République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Dr.Yahia Farès de MEDEA



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de génie de la matière

Memoire de fin d'etude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : «Structure » et « Construction et Matériaux

Thème

Conception et étude d'un hôtel (R+5) contreventé par système mixte (portique+voile)

Etudié par :

-RAFA SOUMIA
- BENKIDDA RABIA

Dirigé par :

Dr : *BOUCHRUTE.DALILA*

Promotio2014/2015

DEDICACE

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

Mes chères et tendres parents,

qui ont illuminé le chemin de ma vie par leurs chaleurs et leurs amours et qui n'ont jamais cessé de m'encourager durant toutes mes années d'études. Que dieu les gardes et les rend heureux comme ils m'ont rendu heureuse.

A MON frère

MOUSTAPHA ET SA FAMILLE

RABEH ET SA FAMILLE

SAAD ET SA FAMILLE

MOUHAMED ET SA FAMILLE

et Mes sœurs.

MIRA ,NAOUAL ,AHLAM

A toutes les familles : RAFA LAZZARGUE

Mes amies intimes : SANS EXEPTION

A mon binôme ***RABIA*** *et sa famille.*

A Tous mes collègues de la 2eme année master

*génie civile.****ET TOUT LES ETUDIENTS DE MON PROMOTION***

SOUMIA RAFA

Remerciements

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

La réalisation de ce mémoire n'aurait pas été possible sans l'aide et la participation de plusieurs personnes avec lesquelles nous avons étroitement élaboré et qui nous ont fait part de leurs connaissances et leur savoir faire.

***Notre promotrice** : **Dr :** BOUCHRUT DALIA Pour son aide, son encouragement et son suivi pour réaliser ce travail.*

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

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

Encore des remerciements a tous les ingénieures et aux architectes qui nous a donne l'aid sur tous Weld Torki BEN AISSA

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

DEDICACE

Je dédié ce travail au Modèle de sacrifice, d'amour et de générosité . La lumière de mon chemin et les étoiles de ma vie, ma très chère mère.

A mon très cher père

A mon marie Abd Aziz et son famille

A mon cher frère Ahmed

et MES sœurs Wassila ,Rachida ,Hadda ,Djamila, et Meriem

A toute ma famille sans exception.

Je remercie mon ami et binôme **somia** *qui a contribué à la Réalisation de ce modeste travail*

A Tous mes collègues de la 2éme année master génie civile.

Rabia . . .

Sommaire

REMERCIEMENTS ……..
RESUME……..
SOMMAIRE……
LISTE DES TABLEAUX……...
LISTE DES FIGURES……
NOTATIONS……...
INTRODUCTION GENERALE……

CHAPITRE I

I.1 introduction……1
I.2implantation de l'ouvrage …… …… 1
I.4Caractéristiques géométriques de l'ouvrage ……... 1
I.4. dimension en élévation ……..... 2
I.4. b Dimensions en plan ……... 2
I.3.1. Dimensions en élévation d'hôtel 2
I.5.Système de contreventement ……. 2
I.3.planchers ……... 2
I.5.b Maçonnerie ……..... 2
I.5.c .revêtements……..... 2
I.5.d L'acrotère ……..... 3
I.5.e L' escaliers ……... 3
I.6Caractéristique mécaniques des matériaux…….. 3
I.6.1Béton…….. 3
I.6.2 Béton arme. ……. 4
I.6.3.Les aciers ……..……..... 4
a. 1Types d'acier……..……..... 4
b . Module d'élasticité longitudinale de l'acier……..……..... 5
I.5.Conclusion……..... 5

CHAPITRE II

II.1.Introduction……..... 10
II.2 les planchers……..……..... 10
II.2.a Plancher à corps creux……..……..... 10
II.2.b Les dalles pleines……..……..... 12
II.3. évaluation des charge et surcharges…… 13
II.3.1.maçonnerie……..... 13
II.3.1. a .murs intérieurs (simple cloison) …… 14
II.3.b. murs extérieurs (double- cloison) ……... 14
II.3.2.b Plancher -terasse……..... 15
II.3.2.a charge permanant …… 14
II .3.2.b charge d' exploitation…… 14

II.3.3.plancher courante …….. 17
II.3.3.a charge permanent…… 17
II.3.3.b.charge d'exploitation ……. 18
II.3.4.dalle plein…… 18
II.4.les poutres……..... 19
II.4.a pré dimensionnement des poutres A… ……. 21
II.4. b pré dimensionnement des poutre b…….. 22
II4 .2verification de la fleche……. 22
II.5.les poteaux……. …… 23
II.5.1Pré dimensionnement des poteaux…….…….... 23
II.5.2Choix du poteau le plus sollicité……..... 23
II.5.3Dimensions des poteaux……..... 23
II.5.4Calcul de la longueur de flambement Lf……..... 24
II.5.5Calcul de l'effort $\overline{N}_U$……..……..... 26
II.5.6Détermination des charges et surcharges……..……..... 28
II.5.7Descente des charges…….……..... 33
II.5.7.aCharges permanentes ……..... 33
II.5.7.a Charges d'exploitation …… 34
II.5.8Vérification selon le RPA99v2003…… 37
II.6 lesvoiles …… …….……..... 39
II.6Pré dimensionnement des voiles ……..... 26

CHAPITRE III

III.1Calcul de l'acrotère……..... 41
III.1.1 Charges permanentes et d'exploitations……..... 41
III.1.2 Calcul du ferraillage……..……..... 42
III.1.2.a À E L U…….……..... 42
III.1.2.b. Vérification à l'E.L.S…….…….... 44
III.1.3 Vérification de l'effort tranchant……..…….……..... 47
III.1.4 Vérification de l'acrotère au séisme…….……..... 47
III.2Plancher à corps creux……...……..... 48
III.2.1 La dalle de compression……..... 48
III.2.2Les poutrelles……..... 50
III.2.2.a avant coulage…….…….... 50
III.2.2.b. Après coulage……..... 50
III.2.2.b.1 Méthode de calcul……..……. 56
III.2.2. c Calcul du ferraillage……..……..... 62
III.2.2. d Vérification au cisaillement……..……..... 65
III.2.2.e.Vérifications préliminaires de la flèche……..... 66
III.2.2.f Évaluation détaillée de la flèche……...……..... 66
III.3Les dalles pleines……..……..... 67

III.3.1Exposé de la méthode de ligne de rupture……..……..... 67
III.3.1.2Evaluation des sollicitations……..……..... 69
III.3.1.2 .a Calcul du 1^{ier} type de rupture de la dalle (Type 1)…….. 69
III.3.2Calcul du ferraillage……...……..... 72
III.3.2.1Calcul de ferraillage……..……..... 72
III.3.2.1.a Ferraillage à L'ELU……..……..... 72
III.3.2.1.b Vérification de l'ELS…….…….. 72
III.3.2.1.c Vérification de l'effort tranchant……... 73
III.4Dalle machine……..... 73
III.4.1Introduction……..……..... 73
III.4.2Pré dimensionnement…….……..... 73
III.4.3Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation…… 74
III.4.3.a.Charges permanentes G……..……..... 74
III.4.3. b Poids de la machine supportée……..……..... 74
III.4.3. c La charge d'exploitation……...……..... 75
III.4.4calcul des sollicitations…….……..... 76
III.4.4.a Méthode de calcul…….……..... 76
III.4.4.b Hypothèses (ligne de rupture)……..……..... 76
III.4.4.c Principe de calcul……..……..... 76
III.4.4.d Calcul du ferraillage……...……... 78
III.4.4.e Condition de non fragilité……..……..... 79
III.4.4.f Condition d'espacement……. 80
III.4.3.g Vérification de l'effort tranchant……... 80
III.4.4Vérification à l'E.L.S……..... 80
III.4.5Vérification de la flèche……..... 81
III.4.6.Vérification de non poinçonnement……..……..... 82
III.5.Les escaliers……...……..... 83
III.5.1.Terminologie……...……..... 83
III.5.2.Escalier à trois volées …….... 84

III.5.2.1.1^{ier} volée…….……..... 84
III.5.2.1.A .Pré dimensionnement…….……. 84
III.5.2.1.B .Evaluation des charges et surcharges…….……. 86
III.5.2.1.C .Détermination des efforts……..……... 87
III.5.2.3.B .Evaluation des charges et surcharges……... 84
III.5.2.4.Récapitulations.……..……..... 90
III.5.2.5.a .Condition de non fragilité……..……..... 92

III.5.2.5.b .Les armatures de répartition……...……..... 92
III.5.2.5.c Vérification de l'espacement……
II.5.2.ferraillage des escalier ……..……..... 91
III.5.2.5.d .Vérification de l'effort tranchant…… 92
II.5.2.ferraillage des escalier…….....
III.3.4.5.e .Vérification a L'ELS…… 93
III.5.2.f.verification de la flèche…….…….....
III.5.3.Calcul de la poutre palière.……..... 91
III.5.3.1.Pré dimensionnement.……..... 91
III.5.3.2 .Evaluation des charges ……..……..... 92
III.5.3.3 Calcul des efforts…….. 92
III.5.3.4.Ferraillage de la poutre palière ……..……..... 94
III.5.3.4.A .Condition de non fragilité……..…….. 94
III.5.3.4. B .Vérification de l'effort tranchant…….. 94
III.5.3.4.C .Vérification de compression dans la bielle de béton……..…….. 94
III.5.3.4.D .Vérification au voisinage de l'appui……...…… 95
III.5.3.4.E .Armatures transversales…….…….... 95
III.5.3.4.E.1 Vérification du R.P.A 99…… 95
III.5.3.4.F .Vérification à l'E.L.S……..…… 96
III.5.3.4.G .Vérifications préliminaires de la flèche …… 96

CHAPITRE IV

IV.1.Introduction…….....……..... 97
IV.2.Caractéristiques géométriques de la structure …….……..... 98
IV.2.1.Centre de masse …… 99
IV.2.2 .Centre de torsion ……...……..... 100
IV.2. 3.Excentricité ……...……..... 103
IV.2 3.1 .Excentricité théorique (statique)…… ……... 103
IV.2.3.2 .Excentricité accidentelle……..... 103
IV.2.3.3 .Effets de la torsion accidentelle…….…….... 104
IV.2.3.4 .choixde la méthode de calcul ……..……..... 104
IV. 3.Choix de la méthode de calcul ……..……... 105
IV. 3. 1 .Introduction……..... 105
IV.3.2.Méthode dynamique modale spectrale…… 105
IV.3.2.1 .Principe ……. 105
IV. 3.2.2. Modélisation …….. 105
IV 3.2.3 .Le spectre de réponse de calcul…….. 105
IV .4.Résultats de l'analyse dynamique…….. 107
IV.4.1.Vérification de comportement……... 109

IV .4.2 Vérification de participation massique……. 110
IV .4.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul …. 111
IV .4.5.Vérification de la stabilité au renversement…… 114
IV .4.6.Vérification des déplacements …….. 120
IV .4.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ…… 123
IV.5. *Vérification de cisaillement des éléments* ……..... 125

IV.5.3Vérification des sollicitations normales……. 125

CHAPITRE V

V.1.Introduction …….. 128
V.2.Ferraillage des poutres …….. 128
V.2.1.Introduction …… 128
V.2.2.Recommandations du R.P.A99 …….. 129
V.2.3.Vérification des contraintes à l'état limite de service …… 132
V.2.4.Vérification des poutres selon les conditions RPA et CBA …… 136
V.2.5.Calcul des armatures transversales ……... 144
V.2.6.Vérification de la flèche…… 145
V.3.Ferraillage des poteaux ……. 146
V.3.1.Détermination des armatures longitudinales …… 146
V.3.2.Détermination des armatures transversales …….. 153
V.4.Ferraillage des voiles …… 158
V.4.1.Introduction …….. 158
V.4.2.Combinaison ……. 158
V.4.3.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 …….. 158
V.4.4.Calcul du ferraillage……... 159
V.4.4.1.Calcul du ferraillage vertical ……. 159
V.4.4.2.Armatures horizontales …… 164
V.4.4.3 .Armatures transversale…….. 165
V.4.5 .Calcul de ferraillage du voile avec ouverture (V_5) …… 166
V.4.5.1.Le ferraillage des trumeaux ……... 166
V.4.5.1.1.Calcul du ferraillage vertical ……. 166
V.4.5.1.2.Vérification des voiles à l'effort tranchant …… 167
V.4.5.2. Le ferraillage du linteau ……... 167
V.4.5.2.1.Premier cas :$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$……..... 168
V.4.5.2.2.Aciers longitudinaux ……. 168
V.4.5.2.3Acier transversaux ……. 168
V.4.5.2.3.1.Premier sous- cas …….. 168
V.4.5.2.3.2. Deuxième sous cas ……... 169

V.4.5.2.2.Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$……..... 170
V.4.5.2.3.Ferraillage minimal …… 170
V.4.5.2.3.1.Les armateurs longitudinaux 171
. V.4.5.2.3.2.Les armateurs diagonales 171
V.4.5.2.3.2.3Les armateurs transversaux 171

CHAPITRE VI

VI.1.Introduction ……..……..... 173
VI.2.type de la fondation……..... 173
VI.3.Connaissance du site et du sol …….……..... 174
VI.4.Choix du type de fondation ……..……..... 174
VI.4.1.Calcul des semelles filantes……...……..... 175
VI.4.1.1.Semelles filantes sous voile……...……..... 174
VI.4.1.1.a .Dimensionnement……..……. 174
VI.4.1.2.Semelles filantes sous poteaux……...……..... 175
VI.4.1.2.a .Dimensionnement……...……... 176
VI.4.1.3.Vérification du chevauchement entre les semelles ……..... 176
VI.4.1.4.Ferraillage Semelles filantes …….……..... 177
VI.4.1.4.1.Ferraillage Semelles filantes sous voile…….……... 177
VI.4.1.4.2.Ferraillage Semelles filantes sous poteaux……..... 180
VI.3.1.2. Ferraillage des semelles filantes…….. 181
VI.3.3.1. Dimensionnement de la Poutre de libage ……..…… 183
VI.3.3.2Ferraillage de la poutre de libage …….…… 184
CONCLUSION GENERALE**…….....**
BIBLIOGRAPHIE **……**

LISTE DU TABLEAUX

Tableau I.1	Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.....	5
Tableau II .1	Charge permanente du mur simple	11
Tableau II .2	charge permanentes du murs doubles cloison.....	14
Tableau II .3	Charge permanente a corps creux du plancher-terrasse....	15
Tableau II .4	Charge permanente Plancher courant.....	17
Tableau II .5	Charges permanentes pour la dalle pleine d'étages courants.....	18
Tableau II .6	Charge permanent pour la dalle pleine du planchée terrasse.....	19
Tableau II .7	pré- dimensionnement des poutresA.....	19
Tableau II .8	pré- dimensionnement des poutres B.....	19
Tableau II .9	pré-dimensionnement des poteaux carre.....	19
Tableau II .10	pré-dimensionnement des poteaux circulaire.....	19
Tableau II .11	détermination de la longueur de flambement A.....	25
Tableau II .12	détermination de la longueur de flambement B.....	25
Tableau II .13:	Calcule de $\overline{N}_U$	27
Tableau II .14	Calcule de $\overline{N}_U$	27
Tableau II.15	charges permanentes.....	32
Tableau II.16	charges permanentes pour la dalle pleine	33
Tableau II.17	des surcharges d'exploitations A.....	34
Tableau II.18	des surcharges d'exploitations pour la dalle pleine B.....	34
Tableau II.19	tableau de vérifications.....	35
Tableau II.20	vérification pour la dalle pleine.....	36
Tableau II.21	vérification de coffrage.....	36
Tableau II.22	vérification de coffrage	37
Tableau II.23	dimensionnements des voiles	39
Tableau III.1	Les Charges.....	45
Tableau III.2	Les efforts	45
Tableau III .3	Les données.....	45
Tableau III.4	les charges de la poutrelle avant collage.....	55
Tableau III.5	Calcul des moments.....	55
Tableau III.6	Calcul des moments.....	56
Tableau III.7	Calcul des moments.....	57
Tableau III.8	Calcul des moments.....	58
Tableau III.9	Calcul des moments.....	59
Tableau III.10	Actions de calcul des poutrelles après coulage.....	63
Tableau.III.11	Moments en appuis des poutrelles (KN.m).....	64
Tableau.III.12	Evaluation des moments en travées et en appuis (KN.m).....	66
Tableau III - 13	ferraillages longitudinaux des poutrelles.....	67
Tableau III.14	Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacements	77

Tableau III.16	Evaluations des sollicitations	74
Tableau III.17	les données	78
Tableau III.18	Ferraillage des dalles pleines	78
Tableau III.19	Charges permanentes	80
Tableau III.20	Les charges concentrées	81
Tableau III.21	Détermination des chargements de la dalle	82
Tableau III.22	Les données	85
Tableau III.23	Calcul des sections d'acier de la dalle	85
Tableau III.24	Calcul de M service	87
Tableau III.25	Vérification à l'ELS	87
Tableau III.26	Poids propre du palier de repos de l'escalier	92
Tableau III.27	Poids propre de la paillasse de l'escalier	92
Tableau III.28	Combinaison des charges de l'escalier	93
Tableau III.29	les donnes	98
Tableau III.30	Calcul des sections d'acier de l'escalier	99
Tableau III.31	Les armatures de répartition	99
Tableau III.32	Vérification de l'espacement	99
Tableau III.33	Vérification à l'E.L.S	100
Tableau III.34	Vérification de la flèche de l'escalier	102
Tableau III .35	pré-dimensionnement de la poutre palière	103
Tableau III.36	Les efforts agissants sur une poutre palière	104
Tableau III.37	les donnes	106
Tableau III.38	calcul des sections d'acier	106
Tableau III.39	Vérification à l'E.L.S	109
Tableau III.40	vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière	109

Tableau IV.1	Le comportement des trois premiers modes	102
Tableau IV.2	Calcule du centre de masse	104
Tableau IV.3	Calcul du centre de torsion	107
Tableau IV.4	Calcul de l'excentricité théorique	107
Tableau IV-5	Calcul de l'excentricité accidentelle	108
Tableau IV.6	Calcul de l'excentricité totale	109
Tableau IV.7	détermination du facteur de qualité Q	111
Tableau IV.8	Le comportement des trois premiers modes	114
Tableau IV.9	Coefficient de participation massique	115
Tableau IV.10	vérification des périodes	115
Tableau IV.11	Calcul de la force sismique (M.S.E)	117
Tableau IV.12	Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	117
Tableau IV.13	Forces sismiques selon la hauteur suivant X	119
Tableau IV.14	Forces sismiques selon la hauteur suivant Y	120
Tableau IV.15	calcul du moment de renversement	121
Tableau IV.16	calcul du moment stabilisant	122
Tableau IV.17	Vérification de stabilisation	122
Tableau IV.18	Vérification des déplacements inter-étages sens X	123
Tableau IV.19	Vérification des déplacements inter-étages sensY	124
Tableau IV.20	Vérification l'effet P-Δ sens X	125
Tableau IV.21	Vérification l'effet P-Δ sens Y	125
Tableau IV.22	Vérification des sollicitations normales	126
Tableau V.1	Les données de calcule	135
Tableau V.2	Ferraillage longitudinal des poutres principalesPP1	137
Tableau V.3	Ferraillage longitudinal des poutres principalesPP2	138
Tableau V.4	**:** Ferraillage longitudinal des poutres secondairesPS1	139
Tableau V.6	Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principalesPP1	141
Tableau V.7	Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principalesPP2	142
Tableau V.8	Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondaires PS1	143
Tableau V.9	vérification des PP1 selon la condition CBA et RPA	144
Tableau V.10	vérification des PP2 selon la condition CBA et RPA	145
Tableau V.11	vérification des PS1 selon la condition CBA et RPA	146
Tableau V.12	Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement	152
Tableau V.13	Vérification de la flèche des poutres	153

