN/m). Les valeurs de q sont représentée dans le tableau suivant :

Tableau 6.13 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum N$ (ELU) KN	$\sum N$ (ELS) KN	L (m)	q_u (KN/m^2)	q_{ser} (KN/m^2)
PL	8038.91	5450.65	29.7	286.67	189.23

VI.5.2.Calcul des moments :

- Aux appuis :

À l'ELU :

$$Ma = -\frac{q_u * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1 + \gamma)}$$

À l'ELS :

$$Ma = -\frac{q_{ser} * (l_w'^2 + \gamma l_e'^2)}{8.5 * (1 + \gamma)}$$

- En travées :

À l'ELU :

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

À l'ELS :

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

Tableau 6.14 : Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU		ELS	
	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)	M_a(kN.m)	M_t(kN.m)
PL1	405.98	265.25	295.32	165.12

VI.5.3Armatures longitudinales *:*

a-Calcul à l'ELU :

La poutre de libage travaille en flexion simple.

$$d = h - e - \frac{\varphi}{2}$$

$\grave{\imath} = \frac{Mu}{\sigma b.b.d^2}$; On a $\mu \leq \mu l = 0.392$

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.15 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

élément		Mu (KN.m)	D (cm)	A (cm^2)	A' (cm^2)	choix
PL1	Travée	265.25	81.4	9.61	0.00	3HA16+4HA14=12.19
	appui	405.98	81.4	14.98	0.00	4HA16+6HA14=17.28

Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable :

[σb]= 15Mpa

[σs]= 201.6Mpa

Tableau6.16 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS

élément		A_{ELU} (cm^2)	Mser (KN.m)	σ b (MPa)	σ s (MPa)	σb ≤ [σb] et σs ≤ [σs]
PL1	Travée	12.19	251.93	6.8	276.89	CNV
	appui	17.28	295.32	7.97	324.58	

b-Calcul à l'ELS :

Tableau.6.17 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELS

élément		σs = [σs]	Mser (KN.m)	σ b (MPa)	A_{ELS} (cm^2)	$A_{ELS\ Chois}$ (cm^2)	σb ≤ [σb] et
PL1	Travée	201.63	251.93	5.85	16.97	8HA14=12.19	CV
	appui	201.63	295.32	6.65	20.07	8HA16+4HA14=22.24	

VI.5.4.1.Armatures transversales :

Vu =qu.l/2=(286.67x 5.6)/2=540.58kN.

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$

Tableau 6.18 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

élément	Vu(KN)	τ_u	$[\tau_u]$	$A_t(cm^2)$	choix	
					Zone nodale	Zone courante
PL1	802.67	2.09	2.5	4HA10=3.14	10	15

VI.6.Ferraillage des longrines : Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1]

a) Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :25 cm x 30 cm : S3

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

F= (N/ α) ≥20 KN

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α= coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La section choisie : 30*40 cm^2

VI.6.1.Recommandation des règlements :

- Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 10.1.1] ◄◄ [1] :

Le ferraillage minimum doit être de 0.6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15Ø1)

- Selon le CBA93 ►► [A.7.1.2] ◄◄ [2]

La section des armatures longitudinales est : $A \geq A_{min} = \frac{b.h}{1000}$

- $St \leq min\ [0.9d\ ;\ 40cm]$
- $\frac{A_t f_e}{b.S_t} \geq 0.4$ Mpa
- $\frac{A_t}{b.S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28}.k)}{0.9 f_e\ (cos\alpha + sin\alpha)}$

Avec K=1, $\alpha=90^0$

Le diamètre des armatures transversales (A.6.4.2) est donné par : $\emptyset_t \leq \min\ [\frac{h}{35}\ ;\ \frac{b}{10}]$

VI.6.2. Ferraillage à l'Etat Limite Ultime *:*

- Armatures longitudinales :

F= (N/ α) ≥20 KN **avec :α**=12 (Zone III ; Site S2).

A= (F/σ_s)

Les efforts pris en compte ainsi que les résultats de calcul du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau .6.19 : Ferraillage longitudinal des longrines

B (cm^2)	N_u (KN)	F (KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{Min}CBA (cm^2)	A_{Min} RPA (cm^2)	Vérification	A_{final} (cm^2)
30*40	1237.3	103.14	2.97	4HA12= 4.52	1.2	7.2	CNV	3HA12+3HA14=8.01

VI.6.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M_{ser} :

- Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

σ_s =F/$A_{choisie}$

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e\ ;\ 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\ ]$ = 201.63Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau .6.20: Vérification de contrainte à l'ELS des longrines