Tableau V.14	Calcule le ferraillage des poteaux à l'ELU	157
Tableau V.15	ferraillages longitudinaux des poteaux	158
Tableau V.16	vérification des armatures à ELS des poteaux	159
Tableau V.17	les armatures transversales et leurs espacements	161
Tableau V.18	Vérification de la quantité d'armatures transversales	162
Tableau V.19	Les armatures verticales des voiles V1, V2, V3, V4	169
Tableau V.21	calcul des armatures verticaux	170
Tableau V.22	vérification des armatures à ELS des voiles	171
Tableau V.23	Détermination des armatures horizontales	172
Tableau V.24	Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 20 cm, L=1.35 m	175
Tableau V.25	vérification des armatures à ELS des voiles	175
Tableau V.26	Vérification a l'effort tranchant des voiles (V_1, V2, V3, V_4)	179
Tableau V.27	calcul des armatures diagonal	179
Tableau V.28	calcul des armatures transversales	179
Tableau V.29	Calcul du τ_b	180
Tableau V.30	Calcul des armatures A_c	180
Tableau VI .1	semelles filantes sous poteaux	183
Tableau VI .2	semelles filantes sous poteaux et voiles	184
Tableau VI .3	Vérification du chevauchement entre les semelles	185
Tableau VI .4	Vérification du chevauchement entre les semelles	185
Tableau VI .5	vérification de la stabilité de la semelle filante sous deux pot et voile	186
Tableau VI .6	dimensions des semelles filante sous deux pot et voile	186
Tableau VI .7	vérification de la stabilité de la semelle filante sous quatre pot	188
Tableau VI .8	dimensions des semelles filante sous quatre pot	189
Tableau VI .9	la dimensions des semelles filantes sous cinq pots et voile	191

LISTE DES FIGURES

FigureI-1	Plan de façade	6
Figure I-2	plan de l'étage courant	7
Figure I-3	plan de l'étage courant	8
Figure I-4	plan de la coupe A-A	9
Figure II-1	dimensionnement de plancher à corps creux	11
Figure II-2	Dimensions du corps creux	12
Figure II.3	Murs Simple et double cloison	15
Figure II-4	composante d'un plancher-terrasse	16
Figure II -5	composants d'un plancher courant	17
Figure II-6	composantes d'un plancher courant	18
Figure II -7	composants de la dalle pleine d'étages courants	19
Figure II -8	Dimensionnement de la poutre	20
Figure II-9	Section réduite du poteau	27
Figure. II -10	représentation du poteau le plus sollicité A	28
Figure. II -11	représentation du poteau le plus sollicité B	31
Figure II -12	les poutres principales et les poutres secondaires	39
Figure II – 13	Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche)	40
Figure III. 1	l' acroter	41
Figure III. 2	section de B .A a l'ELU	43
Figure III.3	ferraillage de l'acrotere	47
Figure III. 4	disposition constructive des armatures de la table de compression	49
Figure III.5	schématisation de la poutrelle I avant coulage	50
Figure III .6	Choix de disposition des étaiements	52
Figure III.7	Travée avec un seul étai au milieu	52
Figure III. 8	Travée avec deux étais espacés de 1.8 m	53
Figure III.9	Travée avec trois étais espacés de 1.35	54
Figure III.10	Travée avec trois étais espacés de 1.08 m	55
Figure III.11	Type 4 : poutrelle à 1 travée	56
Figure III.12	Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU	60
Figure III.13	Diagramme des efforts tranchants des poutrelles l'ELU	60
Figure III.14	Diagramme des moments du 1^{ier} type des poutrelles à l'ELS	61
Figure III.15	les sections considérées pour le calcul des ferraillages En travée (à gauche); En appui (à droite)	62
Figure III .16	Disposition constructive des armatures	64
Figure III .17	Dalle pleine	69
Figure III .18	efforts et déplacements des zones rigides	70
Figure III .19	dimensions de la dalle machine	74
Figure III .20	Déférentes charges agissantes sur la dalle	75
Figure III .21	Les lignes de rupture	77
Figure III .22	la vérification de non poinçonnement	83
Figure III.23	Représentation d'un escalier	84

Figure III.24	Dimensions de l'escalier	85
Figure III.25	Schéma statique à l'E.L.U	88
Figure III.26	Schéma statique à l'E.L.S	90
Figure III.27	Dimensionnement de la poutre palière	96
Figure III.28	Différents efforts dans la poutre palière(ELU)	98
Figure III.29	Différents efforts dans la poutre palière(ELS)	99
Figure IV.1	vu de la structure	103
Figure IV.2	disposition des voile du bloc	104
Figure IV.3	inerties des voiles et des poteaux	108
Figure IV.4	Spectre de réponse	114
Figure IV.5	Le comportement des trois premiers modes	116
Figure IV.6	Les forces agissent sur la stabilité au renversement	122
Figure IV.7	Distribution des forces sismiques	123
Figure IV.8	Concentration des forces sismiques aux étages suivant X	124
Figure IV.9	Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y	125
Figure V.1	Disposition des armatures pour les poutres	147
Figure V.2	Ferraillage des poutres principales1, intermédiaires de la terrasse	148
Figure V.3	Ferraillage des poutres principales1 intermédiaires des étages	149
Figure V.4	Ferraillages des poutres principales1 de rive de terrasse	149
Figure V.5	Ferraillages des poutres principales1 de rive d'étages	149
Figure V.6	Ferraillages des poutres principales2 de terrasse intermédiaire	150
Figure V.7	Ferraillages des poutres principales2 de terrasse rive	150
Figure V.8	Ferraillages des poutres principales2 d'étage intermédiaire	151
Figure V.9	Ferraillages des poutres principales2 d'étage rive	151
Figure V.10	Ferraillages des poutres secondaires étages	152
Figure V.11	Ferraillages des poutres secondaires Terrasse	152
Figure V.12	définition de la zone nodale dans les poteaux	155
Figure V.13	Disposition des armatures pour les poteaux	165
Figure V.14	Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages RDC, 1	165
Figure V.15	Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2, 3	166
Figure V.16	Ferraillage des poteaux de rive des étages 4.5	166
Figure V.17	Ferraillage des poteaux cerculaire D=60	166
Figure V.18	types de voile	169
Figure V.19	Section entièrement tendue	120
Figure V. 20	Section entièrement comprimée	120
Figure V.21	Section partiellement comprimée	171
Figure V.22	Les armatures transversales et les épingles	175
Figure V.23	La zone de recouvrement des voiles	175
Figure V.24	les voiles avec ouvertures (porte)	176
Figure V.25	effort tranchant et moment dans le linteau	179
Figure V.26	Armatures du linteau selon le RPA 99	180
Figure V.27	ferraillage du linteau	182
Figure VI-1	disposition des semelles	184
Figure VI –2	Bulbes de pression dans différents types de semelles	184
Figure VI.3	Schéma équivalent de Semelle filante sous deux poteaux et voile	186
Figure VI.4	Semelle filante sous quatre poteaux	189
Figure VI.5	Semelle filante sous cinq poteaux et voile	191

NOTATIONS

Majuscules romaines :

A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A_{max}, A_{min}:Section d'acier maximale et minimale
A: Section d'un cours d'armatures transversales.

A_{ver} : Section d'armatures verticales.
A_h : Section d' d'armatures horizontales.
A_c : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)
A_D : Section d'armatures diagonales.
B : Aire du béton.
B_r : Section réduite du béton d'un poteau.
B_t : Section de la partie tendue.
L_t : Largeur de la section tendue.
M_t : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.
E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
E_s : Module de déformation longitudinale de l'acier.
I : Moment d'inertie.
I_e : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
M_t : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
M_a : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
M_u : Moment fléchissant à l'E.L.U.
M_{ser} : Moment fléchissant à l'E.L.S '
N : Effort normal.
N_{ser} : Effort normal de service.
N_U : Effort normal ultime.
T_U : Effort tranchant ultime.
G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
E : Charge sismique.

❖ **Minuscules romaines :**

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

c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
f_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
f_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
I_f : Longueur de flambement,
S_t : Espacement de cours d'armature transversale.
S_h : Espacement de cours d'armature horizontale.
S_v : Espacement des armatures verticales.

❖ Majuscules grecques :

Δ : Variation.
$\sum$: sommation.
Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.
W *:* poids.

❖ Minuscules grecques :

α*:* Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
η: Coefficient de fissuration.
λ:Élancement mécanique.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.

❖ Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C .d.g **:** centre de gravité.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

Introduction Générale

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes:

- Présentation de l'ouvrage avec précision des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés et la conception de contreventement du hôtel , ainsi, leur pré- dimensionnement et aussi le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, planchers, escaliers, dalles pleines); cette étape fait l'objet des chapitres I, II et III.

-le chapitre IV quant à lui traite les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure (centre de masse, centre de torsion, l'excentricité,) ainsi que l'étude dynamique qui à été menée par l'utilisation du logiciel de calcul SAP2000V17.

-L'étude des portiques et voiles sous l'action des différentes combinaisons des efforts verticaux et horizontaux et l'adoption du ferraillage de la structure est présentée au chapitre V.

- L'estimation des sollicitations envisagées au niveau de l'infrastructure, le choix du type de fondation le plus convenable, le calcul et le ferraillage de l'ensemble des éléments qui assurent la stabilité de la superstructure, font l'objet du chapitre VI.

-Le travail est terminé par une conclusion générale

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels et structurels, ce qui oblige l'ingénieur de tenir compte des différentes données suivantes : l'usage, la résistance et la stabilité de l'hôtel, les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques et les conditions économiques.

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du hôtel à étudier, le type de structure, et ses éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

On propose dans ce projet, la conception et le calcul des éléments porteurs et non porteurs de l'hôtel. Pour cela nous allons utiliser dans nos calculs les règles parasismiques algériennes *RPA99 version 2003*, et les règles de calcul (BAEL 91 modifiées 99).

I.2. Implantation de l'ouvrage et donnés du site

L'ouvrage est implanté à Tipaza qui est classée comme zone de fort sismicité (*Zone* III) selon le classement des zone établit par le règlement parasismique Algérien (*RPA 99 version 2003)* Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :

Le règlement de Béton Armé "CBA93".

le reglement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation".

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le sol est considéré comme meuble de la classe (S 3).
- Contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}$ = 1bars (donnée par la compagne d' investigations géotechnique).

I.3. Présentation de l'ouvrage

Le travail faisant l'objet de notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une bloc de forme irrégulière en plan il est composée d'un **:** - RDC et (05) étages courants à usage d'habitation et en béton armé contreventé par système mixte(voiles+portique)



I.4.Caractéristique géométriques de l'ouvrage

I.4. a. Dimensions en élévation

Hauteur totale du bâtiment : 19.04m.

Hauteur de RDC :4.08 m.

Hauteur d'étage courant : 3.74m.

I.4.b. Dimensions en plan

Longueur totale (sens longitudinal) : L = 16.2m**.**

Largeur totale (sens transversal) : L=36.67 m.

I.5. Système de contreventement

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 08m, donc selon le RPA99 Version2003 il est nécessaire de stabiliser le bâtiment par un système de contreventement assuré par des voiles.

I.5. aPlanchers:

Nous avons utilisé (2) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les poutres et les poteaux.

- planchers à cops creux.
- planchers à dalle pleine.

I.5.b. Maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- **Murs extérieurs** (double cloison) : Ils sont composés de :
  - deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
  - Une lame d'air de 10 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs** (simple cloison) :Constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.5.c. Revêtements:

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- Carrelage de 2cm pour les bureaux; les halls et les escaliers
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.



- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

I.5.d. L'acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire de la structure compose essentiellement en béton arme, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,…), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.5.e. Les escaliers:

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à trois volets.

I.6. Caractéristique mécaniques des matériaux :

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

I.6.1. Béton : le Béton est constitué par un mélange hétérogène de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau.

a. caractéristique du Béton :

• facile à fabriquer et à mettre en œuvre sur chantier.

• bonne résistance aux actions climatiques.

• bonne résistance a la compression.

• faible résistance a la traction.

b- ciment : le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage a construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

• Resistance mécanique.

• Imperméabilité a l'eau.

Pour notre ouvrage, on utilisera le ciment portland composé CPJ – CEM II 42,5

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

• Sable de dimension inferieure à 5 mm.

• gravier de dimension inferieur à 25mm (3/8, 8/15 et 15/25)

d- Eau de gâchage : l'eau utilisée doit être propre, et ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement du béton.

e- Dosage du béton :

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

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

On retiendra que, pour 1 m^3 de béton, on utilise environ 350 à 400 kg de ciment, 175 à 200 kg d'eau, 500 à 550 kg de sables (dimension < 6 mm) et 1100 a 1200 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm), ces proportions varient dans de faibles proportions avec la qualité du béton recherche.

I.6.2. Béton armé : le béton arme est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposes de manière a équilibré les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction".

Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un a l'autre.

I.6.3.Les aciers :

a. Types d'acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) Présente deux types distincts : une surface lisse et une surface ru

ueuse, chacune ayant sa propre utilité. Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

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

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)
Rond lisse	**Armatures transversales**	FeE 215	ϕ 6*et*ϕ8	215
Barre à haute adhérence	**Armatures longitudinales**	FeE 400	T ≥10	400
Treillis soudé	**Table de compression**	TLE 520	$0 \leq \phi \leq 6$	520

b- Module d'élasticité longitudinale de l'acier : [1]

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quelque soit la nuance de l'acier utilisé :

[$E_s = 2.10^5$ MPa].

I.7-Conclusion:

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$

$f_{t28} = 2.1\text{MPa}$

$E_{i28} = 32164.2\text{MPa}$

$E_{v28} = 10819\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.2\text{MPa} & : \text{situation durable} \\ 18.48\text{MPa} & : \text{situation accidentel le} \end{cases}$$

Fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau_u} = \begin{cases} 3.33MPa \\ 2.5MPa \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très-préjudiciable

$\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

FeE 400 , fe = 400 MPa : Pour les armatures longitudinales

FeE 235 , fe = 235 MPa : Pour les armatures transversales

$\overline{\sigma_s} = 202\,MPa$

Fissuration préjudiciable pour les H.A.

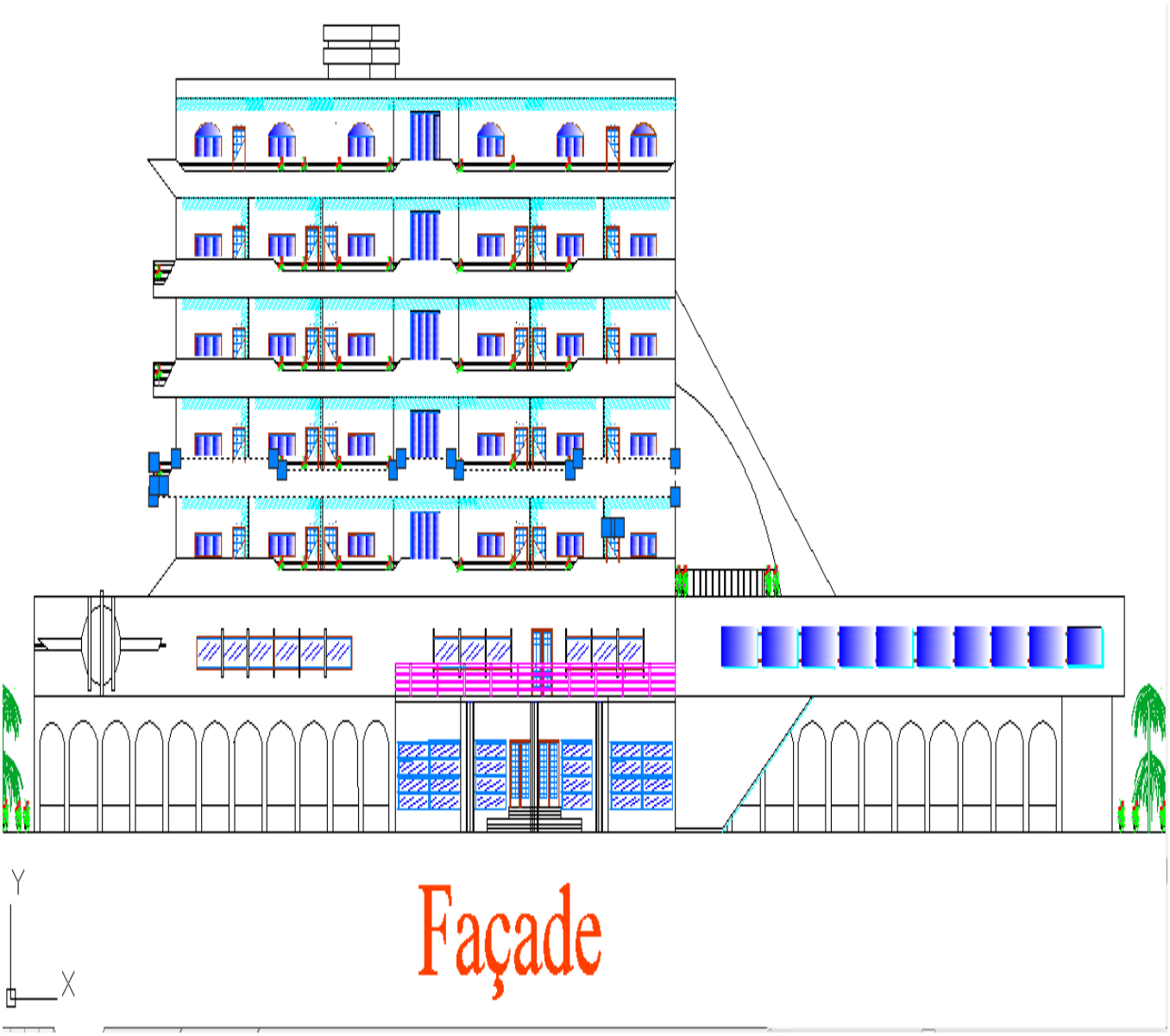


Figure I-1: plan de façade

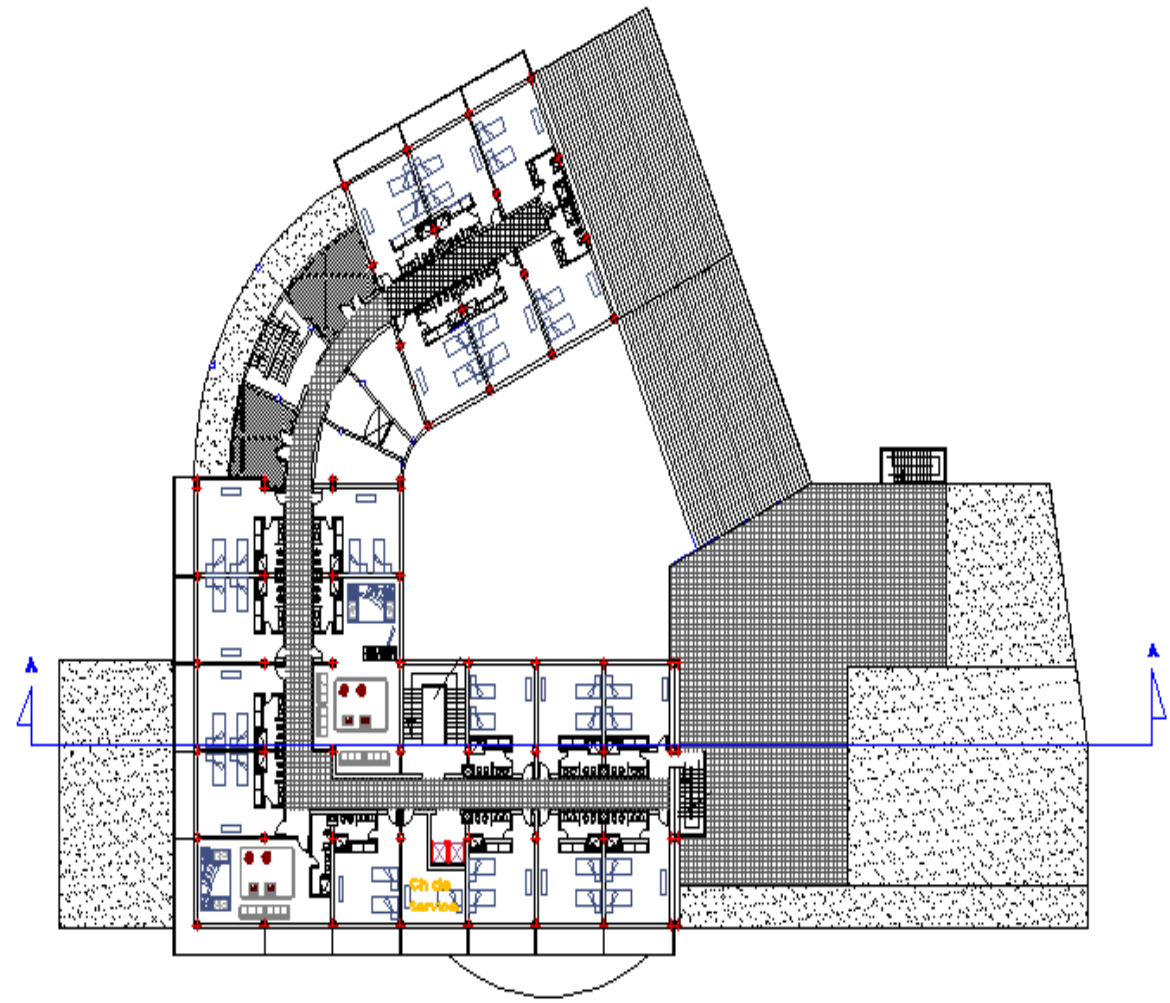


Figure I-2 : plan de l'étage courant

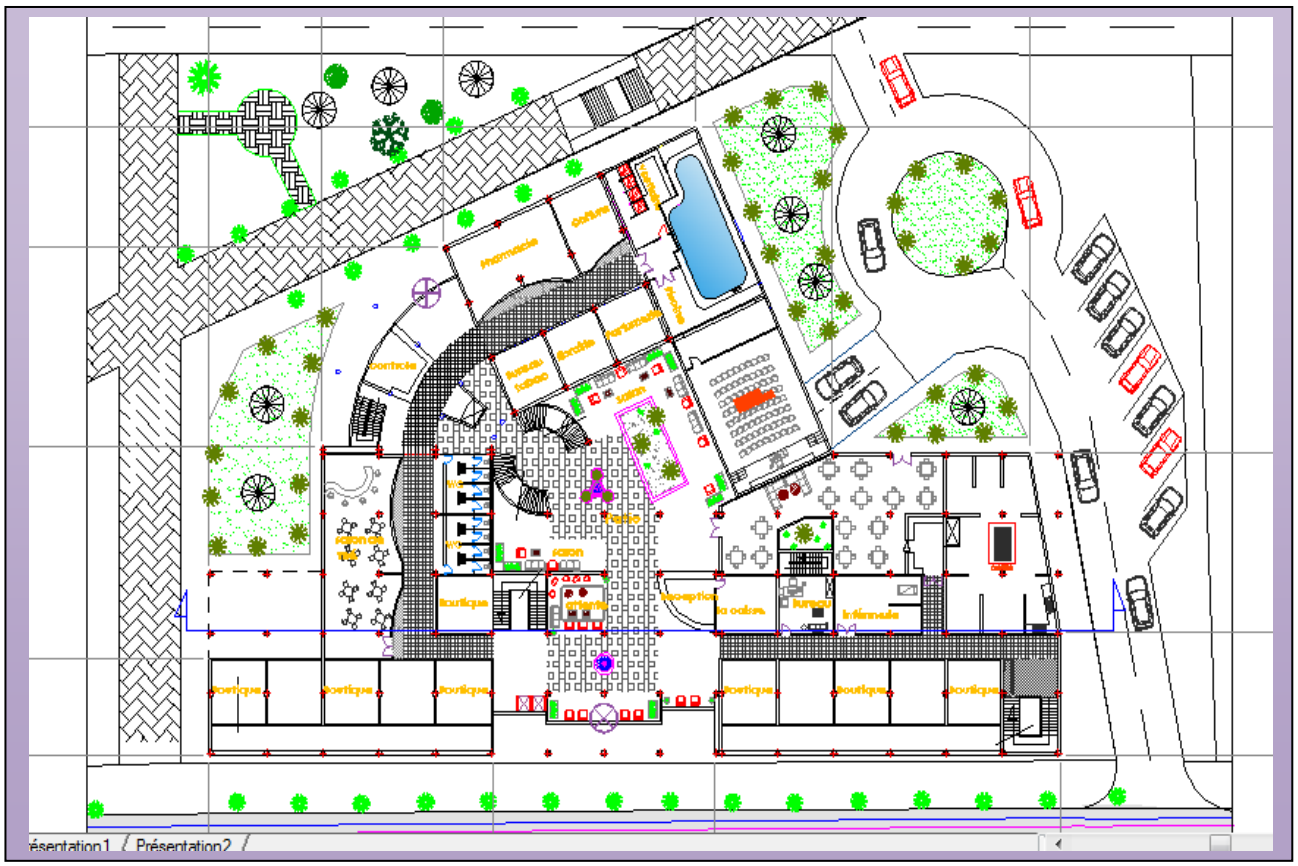


Figure I-3 : plan de l'étage courant

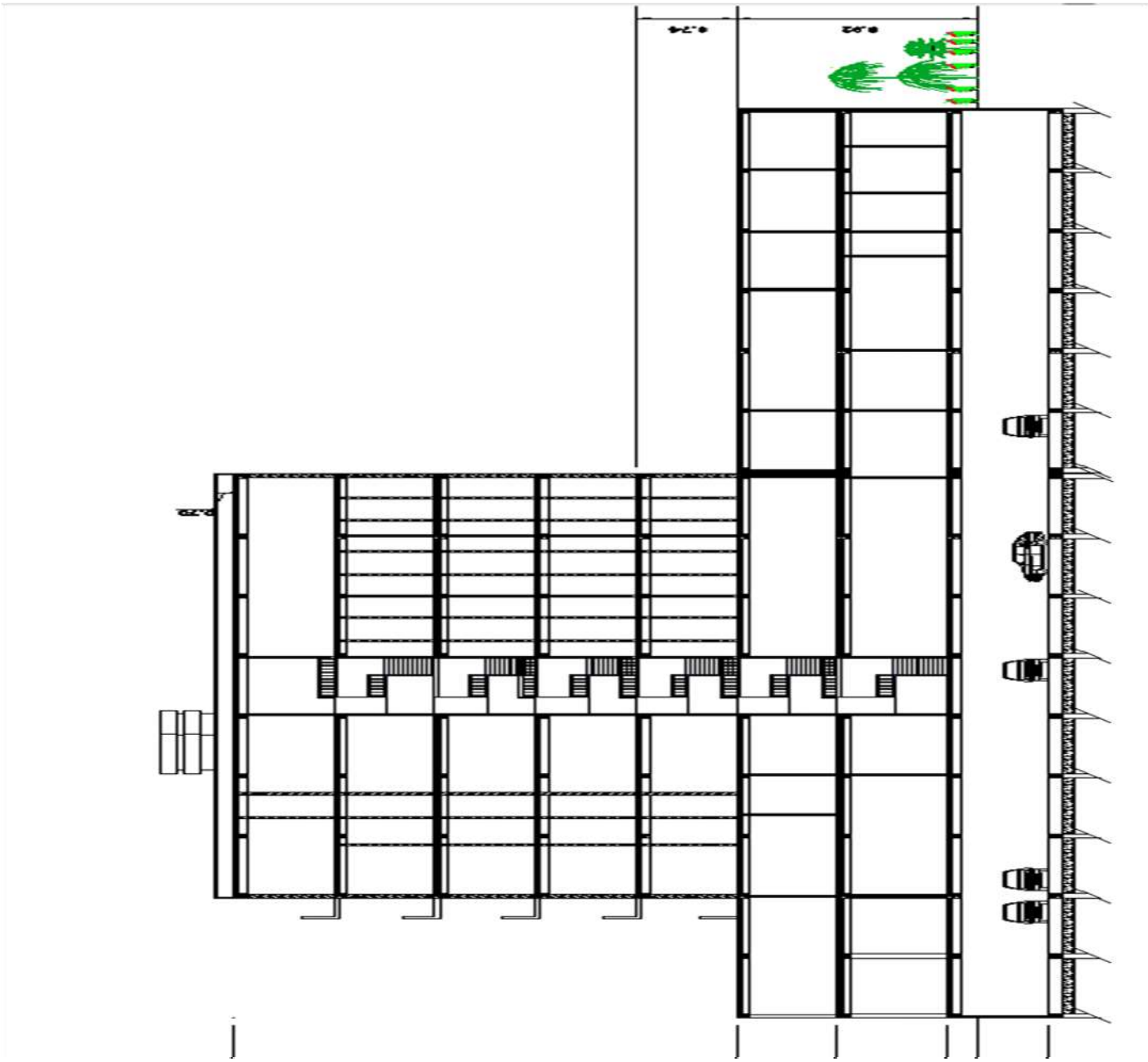


Figure I-4 : plan de la coupe A-A

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le "***RPA99 version 2003***",mettre au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement qui a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage ainsi que l économie.

II.2. Les 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.a. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.

- Entrevous (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- Une dalle de compression supérieure en béton coulée sur place de 4 cm d'épaisseur, coulée sur l'ensemble poutrelles entrevous qui tiennent lieu de coffrage.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales.

Et Pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- ❖ La dalle de compression.
- ❖ Les poutrelles.

L'épaisseur du plancher se calcule à l'aide de la formule suivante :

- ❖ $L/20 \geq ht \geq L/25$ (condition de rigidité) **[1]**

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutre mesurée à nus des appuis.

Pour le cas de notre structure, nous avons : L =5.4 m.

$540/20 \geq ht \geq 540/25 \quad \Rightarrow 27\ cm \geq ht \geq 21{,}6\ cm.$

On choisit : ht = 20 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (20+5)

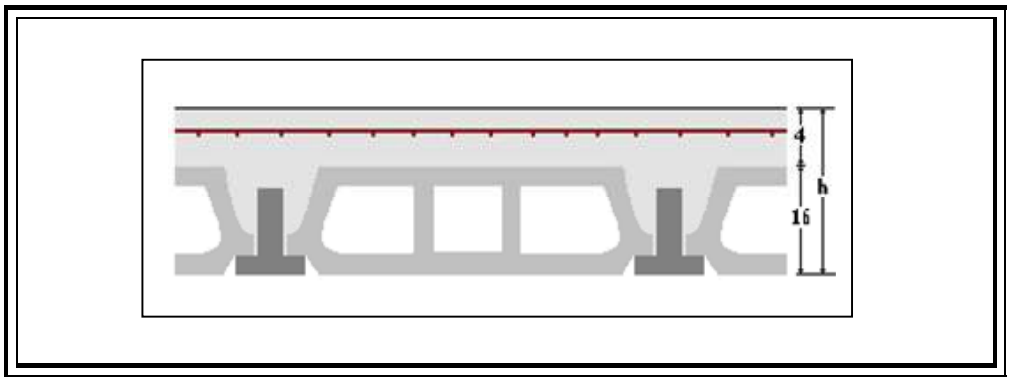


Figure II-1: dimensionnement de plancher à corps creux

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

ht ≥ 16cm

D'où on a : 20 cm > 16 cm (Condition vérifiée).

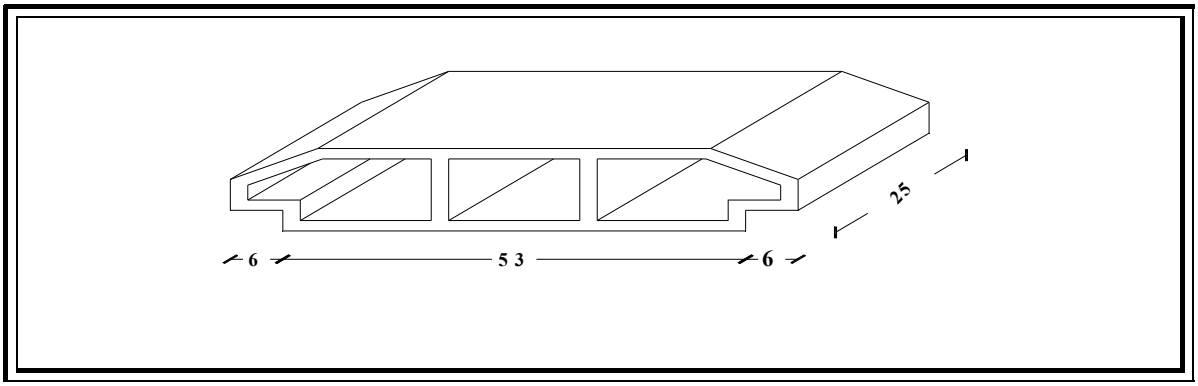


Figure II-2: Dimensions du corps creux

II .2. b. Les dalles pleines

- **Définition**

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue plusieurs types de dalles pleines de formes régulières et irrégulières.

Dans notre cas on distingue 2 types de dalle pleine une reposant sur trois appuis, et l'autre reposant sur quatre appuis.

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

a). Critère de résistance [1]

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $(Lx /50) \leq ep \leq (Lx /40)$

- dalle reposant sur deux appuis : $(Lx / 35) \leq ep \leq (Lx / 30)$

Où : e_p : épaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée mesurée entre nu.

on prendre L la plus grand portée mesurée entre axes pour la sécurité.

b) Sécurité contre l'incendie [1]

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

$e_p = 11cm$: peut assurer un coupe-feu de deux heure.

c) condition d'isolation acoustique [1] $ep \geq 15$ cm.

Critère de résistance $693 / 50 \leq ep \leq 693 / 40 \Rightarrow 13.86 \leq ep \leq 17.32$ (C.V)

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

Condition d'isolation acoustique : $ep = 15$ cm

Conclusion :

Pour la dalle pleine, on adoptera : $e_p = 18$ cm

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

II.3.1. Maçonnerie

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

Tableau II-1 : charges permanentes du mur simple

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfaciques
1	Crepissage de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	1.62

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

Tableau II -2 : charges permanentes du mur double cloison

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Crepissage en	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
			G	2.52

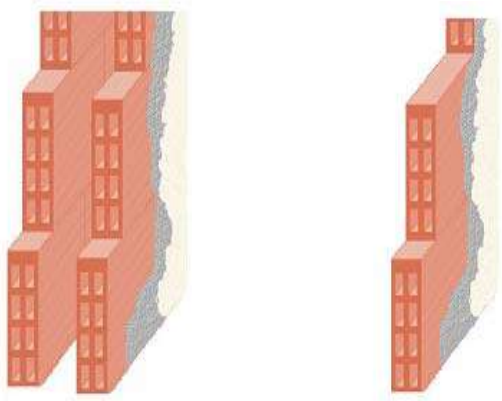


Figure II.3: Murs Simple et double cloisons

II.3.2. Plancher-terrasse

II.3.2.a. Charges permanentes

- **A corps creux**

Tableau II -3 : Charges permanentes a corps creux du plancher-terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m³)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Gravillon roulé	0.04	18	0.72
2	Étanchéité	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0,15	22	3.3
5	Plaque de liège	0.03	4	0.03
6	Pare-vapeur	0.01	6	0.06
7	Film polyane	-	-	0.01
8	Planche corps creux	0.2+0.04	-	3.2
9	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
		G		7.69

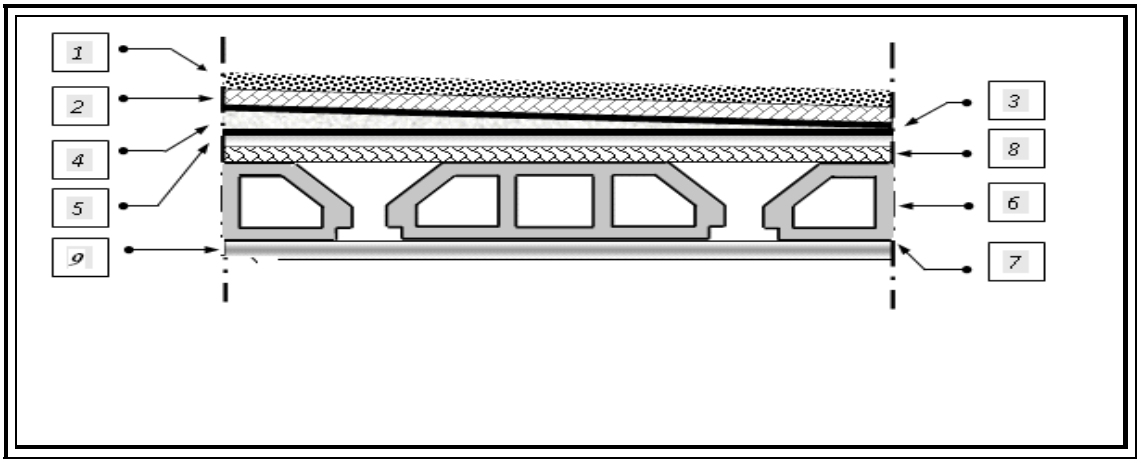


Figure II-4 : composante d'un plancher-terrasse

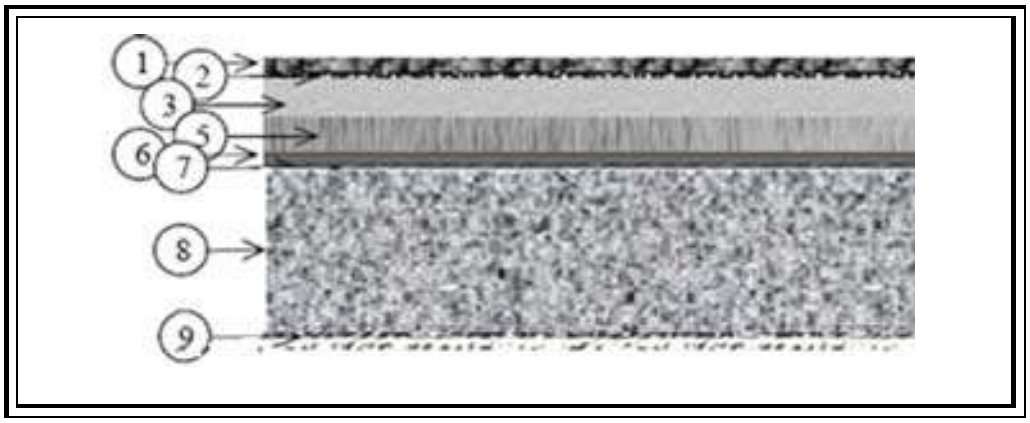


Figure II -5 : composants d'un plancher courant

II.3.2.b. Charge d'exploitation Q = 1 KN/m^2 (Terrasse inaccessible)

II.3.3. Plancher courant

II.3.3.a. Charges permanentes

Tableau II -4 : Charges permanentes du plancher courant

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques	Poids surfacique
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Planche à corps creux	0.2+0.04	-	3.20
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	mûre simple cloison	0.14	-	1.62
			G	6.4