B (cm^2)	N_{ser} (KN)	F (KN)	$A_{adoptée}$(cm^2)	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
30*40	1068.04	89.00	7.2	123.62	201.63	C.V

VI.5.4.Calcul des armatures transversales :

- L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235.
- Le diamètre des armatures transversales est donné par :

➢ $\emptyset_t \leq$ min [h/35 ; b/10] selon le CBA93 ►► [Art A.6.4.2] ◄◄ [2]

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes Selon le RPA 99 version 2003 ►► [Art 7.5.2.2] ◄◄ [1] :

- S_t = min [h/4 ; 12$\emptyset_l$] ……. [Zone nodale]
- $S_t \leq$ h/2 …….. [Zone courant]
- $S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b}$
- $\emptyset_t$ =10mm

Selon le CBA93 ►► [Art A.5.1.2.2] ◄◄ [2]

- S_t = min [0.9d; 40cm]
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq$ 0.4 Mpa
- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{c28} K)}{0.9 f_e (cos\alpha + \sin \alpha i)}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants

Tableau .6.21 : calcul des armatures transversales et leurs espacements dans les longrines.

		CBA 93		RPA 99			St adopté (cm)		
B (cm^2)	τ_u(Mpa)	S_t (cm)	A_t(cm^2)	$S_{t(nodale)}$ (cm)	$S_{t(courant)}$ (cm)	A_t(cm^2)	S_t (nodale) (cm)	S_t (courant) (cm)	A_t choisie (cm^2)
30*40	0.038	33.75	1.26	10	20	1.8	10	15	2Ø810=2.36

VII.1 INTRODUCTION :

Le métré a pour but l'évaluation du coût des ouvrages en partant de leur mesurage. Le métré se fait avant, pendant et après la réalisation de ces ouvrages.

Le métré constitue une comptabilité particulière de la construction à la fois des quantités et du coût des ouvrages composants cette construction.

Le métré sert à :

a. L'estimation préalable des travaux.

b. La conduite de l'exécution des travaux.

c. La facturation des travaux.

VII.2 Métré de béton :

VII.2.1. Volume des poutres :

Tableau 7-1. Volume des Poutres principales :

etage	section	volume des pp(m^3)
4+5	(50*30)	33,63
2+3	(50*30)	32,55
rdc+1	(50*30)	31,47
volume total		**97,65**

Tableau 7-2. Volume des Poutres secondaire **:**

étage	section	volume des pp(m^3)
4+5	(30*30)	18,95
2+3	(30*30)	18,40
rdc+1	(30*30)	17,84
volume total		**55,19**

Volume total des poutres = 152.84 m3

VII.2.2. Volume des poteaux :

Tableau 7-3 : Volume des poteaux **:**

Etage	section	b(m)	a(m)	h(m)	Volume (m^3)/poteau	nbr des poteaux	volume tot (m^3)/Etage
4+5	(35*35)	0,35	0,35	3,06	0,375	84	31,49
2+3	(40*40)	0,4	0,4	3,06	0,490	84	41,13
rdc+1	(45*45)	0,45	0,45	3,06	0,620	84	52,05
Volume total							**124,66**

VII.2.3. Volume des voiles :

Tableau 7-4. Volume des voiles :

voile	volume des pp(m^3)
1	14,87
2	18,45
3	22,31
4	13,77
volume total des voiles	**69,40**

Volume totale de béton des éléments résistants = 346.90 m^3

VII.3 Prix de béton :

VI.3.1 prix de chaque matériau :

-le ciment **:** **900.00 DA** (Sac de 50kg)

-le sable : **1700.00 DA** (m^3)

-le gravier 8/15 : **1800.00 DA** (m^3)

-le gravier 3/8 : **1800.00 DA** (m^3)

-l'adjuvant (superplastifiant) : **1000.00 (L)**

Tableau 7-5. Le prix de chaque matériaux dans un ($1m^3$) de béton en (Kg) :

	Béton AHR (Kg)	**Prix (DA)**	**Béton Ordinaire (Kg)**	**Prix (DA)**
Ciment	600	10800.00	380	6840.00
Sable	661.53	426.00	661.53	426.00
Gravier 8/15	845	585.00	845	585.00
Gravier 3/8	132.26	92.00	132.26	92.00
Adjuvant (SP))	7.2	6760.00	/	/
Eau	180	/	247	/
Prix d'un ($1m^3$)	**18663.00 DA**		**7943.00 DA**	

Tableau 7-6. Prix de béton de chaque élément résistant **:**

	Volume (m^3)	**Prix Béton HR (DA)**	**Prix Béton Ordinaire(DA)**
Poutre	152.84	2852416.00	1213992.00
poteau	124.66	2326612.00	990209.00
voile	69.40	1295227.00	551251.00
Volume totale De la structure	**346.90**	**6474254.00**	**2755452.00**