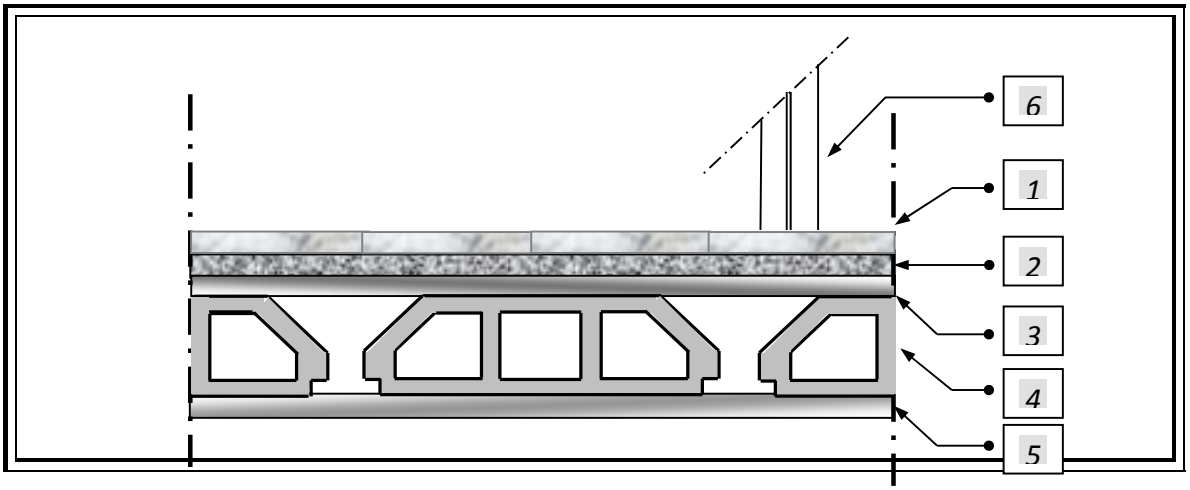


Figure II-6 : composantes d'un plancher courant

II.3.3.b. charge d'exploitation Q = 2.5 KN /m^2 (usage dortoire)

II.3.4. dalle plein

Tableau II - 5 : Charge permanente pour la dalle pleine d'étages courants

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.04	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Étanchéité	0.02	6	0.12
5	Dalle pleine	0.20	25	5
6	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
		G		6.86

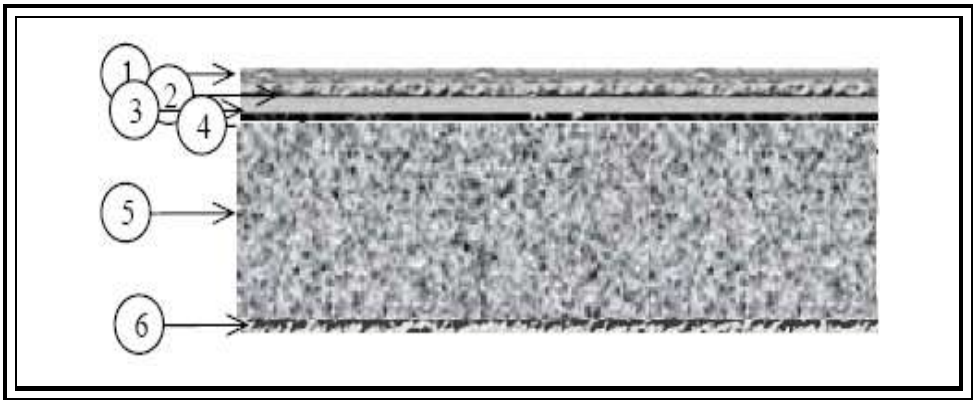


Tableau II- 6 : Charge permanente pour la dalle pleine du planchée terrasse

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Gravillon roulé (25/40)	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier Kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.15	22	3.30
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Liège (isolant)	0.04	4	0.16
7	Pare-vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.20	25	5
9	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
		G		10.06

II.4. Les poutres

II.4. 1. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93)

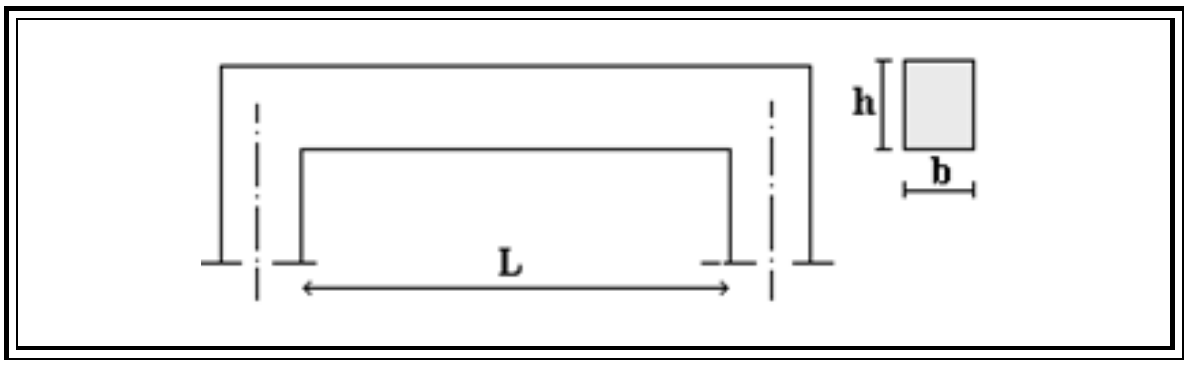


Figure II -8 : Dimensionnement de la poutre

b: largeur de la base de la poutre.

h: hauteur totale de la poutre.

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis

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

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

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

$h \geq 30cm$

$b \geq 20\ cm$ **[2]**

$h/b \leq 4$

Avec $e \leq \max(b1/2,\ h_1/2)$

Nous choisissons le sens longitudinal (parallèle à X-X) comme sens porteur.

Les poutrelles des planchers à corps creux sont parallèles à Y-Y

Figure II -8 : Dimensionnement de la poutre

	poutres principales	**poutres secondaires**
Conditions de résistance	L_{max}=5.40 m ⇒540 cm 36cm ≤ h ≤54cm on adopte h =50 cm ⇒ 13.5cm ≤ b ≤31.5cm on adopte b =**35**cm	L_{max} =540m ⇒ 36cm ≤h≤54cm on adopte h = 35cm ⇒ 12 cm ≤ b ≤ 28 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=50cm≥30cm ; b=35cm≥20cm h/b=1.5≤ 4	h=35cm≥30cm ; b=3Ocm≥20cm h/b=1.16≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0. 092) ≥ (1/16=0.0625) (C.V)	(h/L=0.064) ≥ (1/16=0.0625) (C.V)
Conclusion	h = 50cm ; b = 35cm	h = 35 cm ; b = 30cm

Tableau II -7 : pré dimensionnement des poutres B

	poutres principales	**poutres secondaires**
Conditions de résistance	L_{max}=8.57 m ⇒857 cm 57.13cm ≤ h ≤85.7cm on adopte h =70 cm ⇒ 19.5cm ≤ b ≤45.5cm on adopte b =40cm	L_{max} =5.40m ⇒ 540 cm 36cm ≤h≤54cm on adopte h = 35cm ⇒ 12 cm ≤ b ≤ 28 cm on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=70cm≥30cm ; b=40cm≥20cm h/b=1.75≤ 4	h=35cm≥30cm ; b=3Ocm≥20cm h/b=1.16≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0. 081) ≥ (1/16=0.0625) (C.V)	(h/L=0.064) ≥ (1/16=0.0625) (C.V)
Conclusion	h = 70cm ; b = 40cm	h = 35 cm ; b = 30cm

II.4.2. Vérification de la flèche

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

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

Pour les éléments en console: Si $L \leq 2m$ $\Rightarrow f \leq \frac{L}{250}$

Calcule de la flèche :

L = 5.4m > 5 m **f limite** $\leq \frac{L}{1000} + 0.05$

Application numérique :

F limite = $\frac{540}{1000} + 0.05 = 0.59\ cm.$

Et

F = $\frac{5*p*l^4}{348*E*I}$ avec I = $\frac{bh}{12}$

P= poids propre de la poutre, plancher et la charge d'exploitation de plancher.

L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis,

E : module de déformation du béton.

I : moment d'inertie de la section de poutre par rapport à centre de gravité,

II .5. Les poteaux :

II.5.1. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut pré dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q)

II.5.2. Choix du poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est (B-4).

II. 5.3. Dimensions des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux est supposé sur la base de la condition suivante :

min (b_1, h_1) ≥ 30cm

Tableau II-9: pré dimensionnement des poteaux carre

Niveau d'étage		5	4	3	2	1	RDC
Dimension du poteau	b_1 (cm)	40	40	45	45	50	50
	h_1 (cm)	40	40	45	45	50	50

Tableau II-10: pré dimensionnement des poteaux circulaire

Niveau d'étage		5	4	3	2	1	RDC
Dimension du poteau	D(cm)	60	60	60	60	60	60

II.5.4. Calcul de la longueur de flambement L_f

Le règlement CBA93 définit la longueur de flambement L_f comme suit :

$0.7 \times L_0$: si le poteau est encastré dans un massif de fondations ou bien assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part et d'autre.

L_0 : dans les autres cas.

Avec :

L_0 = 3.74m: est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher.

L_0 = 4.08m pour le RDC.

Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

Tableau II -11 : détermination de la longueur de flambement

	Dimension de poteau	$L_f=0.7L_0$	$i=\frac{b}{\sqrt{12}}$	$\lambda=\frac{Lf}{i}$
Sous 5 eme étage	40x40	2. 618	0.046	56.91
Sous 4 eme étage	40x40	2. 618	0.046	56.91
Sous 3 eme étage	45x45	2. 618	0.058	45.13
Sous 2 eme étage	45x45	2. 618	0.058	45.13
Sous 1 ere étage	50x50	2. 618	0.072	36.36
Sous RDC	50x50	2. 856	0.072	39.66

Tableau II -12 : détermination de la longueur de flambement B

	Dimension de poteau D	$L_f=0.7L_0$	$\left(i=\sqrt{\frac{I}{B}}\right)$	$\lambda=\frac{Lf}{i}$
Sous 5 eme étage	60	2. 618	0.15	17.45
Sous 4 eme étage	60	2. 618	0.15	17.45
Sous 3 eme étage	60	2. 618	0.15	17.45
Sous 2 eme étage	60	2. 618	0.15	17.45
Sous 1 ere étage	60	2. 618	0.15	17.45
Sous RDC	60	2. 856	0.15	19.04

II.5.5. Calcul de l'effort $\overline{Nu}$

L'effort normal admissible est :

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

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

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

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

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

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

$\mathbf{L_f = 0.7\ L_0}$ **:** C'est la longueur de flambement.

i= $\sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$: C'est le rayon de giration; où: $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ $I = \frac{b.h^3}{12}$ (Poteau carré)

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

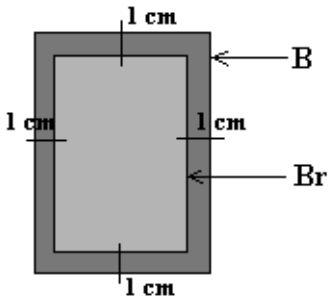


Figure II.9 : Section réduite du poteau

Tableau II -13: calcul de $\overline{N}_u$

	Dimension (cm×cm)	**Br (mm²)**	**λ**	**α**	**As (mm²)**	**$\overline{N}_u$ (kN)**
le 5eme étage	40x40	144400	56.91	0.463	160	1263.86325
le 4eme étage	40x40	144400	56.91	0.463	160	1263.86325
Le 3eme étage	45x45	184900	45.13	0.736	202.5	2571.95852
le 2eme étage	45x45	184900	45.13	0.736	202.5	2571.95852
le 1eme étage	50x50	230400	36.36	0.699	250	3043.18261
RDC	50x50	230400	39.66	0.746	250	3247.80

Tableau II -14: calcul de $\overline{N}_u$

	Dimension D (cm×cm)	Br (mm^2)	γ	α	As (mm^2)	$\overline{N}_u$ (kN)
le 5eme étage	60	101736	17 .45	0.809	282.6	3767.60237
le 4eme étage	60	101736	17 .45	0.809	282.6	3767.60237
Le 3eme étage	60	246176	17 .45	0.809	282.6	3767.60237
le 2eme étage	60	246176	17 .45	0.809	282.6	3767.60237
le 1eme étage	60	246176	17 .45	0.809	282.6	3767.60237
RDC	60	246176	19.04	0.802	282.6	3735.00259

II.5.6. Détermination des charges et surcharges

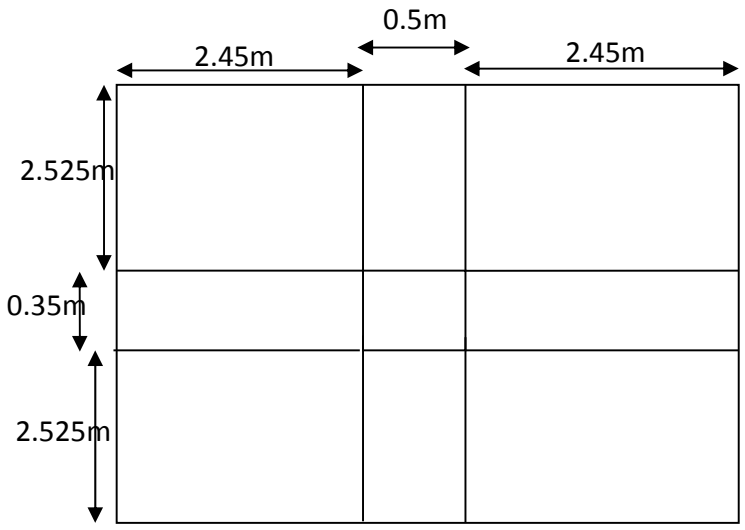


Figure. II -10: représentation du poteau le plus sollicité A

Surface du plancher revenant au poteau carre:

S_p = (2.7)x2-0.35*(2.7*2)-0.3 $\Rightarrow$ S_p=25.755m^2

Surface total: **St**=(2.7 x2.7)*4 $\Rightarrow$ St=29.1m^2

Plancher terrasse

Niveau 5 :

- Plancher terrasse …….7.69×25.755=198.05 KN
- Poutre secondaire……(0.35×0.5)×25×5 .4=23. 625KN
- Poutre secondaire…(0.3×0.35)×25×5.1=13.387 KN
- Poteau……0.4×0.4×25×3.24=12.96 KN

G5=248. 02KN

PLANCHER COURANTE

- Poteau……0.4×0.4×25×3.24=12.96 KN
  - Plancher courant…….6.4×25.755=164.832 KN
  - Poutre principale……(0.35×0. 5)×25×5 .4=23. 625KN
  - Poutre secondaire ……(0.3×0.35)×25×5.1=13.387 KN

Niveau 4,: G4, = 214.804KN

Niveau,3 et 2

- Poteau……(0.45×0.45)×25×3.24=16.40 KN
  - Plancher courant …….6.4×25.755=164.832 KN
  - Poutr principale……(0.35×0. 50)×25×5 .4=23. 625KN
  - Poutre secondaire……(0.3×0.35)×25×5.1=13.387 KN
- G=218.24 KN

Niveau,1

- Plancher courant …….6.4×25.755=164. 832 KN
- Poutre principale……(0.35×0. 50)×25×5 .4=23. 625KN
- Poutre secondaire ……(0.3×0.35)×25×5.1=13.387 KN
- Poteau……(0.5×0.5)×25×3.24=20.25 KN

G1, = 222.09KN

Niveau RDC

- Plancher courant …….6.4×25.755=164. 832 KN
- Poutre principale……(0.35×0. 50)×25×5 .4=23. 625KN
- Poutre secondaire ……(0.3×0.35)×25×5.1=13.387 KN
- Poteau……(0.50×0.50)×25×3.58=22.37 KN

G RDC= 224.21 KN

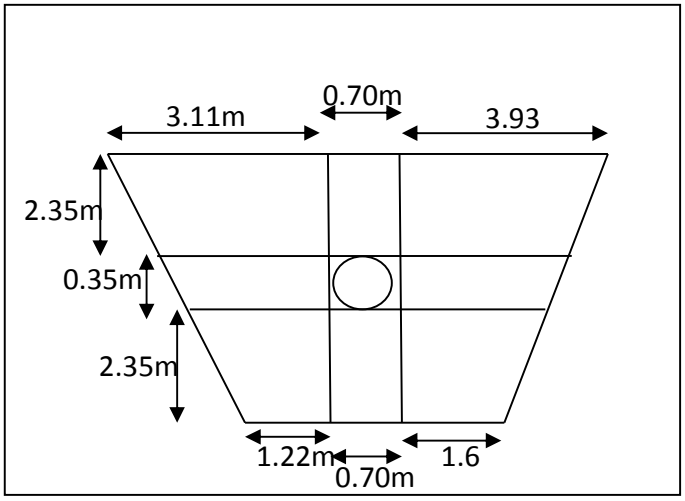


Figure. II -11: représentation du poteau le plus sollicité B

Surface du plancher revenant au poteau circulaire:

S_p = (30.15) - (2.51+1.587) $\Rightarrow$ S_p=26.05m^2

Surface total: **St**=(2.7 x2.7)*4 $\Rightarrow$ St=30.153m^2

Niveau 5 :

- Plancher terrasse 10.06×26.175=263.3205
- Poutre principale……0.70×0.45×25×5.4=42.525KN
- Poutre secondaire ……0.3×0.35×25×5.1=13.387 KN
- Poteau……(0.4/2) ×3.14×25×3.04=9.54kN
- G5=328.777KN

Niveau 4,:

- Plancher courant ……6.86×26.175=179 .560KN
- Poutre principale……0.70×0.45×25×5.4=42.525KN
- Poutre secondaire ……=13.387 KN
- Poteau……=9.54 KN

G4, , = 245. 012KN

Niveau 1.2.3

- Plancher courant …….=179.560 KN
- Poutre principale……0.70×0.45×25×5.4=42.525KN
- Poutre secondaire …….=13.387 KN
- Poteau…….3.14×$(0.3)^2$×25×3.04=21.47 KN

G RDC= 256.94 KN

Niveau RDC

- Plancher courant …….=179.560 KN
- Poutre principale……0.70×0.45×25×5.4=42.525KN
- Poutre secondaire …….=13.387KN

- Poteau……=3.38×(0.3)^2×25×3.14=23.87 KN

G RDC= 259.35KN

II.5.7. Descente des charges

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

II.5.7.a Charges Permanente

Tableau II -15 : Tableau des charges permanentes

Étage	$G_{plancher}$ (KN)	$G_{poutre\ principal}$ (KN)	G poutre secondaire (KN)	G_{poteau} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
5ème	198.02	23.625	13.387	12.96	248.02	248.07
4ème	164.832	23.625	13.387	12.96	214.804	462.87
3ème	164.832	23.625	13.387	16.40	218.24	681.11
2ème	164.832	23.625	13.387	16.40	218.24	899.35
1er	164.832	23.625	13.387	20.25	222.09	1121.44
RDC	164.832	23.625	13.387	22.37	224.21	1345.69

Tableau II -16 : Tableau des charges permanentes pour la dalle plein

Étage	$G_{plancher}$ (KN)	$G_{poutre\ principal}$ (KN)	Gpoutre secondair (KN)	G_{poteau} (KN)	G (KN)	G_{cum} (KN)
5ème	263.320	42.525	13.387	9.545	328.77	328.77
4ème	179.560	42.525	13.387	9.545	245.017	573.78
3ème	179.560	42.525	13.387	21.47	256.94	830.72
2ème	179.560	42.525	13.387	21.47	256.94	1087.66
1er	179.560	42.525	13.387	21.47	256.94	1344.60
RDC	179.560	42.525	13.387	23.87	259.35	1603.95

II.5.7. b. Charge 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.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n) \qquad [3]$$

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

Q_0 : 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 II -17 : Tableau des surcharges d'exploitations A

	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
5eme étage	Q0=	29.16		29.16
4eme étage	Q1=	72.75	*1*	101.91
3eme étage	Q2=	72.75	*0.95*	167.38
2eme étage	Q3=	72.75	*0.9*	225.58
1ere étage	Q4=	72.75	*0.85*	276.51
RDC	**Q5=**	**72.75**	***0.8***	320.16

Tableau II -18 : Tableau des surcharges d'exploitations pour la dalle pleinB

	Q (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum} (kN)
5eme étage	Q0=	30.153		30.153
4eme étage	Q1=	75.382	*1*	105.53
3eme étage	Q2=	75.382	*0.95*	173.37
2eme étage	Q3=	75.382	*0.9*	233.68
1ere étage	Q4=	75.382	*0.85*	286.45
RDC	Q5=	75.382	*0.8*	331.68

Effort normal de

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

Tableau II -19 : Tableau de vérification

Niveau	$G_{cumulé}$ (KN)	$Q_{cumulé}$ (KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\overline{N}_u$ (KN)	$1.1N_u \leq \overline{N}_u$
5eme étage	248.07	29.16	378.57	416.42	1263.863	OUI
4eme étage	462.87	101.91	777.68	855.45	1263.863	OUI
3eme étage	681.11	167.38	1170.51	1287.56	2571.958	OUI
2eme étage	899.35	225.58	1552.43	1707.67	2571.958	OUI
1er étage	1121.44	276.51	1928.65	2121.51	3043.182	OUI
RDC	1345.69	320.16	2296.81	2526.49	3247.80	OUI

Tableau II -20 : Tableau de vérification pour la dalle plaine

Niveau	$G_{cumulé}$ (KN)	$Q_{cumulé}$ (KN)	N_u (KN)	$1.1N_u$ (KN)	$\overline{N_u}$ (KN)	$1.1N_u \leq \overline{N_u}$
5eme étage	328.77	30.153	489.07	537.98	1438.054	OUI
4eme étage	573.78	105.53	932.90	1026.19	1438.054	OUI
3eme étage	830.72	173.37	1381.53	1519.68	3767.602	OUI
2eme étage	1087.66	233.68	1818.86	2000.75	3767.602	OUI
1er étage	1344.60	286.45	2244.89	2469.37	3767.602	OUI
RDC	259.35	1603.95	2662.85	2929.14	3735.002	OUI

II.5. 8.Vérification selon le RPA99v2003

D'après le RPA99v2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

Tableau II -21 : vérifications de coffrage

Conditions à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 35cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h) ≥ he /20	Min (b, h) =35cm≥ (he/20) = (540 – 500)/20=2cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=1 .42≤ 4	Oui

Tableau II -22 : vérifications de coffrage

Conditions à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 40cm ≥ 30 cm	Oui
Min (b, h) ≥ he /20	Min (b, h) =40cm≥ (he/20) = (857 – 700)/20=7.85cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0.25 ≤ (b/h)=0 .57≤ 4	Oui

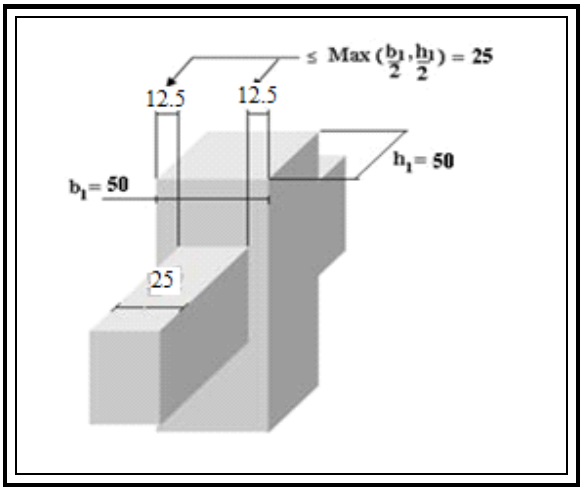


Figure II -12 : les poutres principales et les poutres secondaires

II.6.les voiles :

II .6.1. Pré dimensionnement des voiles :

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

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

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

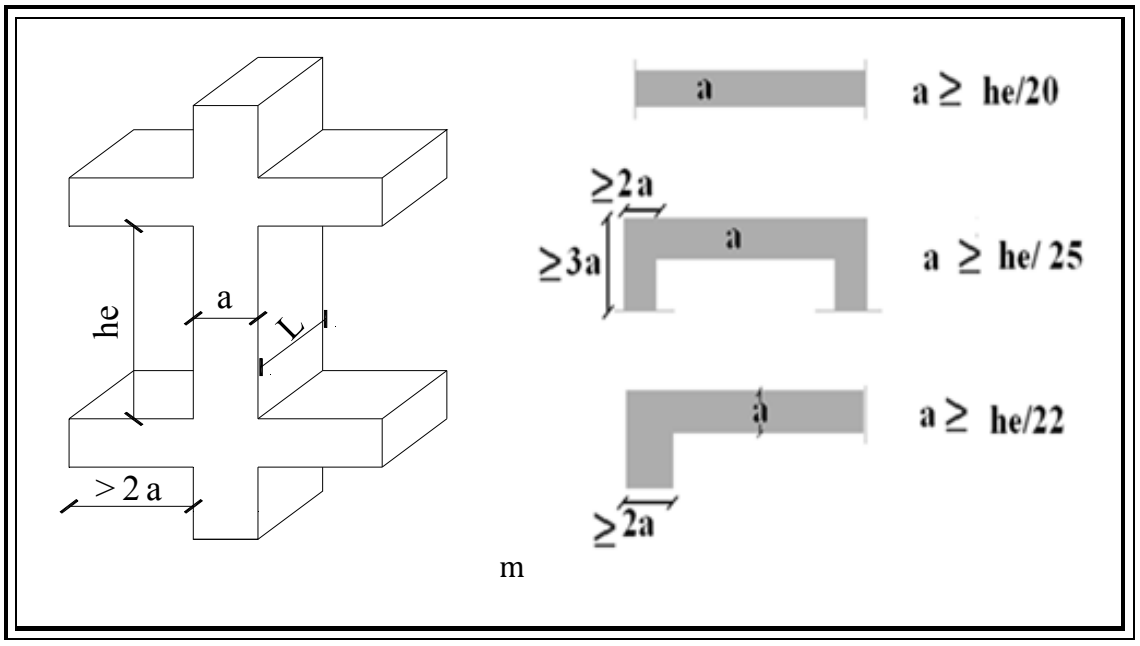


Figure II – 13 : Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche) [1]

Dans notre cas on a deux cas :

Tableau II -23 : dimensionnement des voiles

	h_e (cm)	**$a \geq$ max($h_e/22$,$h_e/25$,15 cm)**	**a (cm)**
RDC	408	a≥ max (16.5, 14.52, 15)	20
L'ETAGE COURANT	374	a≥ max (15, 13. 2, 15)	20

Remarque

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être susceptibles de changer après avoir effectué le calcul dynamique.

III.1. Calcul de l'acrotère :

C'est un système de protection d'étanchéité assimilé à une console de 100 cm de largeur, encastrée au plancher terrasse et soumise à un effort normal dû à² son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de 1 kN/ml appliquée à son extrémité. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est sujet aux intempéries.

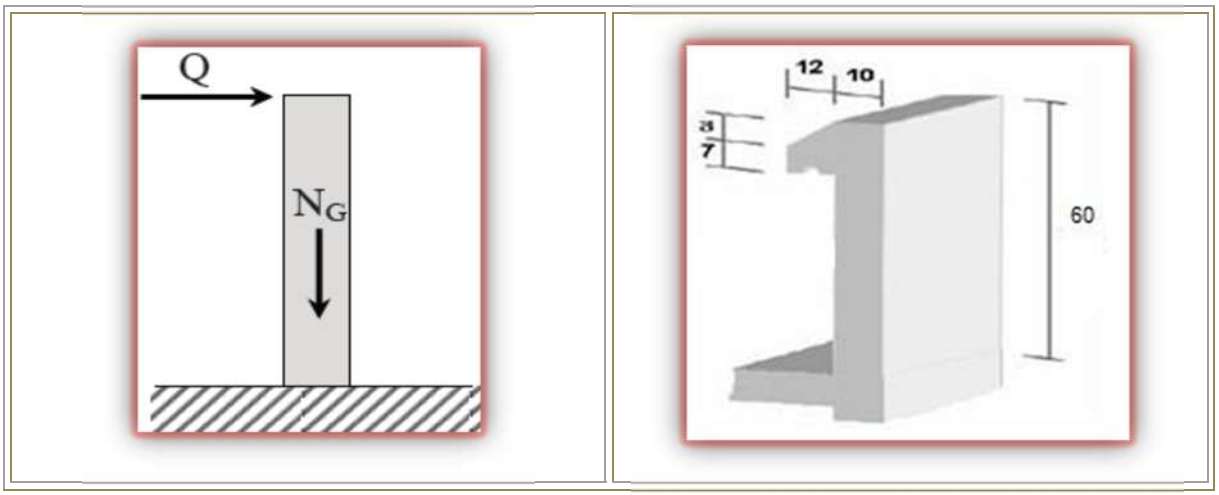


Figure III.1 : L'acrotère

III.1.1. Charges permanentes et d'exploitations :

Tableau III.1 : Les charges

Charge permanente G [KN/ml]	[(0.6*0.1)+(0.07*0.12)+(0.03*(0.12/2))]*25*1 = 1.775
charge d'exploitation Q [KN/ml]	1

Tableau III.2 : Les efforts

	E.L.U	E.L.S
Effort normal : Nu (kN)	1,35 * G= 2.369	G = 1.755
Effort tranchant : Tu (kN)	1,5 * Q = 1.5	Q = 1
Moment d'encastrement : M u(kN.m)	1,5 * Q * h ==0.9	Q * h = 0.6

III.1.2. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée et en situation durable. ;

Tableau III .3 : Les données

Données			
f_{c28}	25 MPa	h	10 cm
f_{t28}	2,1 MPa	d	7.5 cm
f_e	400 MPa	c	2.5 cm
$\sigma_{b\ adm}$	14.2 MPa	c'	2.5 cm
$\sigma_{s\ adm}$	348 MPa	b	100 cm

III.1.2.a. À E L U :

❖ Calcul de l'excentricité:

À l'attention de : $e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.900}{2.369} \Rightarrow e_0 = 38$ cm

On a : $e_0 = 38\ cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5$ cm

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

❖ Calcul du moment de flexion :

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

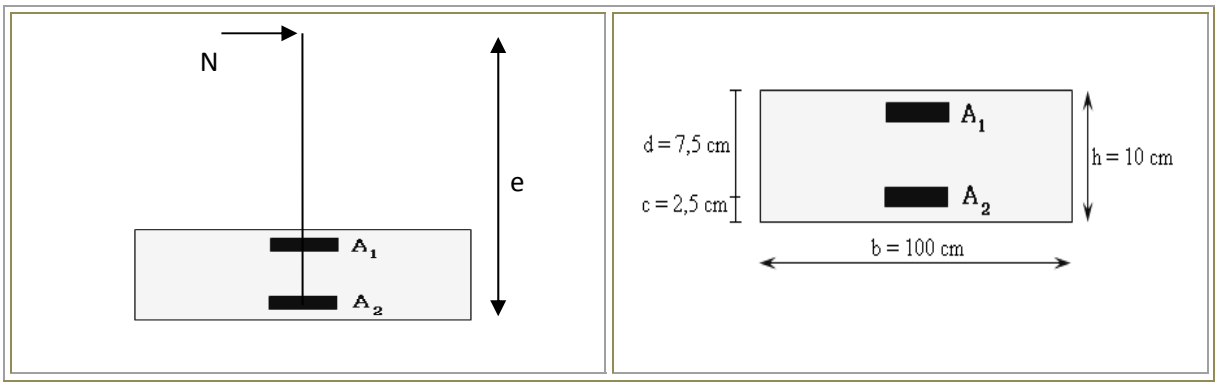


Figure III .2 : Section de B.A à l'ELU

$e = e0 + (\frac{h}{2} - C) \Rightarrow e = 0.405$ m

$M1 = N * e \Rightarrow M1 = 0.96$ kN.m

❖ Calcul des armatures verticales :

Le calcul se fait en flexion simple:

$\mu = \frac{M_f}{(\sigma_{bc} * b * d^2)} \Rightarrow \mu = 0.012$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_1 = 0$

$\beta = 0.994$

$A_1 = \frac{M_f}{(\sigma_s * \beta * d)} \Rightarrow A1 = 0{,}370$ cm²

N : effort de compression, alors : $A = A_1 - \frac{N}{100 * \sigma_s} \Rightarrow A = 0.302$ cm²

Et : $A' = A'_1 \Rightarrow A' = 0$ cm²

Donc : $A = 0.302$ cm²

$A' = 0$ cm²

❖ Condition de non fragilité : [1]

$$Amin = \frac{B}{1000} = \frac{10 \times 100}{1000} = 1 \text{ cm}^2$$

Amin =1 cm²> A =0.302 cm² ⇒ A = Amin = 1.00 cm²

On adoptera : **A = 4 HA 8 = 2.01 cm²**

❖ Armatures de répartition : [1]

On a : $\frac{A}{4} \leq Ar \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.50 \leq Ar \leq 1.005$

Donc, on prendra : **Ar = 3 HA 8 = 1.50 cm²**

❖ Espacement : [1]

St=25 cm ≤ Smin =min [3h=30 cm ;33 cm]=30 cm

Srép=15 cm ≤ Smin =min [4h=40 cm ; 45 cm]=40 cm

III.1.2.b. Vérification à l'E.L.S :[1]

Données: N_{ser} = 1.755 kN

M_{ser} = 0.6kN.m

❖ Calcul de l'excentricité:

On a $e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.755} = 34.19cm$

$\frac{h}{2} - c = 5 - 2.5 = 2.5 \text{ cm} < e_0 = 34.19\text{cm}$

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

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

$\upsilon_1 = \frac{1}{B_0}[\frac{bh^2}{2} + 15 (A' c + Ad)] \Rightarrow \upsilon 1 = 5{,}073$ cm.

$\upsilon_2 = h - \upsilon_1 \Rightarrow \upsilon\ 2 = 4{,}926$ cm.

$I = \frac{b}{3}(\upsilon_1^3 + \upsilon_2^{3)} + 15 [A (\upsilon_2 - c)^2 + A'(\upsilon_1 - c')^2] \Rightarrow I = 8513.68 \text{ cm}^4$.

Alors: $\frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Donc : $e_0 = 34{,}19\text{cm} > \frac{I_G}{B_o \upsilon_2} = 1{,}677$ cm.

Alors : on a une section partiellement comprimée.

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

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

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

On va calculer y_2 à l'aide de l'équation suivante:

$y_2^3 + py_2 + q = 0$……."*"

tq y_2: distance entre le centre de pression "c" et l'axe neutre.

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

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 = -29.19cm < 0".

❖ Application numérique :

$\begin{cases} p = -2489.80\text{cm}^2 \\ q = +47307.84\text{cm}^2 \end{cases}$

Donc l'équation devient: $y_2^3 - 2489.80\, y_2 + 47307.84 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -4.85\text{x}10^7 < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\varphi = \frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.989 \Rightarrow \varphi = 171.62° \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 57.61 \end{cases}$$

Les racines de l'équation sont: $y_2 = \begin{cases} a\cos(\frac{\varphi}{3}) = 31.20\,\text{cm} \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 120) = -57.54\,\text{cm} \\ a\cos(\frac{\varphi}{3} + 240) = 26.34\text{cm} \end{cases}$

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

$$0 < y_1 = y_2 + C < h$$

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

$$\text{Donc: } \begin{cases} y_2 = 31.20\text{cm} \\ y_1 = y_2 + C = 2.01\text{cm} \end{cases}$$

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

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

$$K = \frac{N_{ser}}{S_{xx'}} = \frac{1755}{36481} = 0.0481\,\text{N/mm}^3$$

$$\sigma_b = K\,y_1 = 0.0481 \times 20.1 = 0.967\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 0{,}6\,f_{c28} = 15\,\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15K\left(d - y_1\right) = 15 \times 0.0481 \times (75 - 20.1) = 39.61\,\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\left[\frac{2}{3} f_e = 333.33\,\text{MPa}\,;\, 110\sqrt{\eta f_{tj}} = 201.633\,\text{MPa}\right] = 201.633\,\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 39.61\,\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.633\text{MPa}$$

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

III.1.3. 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: $F = T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

$$F = 1.5 - \frac{0.9}{0.9\text{x}0.075} = -11.83kN$$

F<0 , Alors les armatures tendues ne sont soumises à aucun effort de traction,

Donc pas de vérification à faire.

III.1.4. Vérification de l'acrotère au séisme : [2]

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivant :

- $F_p = 4.A.C_p.W_p$. (Art.6.2.3)

- A: coefficient d'accélération, (groupe d'usage2, zone IIa)
- C_p: facteur de force horizontal, (R.P.A tab. 6.1)
- W_p: poids propre de l'acrotère pour une bande de 1m de longueur.
- A=0.25 ; Cp=0.80 ; Wp= 2.255 KN.

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.755 = 1.404\,KN$$

$F_p = 1.404\,KN < T = 1.5\,KN$ …… (Condition vérifié)

Donc l'acrotère résiste à la force horizontale.

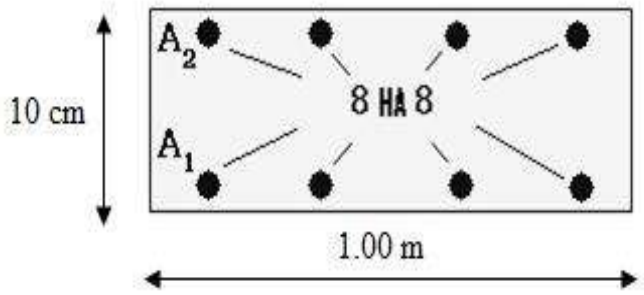


Figure III. 3 : Ferraillage de l'acrotère

III.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'administration, il est constitué de:

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

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales,

et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.2.1. La dalle de compression :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquées sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage.

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

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

  20 cm **[1]**

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

  33 cm **[1]**

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

$$At \geq 0.02*L*\frac{200}{fe} = \frac{4L}{fe}$$ **[1]**

Avec :

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

  $50cm \leq (L=65cm) \leq 65cm \Rightarrow At \geq 0.5\ cm^2/m.l$

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

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/m.l$$ **[1]**

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures. On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de Ø5.et un espacement 20cm x

20 cm.