VII.4 Métré de ferraillage :

VII.4.1 Ferraillage des poutres :

Tableau 7-7 : poids des armatures des poutres principales pour $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa :**

Section	Poutre(m)	Poids d'armature long intermédiaire	Poids d'armateur long rive	Poids d'armateur trans
30x50	poutre1	31,54	33,12	44,82
30x50	poutre 2	51,78	55,8	78,14
30x50	poutre 3	26,94	25,91	51,23
30x50	poutre4	23,14	22,84	44,82

Tableau 7-8 : poids des armatures des poutre principales pour f_{c28} = 40MPA :

Section	Poutre/(m)	Poids d'armateur longitudinale	Poids d'armateur long rive	Poids d'armateur transversale
30x50	poutre1	28,62	28,62	44,82
30x50	poutre 2	40,58	40,58	78,14
30x50	poutre 3	25,08	25,08	51,23
30x50	poutre4	21,45	21,45	44,82

Tableau 7-9 :poids des armatures des poutre secondaires pour f_{c28} = 25 Mpa :

Section	Poutre (m)	Poids des armateurs longitudinale	Poids des armateurs transversale
30x50	poutre1	30,44	45,72
30x50	poutre 2	21,02	33,1
30x50	poutre 3	27,54	42,56
30x50	poutre4	33,7	50,45
30x50	poutre5	8,35	11,03

Tableau 7-10 : Poids des armatures des poutre secondaires pour f_{c28} = 40Mpa :

Section	Poutre/(m)	Poids d'armateur long	Poids des armateur transversale
30x30	poutre1	30,44	45,72
30x30	poutre 2	21,02	33,1
30x30	poutre 3	27,54	42,56
30x30	poutre 4	33,7	50,45
30x30	poutre 5	8,35	11,03

VII.4.2 Métrée des poteaux

Tableau 7-11 : Poids des armatures des poteaux pour f_{c28} = 25 Mpa et pour f_{c28} = 40Mpa :

Etqge	Section	pois des armature long	pois des armature transv
4 et 5	35x35	4867,3	6510
2 et 3	40x40	3397,04	5670
Rdc et 1	45x45	2484,04	4725
Pois total			

VI.4.3 Métrée des voiles:

Tableau 7-12 : Métrée des voiles f_{c28} = 25 Mpa

sens	Etage	L(m)	Armt long ver		Armt long hor	Epingle
			Φ12et Φ14	Φ10		
X	RDC+1	4.15	828.012	-	1106.158	89.5104
		3.70	709.724	-	986.212	76.7232
	2+3	4.15	608.67	-	1106.158	89.5104
		3.70	521.72	-	986.212	76.7232
	4+5	4.15	-	422.916	1106.158	89.5104
		3.70	-	362.5	986.212	76.7232
Y	RDC+1	2.60	473.15	-	654.502	48.3072
		2.80	532.294	-	956.596	54.3456
	2+3	2.60	347.812	-	654.502	48.3072
		2.80	391.288	-	956.596	54.3456
	4+5	2.60	-	241.288	654.502	48.3072
		2.80	-	241.288	956.596	54.3456

Tableau 7-13 : Métrée des voiles f_{c28} = 40 Mpa

sens	Etage	L(m)	Armt long ver		Armt long hor	Epng
			ϕ12et ϕ10	ϕ8		
X	RDC+1	4.15	709.724	-	1106.158	76.7232
		3.70	591.436	-	986.212	63.936
	2+3	4.15	521.718	-	1106.158	76.7232
		3.70	434.764	-	986.212	63.936
	4+5	4.15	-	362.5	1106.158	76.7232
		3.70	-	302.084	986.212	63.936
Y	RDC+1	2.60	414.006	-	654.502	42.2688
		2.80	473.15	-	956.596	48.3072
	2+3	2.60	304.336	-	654.502	42.2688
		2.80	347.812	-	956.596	48.3072
	4+5	2.60	-	241.666	654.502	48.3072
		2.80	-	271.874	956.596	54.3456

VII.4.4. prix d'un (1 tonne) de chaque type d'armature :

- Prix(ϕ 6) : 105000.00 DA

- Prix(ϕ 8) : 92000.00 DA

- Prix(HA10) : 118000.00 DA

- Prix(HA 12) : 92000.00 DA

- Prix(HA 14) : 92000.00 DA

- Prix(HA 6) : 82000.00 DA

Tableau 7-14 : poids totale des armatures de structure f_{c28} = 25Mpa .

	Poids totale des Armatures Longitudinales	**Poids totale des Armatures Transversales Φ8**	**Poids totale des Armatures Transversales Φ6**	**Prix Total**
Poutre	7350	11265.2		
poteau	10748.38	16905		
voile	4412.67	12378.396	806.66	
poids totale De la structure	22511.05	40548.596	806.66	
Prix (DA)	2071016.00	3730471.00	84699.30	**5886456.30**

Tableau 7-15 : poids totale des armatures de structure. f_{c28} = 40Mpa

	Poids totale des Armatures Longitudinales	**Poids totale des Armatures Transversales Φ8**	**Poids totale des Armatures Transversales Φ6**	**Prix Total**
Poutre	6314.04	11265.2		
poteau	10748.38	16905		
voile	3796.95	12288	705.78	
poids totale des armatures	20859.37	40458.2	705.78	
Prix (DA)	1919062.04	372215.44	74106.90	**5715323.43**

Tableau 7-16 : comparaison entre béton armé de $\mathbf{f_{c28}}$ **= 25 Mpa et pour** $\mathbf{f_{c28}}$ **= 40 Mpa**

	Béton armé Ordinaire	**Béton armé a Haut Resistance**
Béton	**2755452.00**	**6474254.00**
Acier	**5886456.30**	**5715323.43**
Prix totale De la structure (DA)	**8641908.30**	**12189577.43**

Conclusion :

D'après les résultats des prix présentés dans les tableaux ci-dessus, nous pouvons conclure que, le prix de béton ordinaire est moins chère que le béton de haute résistance. La différence de ferraillage obtenu pour les deux bétons est faible. Non pas parce que la résistance n'a pas d'influence mais parce que le choix final des sections d'armature des poteaux et des voiles est toujours lié à la section minimale du règlement RPA. Cette section est lié à la section du béton, et tant qu'il n'y a pas différence des sections entre les deux bétons pour chaque élément, nous avons obtenu même ferraillage. Ajoutant, le prix de l'adjuvant est très chère et le dosage de ciment est élevé dans le BHR.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation , d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Dans la première étape de cette étude, on a dimensionné et renforcé les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure conformément aux règles en vigueur CBA 93, RPA 99 V 2003.

Dans la deuxième étape, l'étude de métrie nous a permet d'enrichir plus nous connaissance sur la comptabilité de la construction à la fois des quantités et du coût de l'ouvrages.

Les conclusions auxquelles a abouti cette étude, sont résumées dans les points suivant :

- En terme de comportement dynamique, la résistance du béton à :
  - Un effet faible sur les modes et la force sismique totale, ainsi que les effets de second ordre.
  - Un effet moyen sur la période, la force sismique des deux premiers niveaux, ainsi que le déplacement.
  - Un effet important sur la force sismique du dernier niveau et le moment de renversement,
- En ce qui concerne le ferraillage des éléments résistants :
  - l'augmentation de la résistance du béton apparaitre dans le cas où les sollicitations sont influencées. Cette influence a été observée sur les

pour secondaire. Mais pour les poteaux le ferraillage final obtenu est lié à la section minimale exigée par le règlement RPA. Cette section dépend de la section du poteau.

- la résistance du béton n'a pas d'influence sur le comportement des voiles où nous avons obtenue mêmes sollicitations (M, N, V) pour tous les niveaux. Donc le ferraillage calculé reste le même pour les deux bétons. La différence apparaît dans le choix où nous avons augmenté l'espace St des armatures verticales pour le béton de haute résistance, d'où la section diminue.

- En ce qui concerne le cout de béton armé, l'obtention d'un béton de haute résistance demande un dosage en ciment élevé et un dosage en superplastifiant. Ces deux sont les plus chères composant du béton. Le prix d'un mètre cube de BHR été plus de deux fois le prix de BO. Même si en introduit le prix de l'acier, le béton armé de résistance 40 MPa reste plus chère presque deux fois.

BIBLIOGRAPHIE

Documents réglementaires :

[1] La construction en zone sismique V.Davidovici

[2] Règles parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003

[3] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93

[4] Charges permanentes et charges d'exploitation DTR8.C.22

[3] NF EN 1097-3 Août 1998
Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats
- Partie 3 : méthode pour la détermination de la masse volumique en vrac et de la porosité intergranulaire

[6] NF EN 933-3**MARS 1997** Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats

[8] NF EN 933-3**MARS 1997** Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats

Logiciels :

[1] Autodesk Robot structural Analysis Professional 2010
[2] Socstec
[3]Robot EXPERT 2010