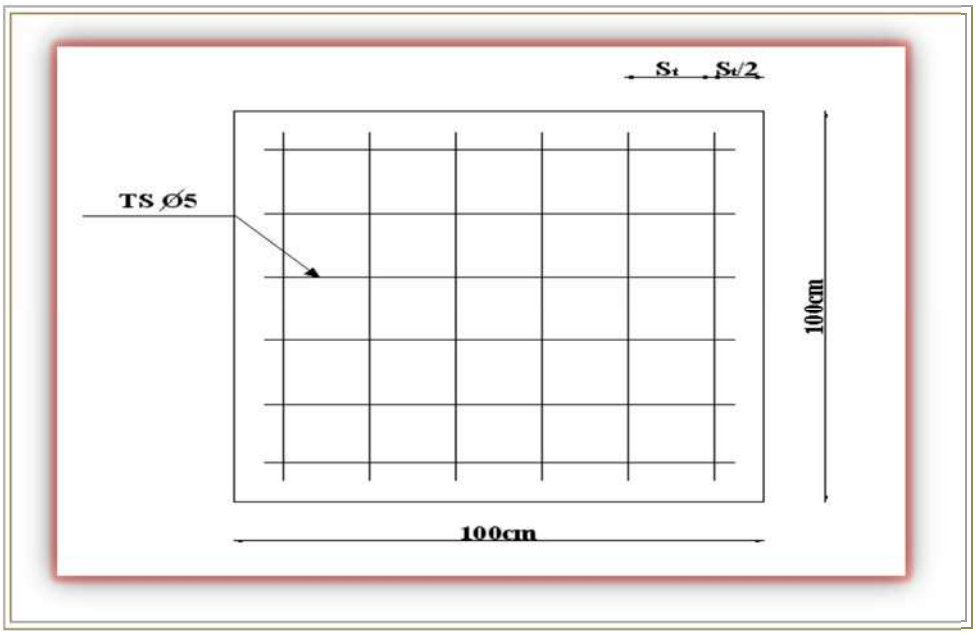


Figure III. 4. disposition constructive des armatures de la table de compression

III.2.2. Les poutrelles :

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III.2.2.a. avant coulage :

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

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

Poutrelle I:

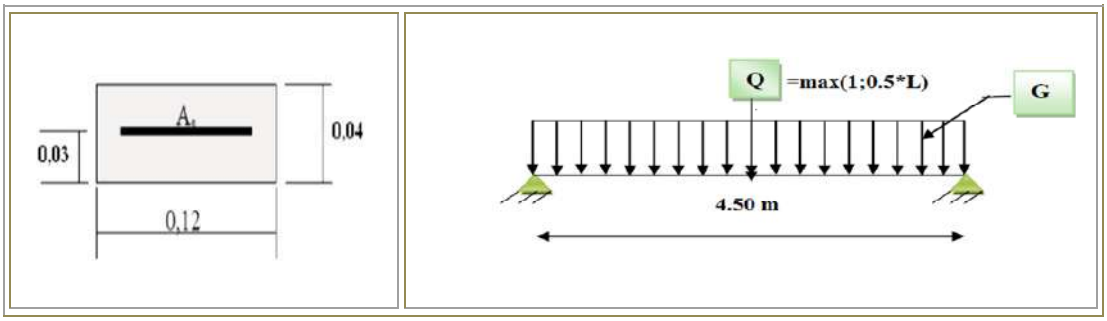


Figure III.5 : schématisation de la poutrelle I avant coulage

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

Tableau III.4 : les charges de la poutrelle avant collage

Bloc	La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
poutrelle I	5.40	2.7	poids de poutrelle	poids du corps creux
			0.12*0.04*25 = 0.12	0.65*1 = 0.65
			0.77	

Le calcul en flexion simple nous octroie :

Tableau III.5 : Calcul des moments

	$\mathbf{M_G(KN.m)}$	$\mathbf{M_Q(KN.m)}$	$\mathbf{M_U(KN.m)}$
poutrelle I	$\frac{GL^2}{8} = 2.80$	$\frac{QL}{4} = 3.645$	1.35MG+1.5MQ=9.247

$$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b * b * d^2} = \frac{9.247 * 10^6}{14.2 * 120 * 30^2} = 6.029 \gg \mu l = 0.392$$

Conclusion:

Les armatures comprimées A' sont nécessaires, cependant la section est faible, pour cela on prévoira des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression.

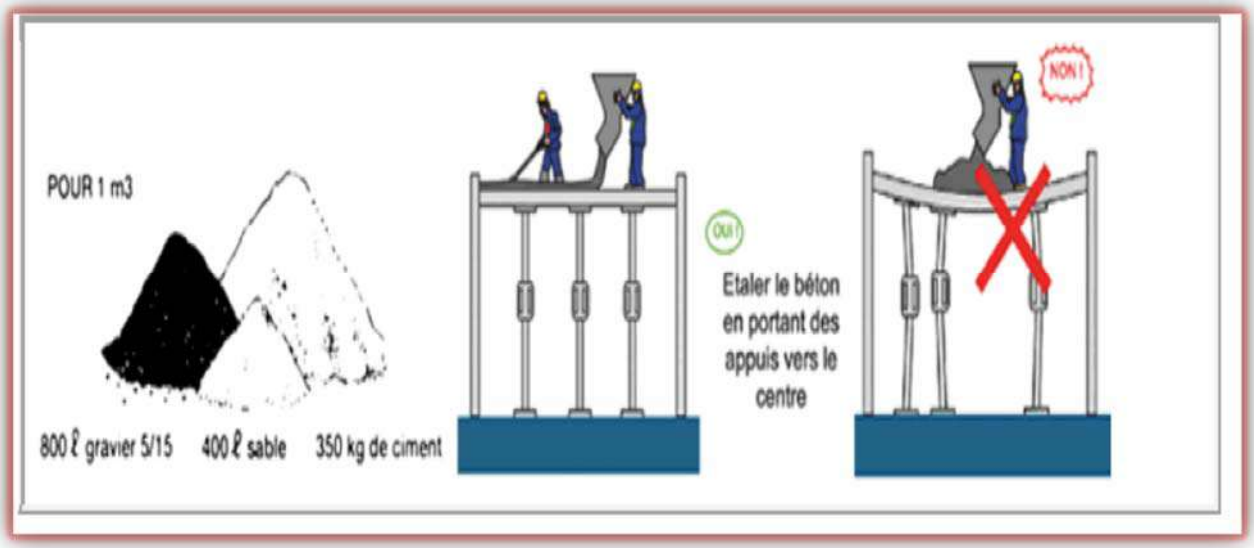


Figure III .6 : Choix de disposition des étaiements

- **Calcul des étaiements:**

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

Poutrelle I:

✓ **Pour un seul étai au milieu :**

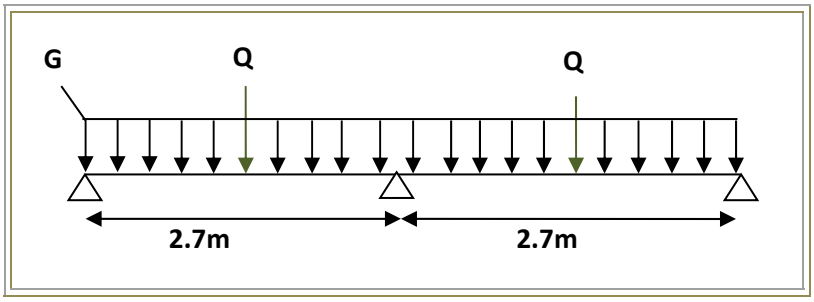


Figure III.7 Travée avec un seul étai au milieu

G = 0.77 KN/ ml

Q = Max [1 KN ; 1.35KN] = 1.35 KN

Tableau III.6 : Calcul des

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 0.70$	$\frac{QL}{4} = 0.911$	1.35MG+1.5MQ=2.311

$M = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b*b*d^2} = \frac{2.311*10^6}{14.2*120*30^2} = 1.507 > \mu l = 0.0.392$(c.n.v)

On ajoute un autre étaiement.

On ajoute un autre étaiement

- ✓ **Pour deux étais:**

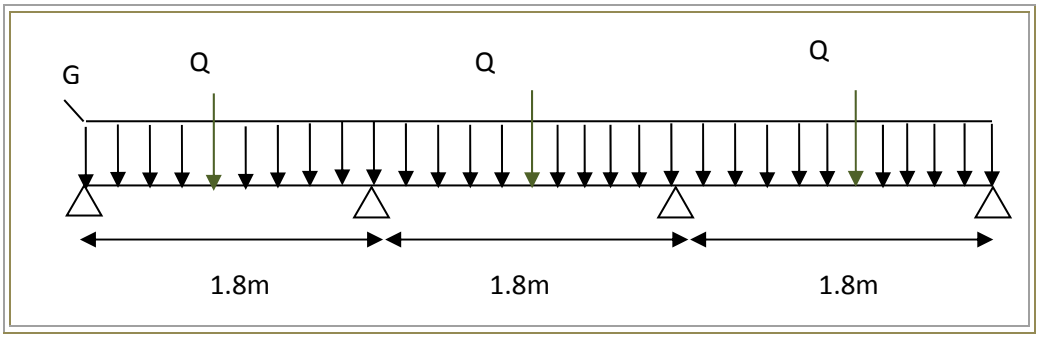


Figure III. 8: Travée avec deux étais espacés de 1.8 m

G = 0.77 KN/ ml

Q = Max [1 KN ; 0.9 KN] = 1 KN

Tableau III .7 : Calcul des moments

$M_G(KN.m)$	$M_Q(KN.m)$	$M_U(KN.m)$
$\frac{GL^2}{8} = 0.312$	$\frac{QL}{4} = 0.45$	1.35MG+1.5MQ=1.095

$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b*b*d^2} = \frac{1.095*10^6}{14.2*120*30^2} = 0.714 > \mu l = 0.392$(c.n.v)

On ajoute un autre étaiement

✓ **Pour trois étais:**

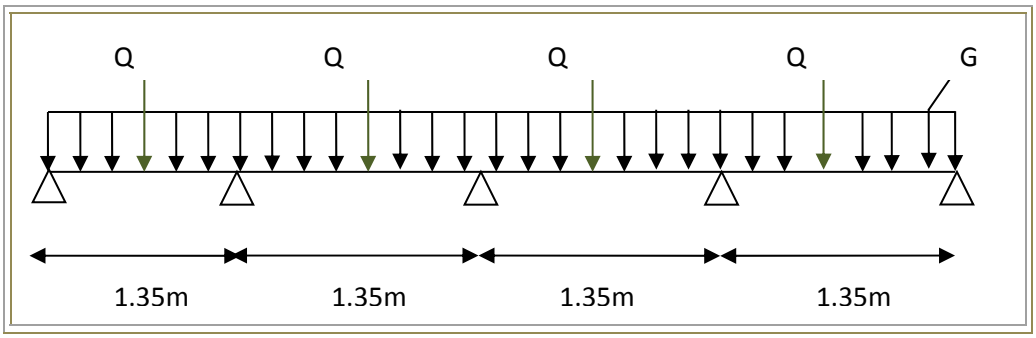


Figure III.9 : Travée avec trois étais espacés de 1.35

G = 0.77 KN/ ml

Q = Max [1 KN ; 0.675 KN] = 1 KN

Tableau III .8 : Calcul des moments

$\mathbf{M_G(KN.m)}$	$\mathbf{M_Q(KN.m)}$	$\mathbf{M_U(KN.m)}$
$\frac{\mathbf{GL^2}}{\mathbf{8}} = \mathbf{0.175}$	$\frac{\mathbf{QL}}{\mathbf{4}} = \mathbf{0.337}$	1.35MG+1.5MQ=0.741

$\mu = \frac{Mu}{\overline{\sigma}b * b * d^2} = \frac{0.741 * 10^6}{14.2 * 120 * 30^2} = 0.484 > \mu l = 0.392$(c.n.v)

On ajoute un autre étaiement.

✓ **Pour quatre étais:**

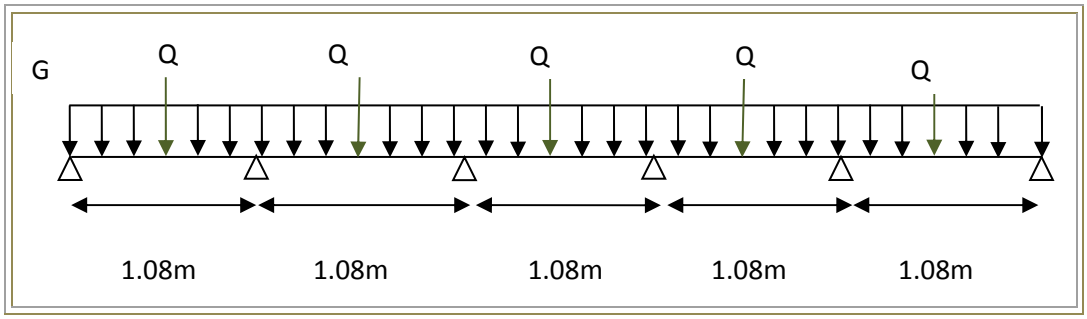


Figure III.10 : Travée avec trois étais espacés de 1.08 m

G = 0.77 KN/ ml

Q = Max [1 KN ; 0.54KN] = 1 KN

Tableau III -9 : Calcul des moments

$\mathbf{M_G(KN.m)}$	$\mathbf{M_Q(KN.m)}$	$\mathbf{M_U(KN.m)}$
$\frac{GL^2}{8} = 0.112$	$\frac{QL}{4} = 0.27$	1.35MG+1.5MQ=0.556

$\mu = \frac{Mu}{\bar{\sigma}b*b*d^2} = \frac{0.556*10^6}{14.2*120*30^2} = 0.363 < \mu l = 0.392$ (c.v)

Alors il faut prévoir quatre étaiements le long de la travée espacés de 115.00cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.2.2.b. Après coulage :

Dans cette étape, l'ensemble des poutrelles est considéré comme une poutre continue.

2 types de poutres continues sont à envisager :

- **Type-1- :** Poutrelles à 4 travée (travée de 5.40 m).

III.2.2.b.1 Méthode de calcul :

a. Type-1- : Poutrelles à 4 travée (travée de 5.40 m).

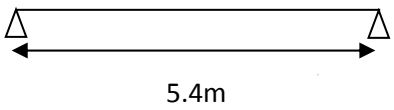


Figure III.11 : Type 4 : poutrelle à 1 travée.

Pour le Poutrelles à 1 travée on utilise la méthode forfaitaire puisque les conditions d'application sont vérifiées.

a.1. conditions d'application :

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- **Conditions concernant la charge d'exploitation :**

Charges uniformément réparties :

$$Q \leq \text{Min } (2.G \text{ et } 5 \text{ kN/m}^2) \text{ cv}$$

Charges concentrées :

$$P \leq \text{Min } (Q/4 \text{ et } 2 \text{ kN}) \text{ cv}$$

P : charge permanente concentrée (en kN).

Q : charge d'exploitation concentrée (en kN).

Si cette première condition est vérifiée, on peut dire que le plancher est à charge d'exploitation modérée.

- **Conditions concernant les caractéristiques géométriques :**

-le moment d'inertie de la poutre doit être la même pour toute les travées.

-le rapport entre les portées successives des travées doit être compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{Li}{Li+1} \leq 1.25$$

- **Condition concernant le type de fissuration :**

La fissuration doit être considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

a. 2. Exposé de la méthode :

Le calcul pour la détermination des moments de flexion se fait pour chaque travée à part.

Il s'agira de déterminer le moment positif en travée Mt et les deux moments négatifs aux appuis :

Mt : moment en travée.

Mw : moment à l'appui de gauche.

Me : moment à l'appui de droite.

On désigne par : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

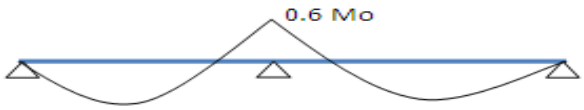
Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

$$Mt + \quad \text{Max}\,(1.05Mo \text{ et } (1+0.3\,\alpha)\,Mo) \qquad ((Mw+Me)/2) \geq$$

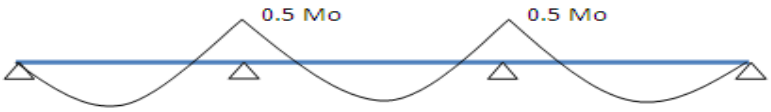
$$Mt \geq \text{Max} \begin{cases} ((1.2+0.3\,\alpha)/2).Mo & \text{pour les travées de rive.} \\ ((1+0.3\,\alpha)/2).Mo & \text{pour les travées intermédiaire.} \end{cases}$$

les moments d'encastrements des appuis :

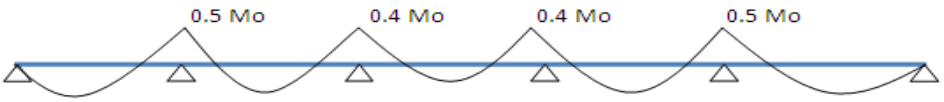
$Ma \geq 0.6\ Mo$ cas des poutres à 2 travées.



$Ma \geq 0.5\ Mo$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de 2 travées.



$Ma \geq 0.4\ Mo$ pour les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de 3 travées.



Remarque :

1) Mo : moment isostatique ($Mo=PL^2/8$)

2) dans les expressions ci-dessus les moments Mw et Me sont pris en valeur absolues.

3) sur un appui considéré, en retient toujours la plus grande valeur absolue des moments àgauche et à droite de cet appui.

4) si la première condition n'est pas vérifiée donc on a besoin d'augmenter les

moments d'extrémités, alors supposant qu'on a des semi-encastrements avec un moment (Ma=0.2 Mo).

5) l'effort tranchant est égale :

Tw=PL/2+((Mw-Me)/L)

Te=-PL/2+ ((Mw-Me)/L)

a.3.Evaluation des charges et surcharges :

Tableau III.10 : Actions de calcul des poutrelles après coulage

Niveau	G (kN/m)	Q (kN/m)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Terrasse	7.69*0.65=4.99	1*0.65=0.65	7.72	5.64
Plancher courant	6.4*0.65=4.16	2.5*0.65=1.62	8.05	5.78

a.4.Sollicitations de calcul :

- travée de5.40 m

E.L.U :

P_U=8.05kN/m

Mo=$PL^2/8$=29.34KN.m

Ma = Me = -0.2 Mo= =-5.86KN.m

Tableau.III.11: Moments en appuis et en ravee des poutrelles

Appuis	M sur app ELU	Travée	Portée Réel	Portée Fictive	Mt	Tw	Te
1	-5.86	1-2	5.4	5.4	18.83	23.57	-20.09
2	-14.67	2-3	5.4	5.4	15.90	20.09	-22.57
3	-11.73	3-4	5.4	5.4	15.90	22.25	-22.57
4	-14.073	/	/	/	/	/	21.18

Mb = Md = -0.5 Mo= -14.67 KN.m

Mc = -0.4 Mo= =-11.73KN.m

Avec Mt (moment travée) :

$Mt \geq [1.2+0.3(\alpha)/2]M_0$

$Mt \geq [1+0.3(\alpha)/2]M_0$

Et $\alpha=Q/(G+Q)= 0.280$

Donc Mt=18.83KN.m pour travée de rive.

Mt=15.90 KN.m pour travée intermédiaire.

Effort tranchant :

$T_w=pl/2+ (Me-Mw/2)$

$T_e=-pl/2+ (Me-Mw/2)$

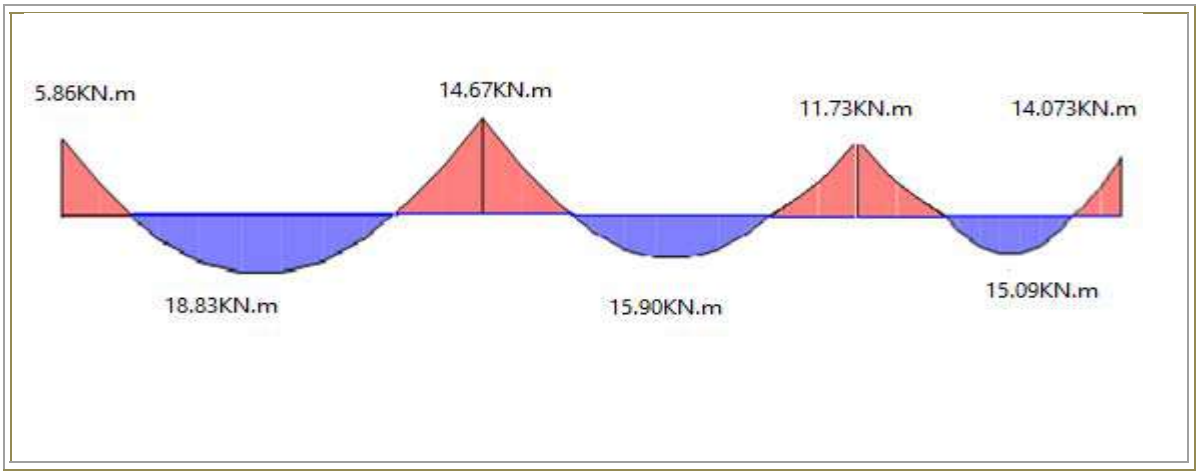


Figure III.12 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELU

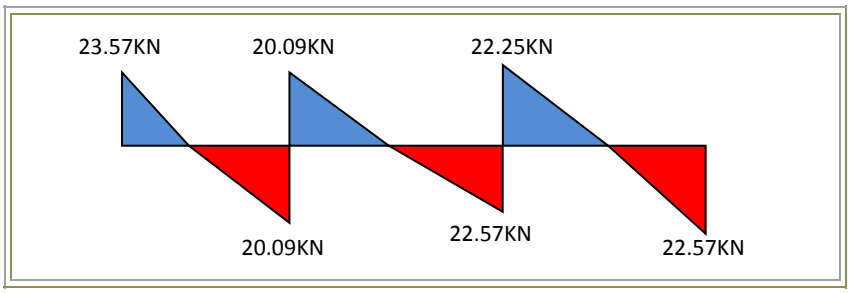


Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants des poutrelles l'ELU

E.L.S :

P_S =5.78 kN/m

Mo=$PL^2/8$=21.06 KN.m

Tableau.III.12: Evaluation des moments en travées et en appuie

Appuis	M sur app ELS	Travée	Portée Réel	Portée Fictive	Mt	Tw	Te
1	-4.21	1-2	5.4	5.4	+13.52	16.37	-16.77
2	-10.53	2-3	5.4	5.4	+11.41	14.42	-15.99
3	-8.42	3-4	5.4	5.4	+ 11.41	15.99	-15.20
4	-10.53	/	/	/	/	/	/

Ma = Me = -0.2 Mo=-4.21 KN.m

Mc = -0.4 Mo=-8.42 KN.m

Mb = Md = -0.5 Mo= -10.53KN.m

Mt rive a-e = +13.52 KN.

MT intermidiar=11.41KN

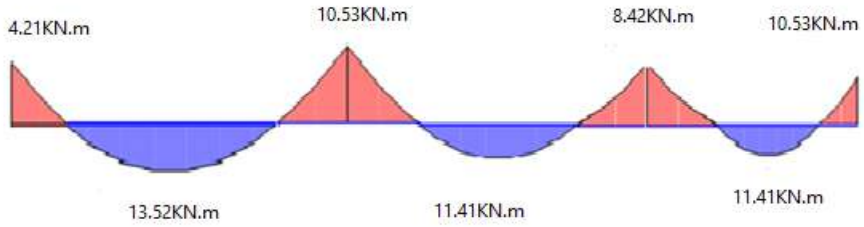


Figure III.14: Diagramme des moments du 1ier type des poutrelles à l'ELS

III.2.2.c. Calcul du ferraillage :

- **Armatures longitudinales :**

Le ferraillage est calculé en flexion simple :

- Pour le moment positif (en travée) la section transversale de calcul sera la

section en T.

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

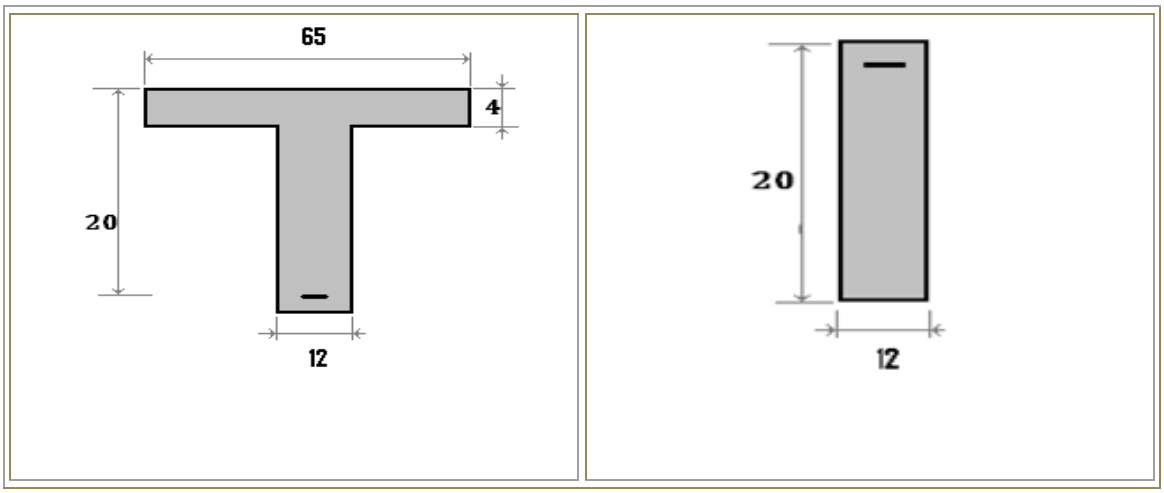


Figure III.15: les sections considérées pour le calcul des ferraillages

En travée (à gauche); En appui (à droite)

La fissuration est peu nuisible, la situation est durable.

Tableau III -13 : ferraillages longitudinaux des poutrelles

		En travée	Aux appuis
ELU	M_u (kN.m)	18.83	14.073
	M_0 (kN.m)	Mo=b.ho.σb $_{adm}$.(d-ho/2)=65.10^{-2}.40.14,2.(180-40/2) =59.072(kN.m)	
		$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table$\Rightarrow$ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (65*20) $\Rightarrow$calcul en flexion simple	$M_u < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre appartient à la table $\Rightarrow$ étude d'une section rectangulaire (b*h)= (12*20) $\Rightarrow$calcul en flexion simple
	μ	0.003	0.156
	μ_l	0.392	
	$\mu < \mu_l$	Oui	Oui
	B	0.998	0.915
	A' (cm^2)	0	0
	A (cm^2)	2.357	2.69
	Amin (cm^2)	1.3	0.24
	Le choix	3HA10=2.36	6HA8= 3

Vérification a ELS	**M_{ser} (kN.m)**	13.52	14. 073
	$\sigma_{b\ adm}$(MPa)	15	
	y_1 (cm)	4.49	9.27
	I_G (cm^4)	14089.99	10283.90
	K (N/cm^3)	95.95	136.84
	σ_b (MPa)	4.3	12.68
	$\sigma_b \leq \sigma_{badm}$	Oui	Oui

Pour les appuis des poutrelles en utilisent une barre de ϕ 8 ; et deux autres barres pour le ferraillage de dalle de compression.

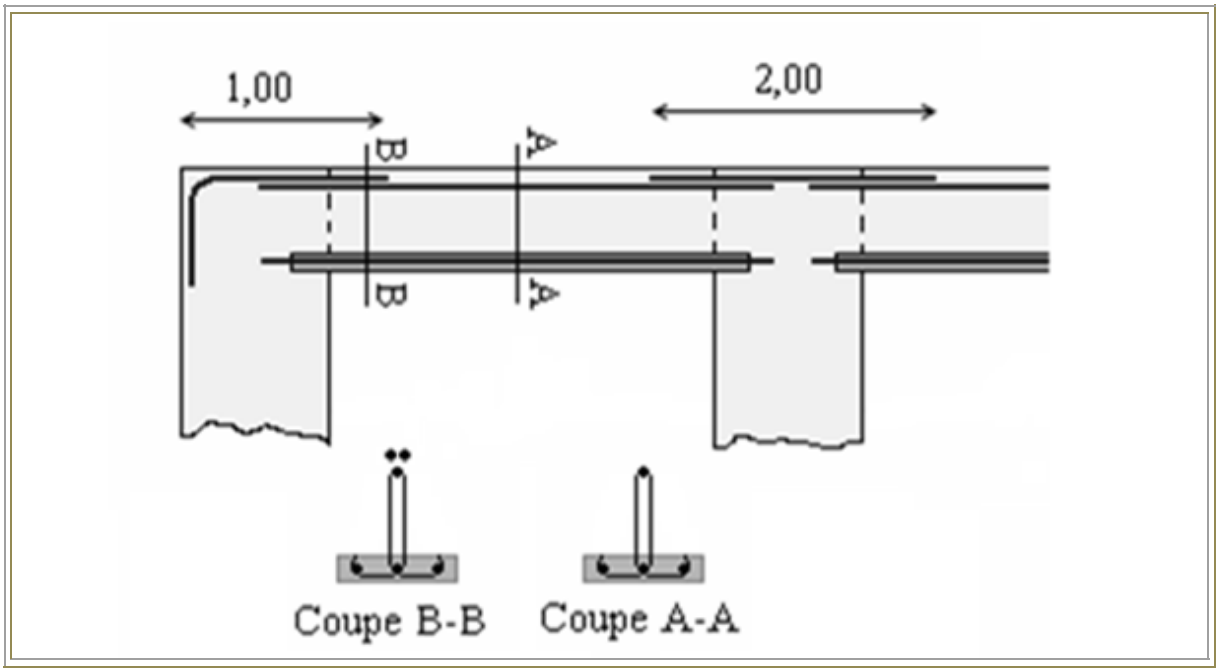


Figure III .16 : Disposition constructive des armatures

- **Armatures transversales :**

En adoptant une inclinaison des armatures transversales : α= 90°, la section d'armatures transversales et son espacement sont :

On a: $\phi \leq \text{Min}\left[\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};\phi_l\right] \rightarrow \phi \leq [5.71;\ 12;\ 14]$

On adopt: $\phi_t = 8\text{mm}$.

$a_t = \frac{\pi\phi_t^2}{4} = 0{,}50\text{cm}^2$; $n_t = 2$

$A_t = a_t.n_t = 1\text{cm}^2$

- **Espacement:**

$S_t \leq \min[0.9\,d\,,\,40\,\text{cm}] = 20.7\text{cm}$

$A_{t\,min} \leq 0.003\ S_t.b$ **RPA99Version2003 Art [7.5.2.2]**

$\Rightarrow S_t \geq \frac{A_t}{0.003.b} = 68.72\text{cm}$, on adopte: $S_t = 20\text{cm}$.

On doit vérifier les deux relations suivantes**:**

* $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3\,f_{t28}.k\right)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$

Avec k = 1 (flexion simple) ; α = 90°.

$$\frac{1*10\ 3}{120\times 200}=0.004\geq\frac{1.15(1.094-0.3\times 2.1\times 1)}{0.9\times 400\times(0+1)}=0{,}0001\ \text{(C.V)}$$

Tableau III.14 : Les armatures transversales dans les poutrelles et leur espacement

A transversales	Espacement
2ϕ5	20cm

III.2.2.d. Vérification au cisaillement : [1]

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau u=\frac{T}{b0*d}=\frac{23.57*10^3}{120*230}=0.853\ MPa\leq\overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]=3.33\ \text{Mpa}$$

- **Vérifications nécessaires :** **[1]**

Section d'armatures transversales (FeE400).

$$\frac{A_t\cdot f_e}{b_0\cdot S_t}\geq 0.4\,\text{MPa.}\Rightarrow\frac{1\times 400}{120\times 200}=1.667\ \text{MPa}\geq 0.4\ \text{MPa}\qquad\textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0\cdot S_t}\geq\gamma_s\left(\frac{\tau_u-0.3Kf_{t28}}{0.9\cdot f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right)\Rightarrow\frac{A_t}{b_0\cdot S_t}=0.004>0.0001\ \textbf{(C.V)}$$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

E/Vérification au voisinage de l'appui :

- **Appui de rive :**

$$V_U\leq 0.4*a*b_0*\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

avec : $a=\text{Min}\left[b-c-2\,;0.9d\right]=\text{Min}\left[65-2-2\,;0.9\times 18\right]=16.2\ \text{cm}$

=> $$V_U=18.23kN\leq 0.4*162*120*\frac{25}{1.5}=165.6\qquad\text{kN}$$

(C.V).

- **Appui intermédiaire :**

$$V_U + \frac{2v_U}{0.9*d} \leq 0$$

$$\Rightarrow 18.23 + \frac{-14.073}{0.9*0.23} = -49.75kN \leq 0 \quad \text{(C.V).}$$

III.2.2.e. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III .15 : 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 / 5.4 = 0.03 Mt/ (15 Mo)=18.23/(15*29.34)=0.04	ρ=A/(bo*d)= 2.36/(12*23)=0.08 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
Condition vérifiée	Condition vérifiée

III.3. Les dalles pleines :

Les dalles pleines sont des éléments minces et plans dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

On distingue 1 type :

- Type : dalles pleines rectangulaires encastrées sur 4 cotés de (8.57*6.21) m²

On va étudier se cas par la méthode des lignes de rupture, puis on adopte les moments les plus défavorables pour ferrailler.

On va utiliser la méthode des lignes de rupture qui ne concerne que l'état limite, et est basée sur le mécanisme de rupture.

Cette méthode est plus exacte et plus puissante et considère les matériaux à leur état limite élastoplastique.

On prévoit des fissures suivant le type de charge et les conditions d'appuis. Les hypothèses de calcul sont :

- Les lignes de rupture divisent la dalle en plusieurs régions rigides.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites qui terminent toujours sur les poteaux de la dalle.
- Ces lignes sont entre deux régions rigides et doivent passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- l'axe de rotation se trouve toujours le long du support.

III.3.1. Exposé de la méthode de ligne de rupture:

III.3.1.1.Principe de calcul :

La méthode des lignes de rupture est une méthode de détermination des moments de flexion pour les panneaux de dalles pleines valable pour touts les cas de charges, touts les types d'appuis et toutes les formes géométriques possibles.
Le principe de calcul se base sur la théorie du travail virtuel qui consiste à assurer l'équilibre statique du point de vue travail tel que $\sum travaux = 0$
Les travaux sont de 2 types, on appellera travail externe (T_{ext}) qui est le produit de la force et le déplacement. On appellera travail interne (T_{int}) qui est le produit du moment et la rotation(θ).

a) travail externe :

Il est fonction de la charge, les dimensions du panneau de la dalle, de la flèche maximale.

$T_{ext} = P \cdot f$ (cas d'une charge concentrée).

$T_{ext} = \iint q \cdot y \cdot ds = q \cdot S \cdot f$ (cas d'une charge répartie).

Avec:

P : Charge totale

S : Surface de répartition de la charge.

f : flèche du centre de gravité de S.

b) Travail interne :

Il est fonction du moment interne, de la largeur de la ligne de rupture et de l'angle de rotation de la région rigide de rupture.

$T_{int} = M. L .\theta.$

Avec :

M : Moment de flexion.

L : Projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation

θ : Angle de rotation.

Le principe de l'état d'équilibre consiste à poser :$\sum Text = \sum Tint$

III.3.1.2.Evaluation des sollicitations :

Tableau III.16 : Evaluations des sollicitations

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	Qu	qser
Terrasse	10.06	1	15.081	11.06
Etage courant	6.86	2.5	13.011	9.36

On choisi la sollicitation la plus défavorable :

P_u = 15.081

P_s = 11.06

III. Calcul du la ligne de rupture de la dalle:

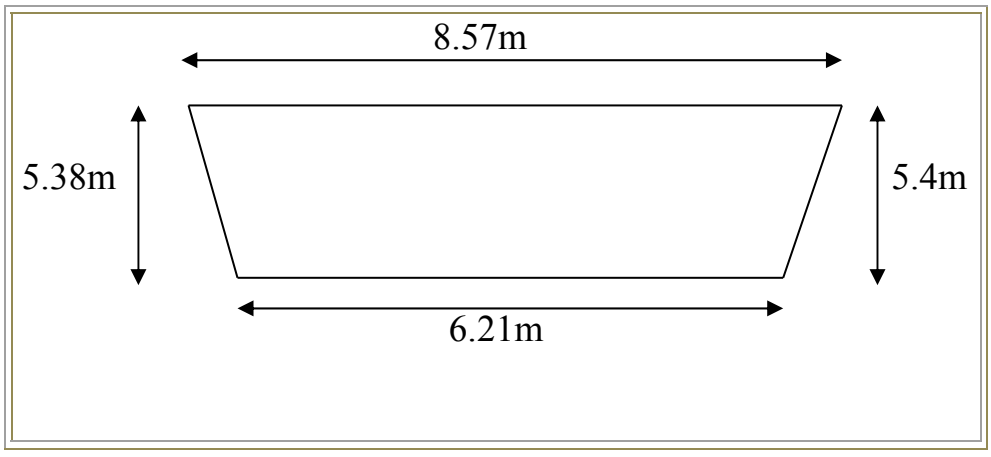


Figure III .17 : Dalle pleine

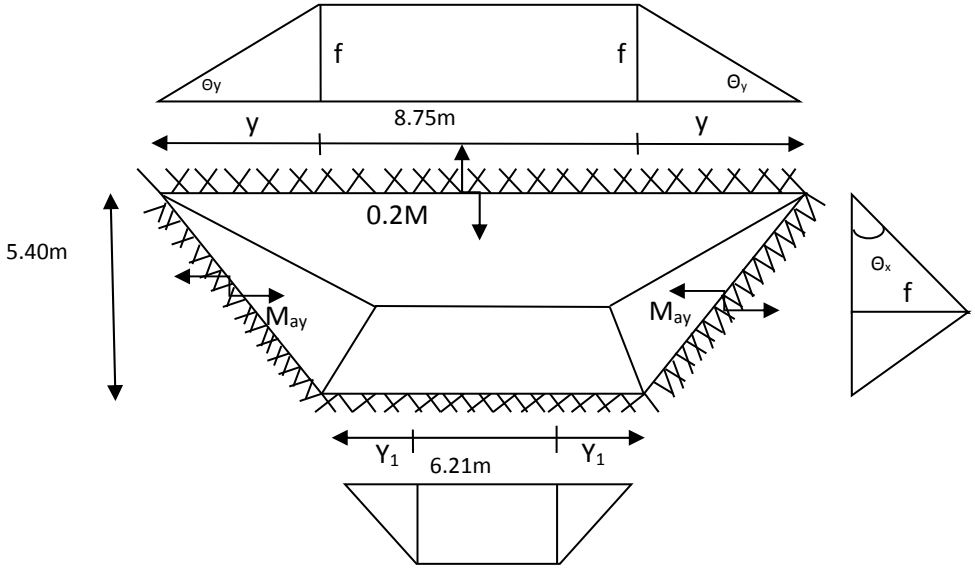


Figure III .18 : efforts et déplacements des zones rigides**.**

Travail externe :

$$T_{ext} = 2T^{1}_{ext} + 2T^{2}_{ext} + 2T^{3}_{ext} + 2T^{4}_{ext}$$

Avec :

- $T^{1}_{ext} = q.S_1 \frac{f}{3} = q.f\left(\frac{1}{6}L_x.y\right)$

$$T^{2}_{ext} = q.f\left(\frac{1}{4}.L_x.L_y - \frac{1}{2}.L_x.y\right)$$

$$T_{3ext} = q.f\left(\frac{1}{12}L_x.L_y\right)$$

$$T^{4}_{ext} = q.f\left(\frac{1}{12}.L_x.y1\right)$$

Pour majore la section on prend y_1=y.

$$Text = qf(-1.8y + 23.139)$$

Travail interne :

$$T_{int} = T^{1}_{int} + T^{2}_{int} + T^{3}_{int} + T^{4}_{int}$$

Avec :

- $T^{1}_{int} = T^{2}_{int}$

$$T_{int}^{1} = 0.5M.L_x.\theta_y + M.L_x.\theta_y \;\; \theta_y = tg\,\theta_y = \frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{1} = 1.5M.L_x.\frac{f}{y}$$

$$T_{int}^{3} = Mx.Ly.\theta x = M.Lx.\theta x + 0.2M.Ly.\theta x = 1.2M(Ly.f / Lx/2)$$

$$T_{int}^{4} = 1.5M(Ly_1.f / Lx/2)$$

$$T_{int} = M.f(16.2y + 7.254)$$

Avec :

Ly_1=6.21m ;

Ly =8.57m ;

Lx=5.4m.

Principe du travail virtuel :

$$T_{ext} = T_{int}$$

$$M = q\left[(-1.8y + 23.139)/16.2/y + 7.254\right]$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow 374.851y^2 + 58.32\,y - 7.254 = 0 \Rightarrow y = 0.08\,m$$

On remplace " y " on trouve : M=0.11q

y=0.08

M=0.11Pu ⟶ M=0.11*15.06=1.2065KN.m

On remarque que le 1er cas est le plus défavorable donc on adopte :

ELU:

$M_{tx}=M_{ty}=M=1.2065KN.m$ ⇒ Mt=1.2065 (KN.m)

Ma=0.5M=0.603KN.m

ELS: Mt=0.885 KN.m

Ma=0.5M=0.44 KN.m

III.3.2. Calcul du ferraillage:

Tableau III.17 :les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	**C = 20 cm**
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 18 cm	
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	$\overline{\sigma}_s$ = 348 MPa

III.3.2.1.Calcul de ferraillage :

III.3.2.1.a. Ferraillage à L'ELU: [1]

Pour le ferraillage on prend le cas le plus défavorable et on généralise pour tous les types

Tableau III.18: Ferraillage des dalles pleines

	Sens	M_u (KN.m)	μ	β	$A_{calculée}$ (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
travée	**X**	1.2065	0.0033	0.998	0.217	2HA12=1.00
	Y	1.2065	0.0033	0.998	0.217	2HA12=1.00
appui	**X**	0.60	0.0016	0.999	0.108	4HA10=1.00
	Y	0.60	0.0016	0.999	0.108	4HA10=1.00

III.3.2.1.b. Vérification de l'ELS :

En travée : $M_{tx}=M_{ty}=0.885$KN.m

Aux appuis : $M_{ax}=M_{ay}= 0.44$KN.m

Vérification : $M_t+\frac{M_e+M_w}{2} \geq 1.2\ M_x$ **[1]**

$$\Rightarrow 0.885+\frac{0.44+0.44}{2}=1.325>1.062$$

Donc on adopte la section calculée à l'ELU.

III.3.2.1.c. Vérification de l'effort tranchant :

$V_x = \frac{PL_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = \mathbf{30.92KN}$; $V_y = \frac{PL_x \cdot L_y}{3Ly} = \mathbf{27.108KN}$;

$\Rightarrow \frac{Vy}{b_0 \cdot d} = 0.017MPa$ **[1]**

$\overline{\tau_u} = 0.07 f_{cj} / \gamma_b = 1.67MPa \rightarrow \boxed{\tau_u \leq \overline{\tau_u}}$ **(c.v)**

III.4. Dalle machine:

III.4.1. Introduction:

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

III.4.2. Pré-dimensionnement:

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

- ✓ **Résistance à la flexion**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{539}{50} \leq e \leq \frac{539}{40} \Rightarrow 10.78cm \leq e \leq 13.475\text{cm}$$

- ✓ **Condition de l'E.N.A :**

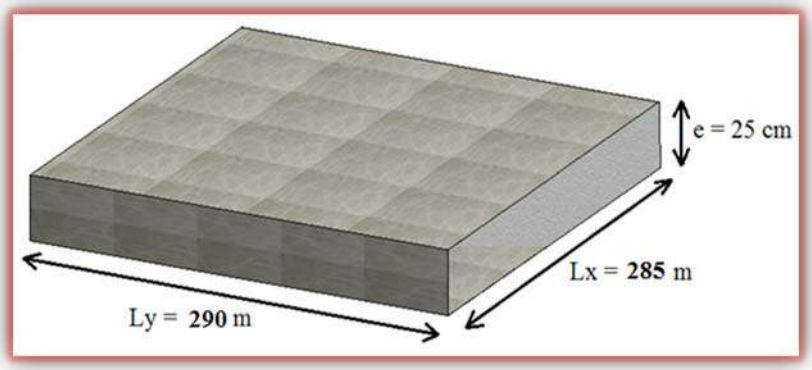


Figure III .19 : dimensions de la dalle machine

L'Entreprise Nationale des Ascenseurs (ENASC) préconise que l'épaisseur de la dalle machine soit : e ≥ 25 cm. On prend : **e = 25cm**.

III.4.3. Détermination des charges permanentes et charges d'exploitation :

III.4.3.a. Charges permanentes G :

Tableau III.19: Charges permanentes

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Gravier roulé	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06
7	Dalle pleine	0,25	25	6,25
8	Enduit en ciment	0.02	10	0.36
Charge permanente G				10.05

III.4.3.b. Poids de la machine supportée :

- q : est le chargement de la dalle donné par l'entreprise nationale des ascenseurs sous forme de charges concentrées

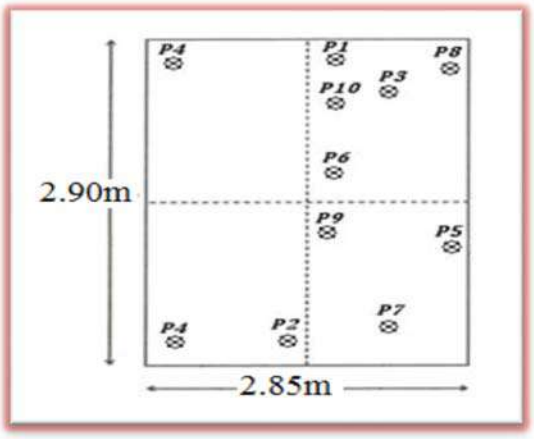


Figure III .20 : Déférentes charges agissantes sur la dalle

Tableau III.20: Les charges concentrées

P (kgf)								
P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
8400	3200	200	600	800	1250	750	1100	1000

$$g = \frac{\sum P_i}{S} = \frac{17300}{13\ .21} = 1309\ .61\ kg\ /\ m^2 = 13\ .096\ kN\ /\ m^2$$

G_{tot}=10.05 + 13.096 = 23.15KN/m^2

III.4.3. c. La charge d'exploitation :

L'ENA exige une charge d'exploitation plus importante que celle d'une terrasse inaccessible de l'ordre de :

Q=5kN/m2

Tableau III.21: Détermination des chargements de la dalle

G (kN/m^2)	Q (kN/m^2)	P_U (kN/m^2)	P_{Ser}(kN/m^2)
23.15KN	5	38.75	28.15

III.4.4. calcul des sollicitations :

On a: $\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{5.36}{3.36} = 1.59$

Donc la dalle travaille suivant les deux directions

III.4.4.a. Méthode de calcul :

Il existe deux méthodes pour le calcul des dalles pleines :

- ✓ la méthode forfaitaire : utilisable aux formes géométriques simples et régulière sous chargement modéré.
- ✓ La méthode des lignes de rupture : utilisable pour les cas des charges élevées et les formes géométriques irrégulières, basée sur le mécanisme des fissures.

Donc on utilise pour notre cas la méthode des lignes de rupture.

III.4.4.b. Hypothèses (ligne de rupture) :

- ➢ La ligne de rupture devise la dalle en plusieurs régions qui s'appellent régions rigides, elles sont supposées demeurer plane après déformation.
- ➢ Les lignes de rupture sont des lignes droites.

III.4.4.c. Principe de calcul :

Travail extérieur = Travail intérieur.

Travail extérieur: en fonction de (charge, portée).

Travail intérieur: en fonction du moment.

Pour le cas des charges réparties:

$$T_{ext} = q.S.f_{cdg}$$

- q: charge répartie.
- S: surface de la région rigide.
- $f$cdg: flèche au niveau du c.d.g de la région rigide.

$$T_{int} = M.L.\theta$$

- M: moment de flexion.
- L: projection de la ligne de rupture sur l'axe de rotation.
- θ: l'angle de rotation.

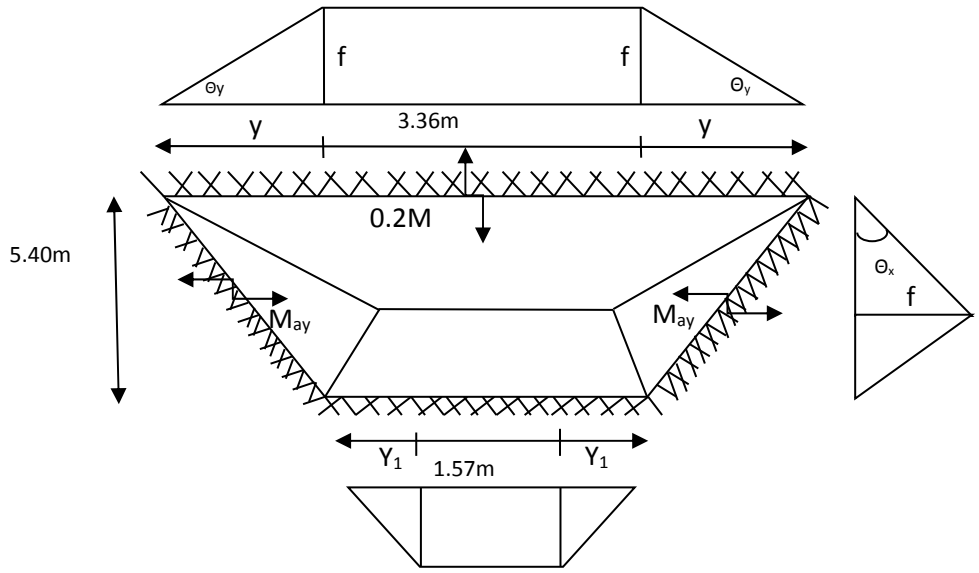


Figure III . 21: Les lignes de rupture

❖ Travail externe :

$$T_{ext} = T^{1}_{ext} + T^{2}_{ext} + T^{3}_{ext} + T^{4}_{ext}$$

Avec :

- $T^{2}_{ext} = q.S_1 \frac{f}{2} = q.f\left(\frac{1}{4}L_x.L_Y - 1/2L_xY\right)$

$$T^{3}_{ext} = qf\,(1/12.L_xL_y)$$

$$T_{ext\,4} = q.f\,(1/12L_x - y_1)$$

$$T_{ext\,1} = q.f\,(1/4L_x.L_y - 1/2L_x.y)$$

$$T_{ext\,(total)} = q.f\,(-8.92y + 18.0096)$$

❖ Travail interne :

$$T_{int} = T^{1}_{int} + T^{2}_{int} + T^{3}_{int} + T^{4}_{int}$$

Avec :

- $T^{1}_{int} = T^{2}_{int} = 1.5Mf\,(5.36/y)$

$$T^{3}_{int} = 1.2M(L_Y.f/(L_x/2)) = Mf.1.505$$

$$T^{4}_{int} = 1.5M(L_{Y1}.f/(L_x/2)) = Mf.0{,}88$$

$T_{int\,(total)} = Mf(16{,}17/y + 4{,}155)$

Avec :

L_x=5.36 m.

L_y=3.36m , L_{y1}=1.57m.

❖ **Principe du travail virtuel :**

$T_{ext} = T_{int}$

$$M = q\frac{(-8.92y + 18.0096)}{(16.08/y) + 2.385}$$

Pour déterminer " y " on dérive " q " par rapport a " y ".

$$\frac{dq}{dy} = 0 \Rightarrow -289.594y^2 + 286.8672\,y + 21.2742 = 0 \Rightarrow y = 1.06\text{m}$$

On remplace " y " on trouve : M=q0.487

$$M_t = M = 0.487 \times (38.75) = 18.88\text{KN.m}$$

$$M_a = 0.5.\text{M} = 0.5 \times 18.88 = 9.44\,\text{KN.m}$$

III.4.4.d. Calcul du ferraillage :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur, la fissuration est peu nuisible.

Tableau III.22: Les données

f_{c28}	25 MPa	H	25 cm
f_{t28}	2,1 MPa	D	23 cm
f_e	400 MPa	C	2 cm
$\sigma_{b\,adm}$	14.2 MPa	C’	2 cm
$\sigma_{s\,adm}$	348 MPa	b	100 cm

Hauteurs utiles: $\begin{cases} d_x = 25 - 2 - \frac{1.2}{2} = 22.4\,\text{cm} \\ d_y = 22.4 - \frac{1.2 + 1.2}{2}. = 21.2\,\text{cm} \end{cases}$

Tableau III.23: Calcul des sections d'acier de la dalle

		M_u (kN.m)	M	β	A(cm²)	A' (cm²)	A_{min} (cm²)
Sens x	En travée	18.88	0.015	0.992	1.46	0.00	2.50
	En appuis	9.44	0.007	0.996	0.72	0.00	2.50
Sens y	En travée	18.88	0.017	0.991	1.54	0.00	2.50
	En appuis	9.44	0.008	0.996	0.76	0.00	2.50

III.4.4.e.Condition de non fragilité :[1]

$$A_{min} = \frac{B}{1000} = \frac{25 \times 100}{1000} = 2.5\,cm^2$$

Donc on adopte les sections en travées: $\begin{cases} A_x = 3HA12 = 3.39\,cm^2 \\ A_y = 3HA12 = 3.39\,cm^2 \end{cases}$

Et on adopte les sections en appuis : $\begin{cases} A_x = 3HA12 = 3.39\,cm^2 \\ A_y = 3HA12 = 3.39\,cm^2 \end{cases}$

III.4.4.f. Condition d'espacement :[1]

$$\overline{S}_t = \text{Min}[2h = 50\,cm, 22\,cm] = 22\,cm$$

On prend : S = 25 cm

III.4.3.g. Vérification de l'effort tranchant : [1]

Suivant Lx: $\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \cdot d_x} \le \overline{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x}$$

$$V_{ux} = \frac{49.32 * 2.85 * 2.90}{2 * 2.90 + 2.85} = 47.12KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{47.12 \times 10^3}{1000 \times 224} = 0.210\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa}$$ (Condition vérifié)

$$V_{ux} = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{3 L_y}$$

$$V_{ux} = \frac{49.32 * 2.85 * 2.90}{3 * 2.90} = 46.85KN$$

$$\tau_u = \frac{46.85 \times 10^3}{1000 \times 212} = 0.220\,\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1.16\,\text{MPa}$$ (Condition vérifié)

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

III.4.4. Vérification à l'E.L.S : [1]

Béton : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

Acier : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Tableau III.24: Calcul de M service

		M_{ser} (Kn.m)
Sens x	travée	$0.141 * q_{ser} = 0.141 * 35.98 = 5.07$
	appuis	$0.5 * M_t = 0.5 * 5.07 = 2.53$
Sens y	travée	$0.141 * q_{ser} = 0.141 * 35.98 = 5.07$
	appuis	$0.5 * M_t = 0.5 * 5.07 = 2.53$

❖ **Détermination de la valeur de « y » :**

$$50y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.25: Vérification à l'ELS

		M_{ser} (Kn.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	K (N/mm^3)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b$
Sens x	travée	5.07	3.39	4.29	19309.17	0.026	1.115	OUI
	appuis	2.53	3.39	4.29	19309.17	0.013	0.557	OUI
Sens y	travée	5.07	3.39	4.16	17164.60	0.029	1.120	OUI
	appuis	2.53	3.39	4.16	17164.60	0.015	0.624	OUI

III.4.5. Vérification de la flèche : [1]

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20 M_x} \\ * \dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} \grave{a} \dfrac{1}{35} \\ * \dfrac{A_s}{bd} \leq \dfrac{2}{fe} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}087 > 0{,}05 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée} \\ 0{,}087 > 0{,}028 \grave{a} 0{,}037 \ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée} . \\ 1.513.10^{-3} < 5.10^{-3} \ldots\ldots\ldots \textit{vérifiée} \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.6. Vérification de non poinçonnement : [1]

Si la condition suivante est vérifiée, aucune disposition supplémentaire n'est nécessaire.

$$Q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Le calcul se fera pour la force concentrée maximale uniquement

Q_u= 84 KN, γ_b = 1.5, f_{cj} = 25 MPa, h = 25 cm

Uc = 2(u + v)

u = a + 2(e + h/2)

v = b + 2(e + h/2)

Uc = 2(a+b) + 8e + 4h

Avec : a=b=e=0

Uc = 4h = 100cm

Q_u = 84 KN < 0.045 x Uc x h x (f_{c28}/γ_b) =1875 KN…… (Condition vérifiée)

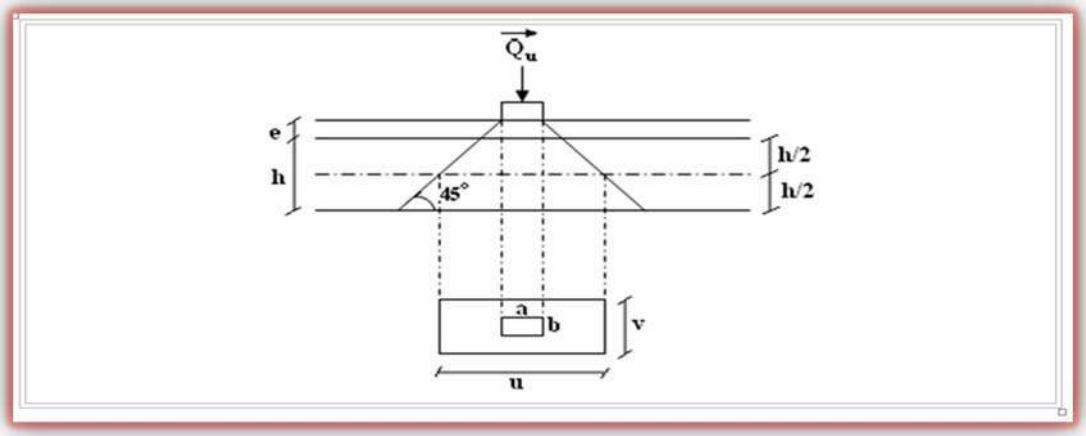


Figure III .22 : la vérification de non poinçonnement

III.5.Les escaliers:

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permette de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

III.5.1.Terminologie:

- **La montée :** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche :** est la différence du niveau entre deux marches successives.
- **La contremarche :** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche :** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée :** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée :** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.

- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

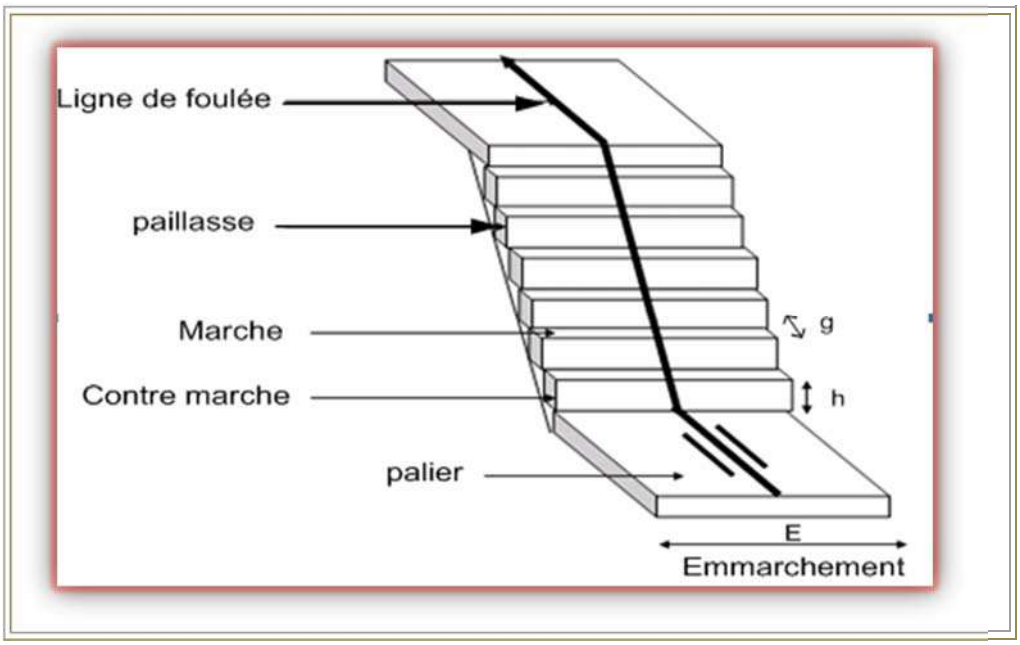


Figure III.23: Représentation d'un escalier

III.5.2. Escalier à deux volées :

III.5.2.1. 1ier volée-:

III.5.2.1.A.Pré-dimensionnement :

Les caractéristiques de la première volée d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H =2.04m
- largeur de la marche : g = 30cm
- hauteur de la contre marche : h = 17cm

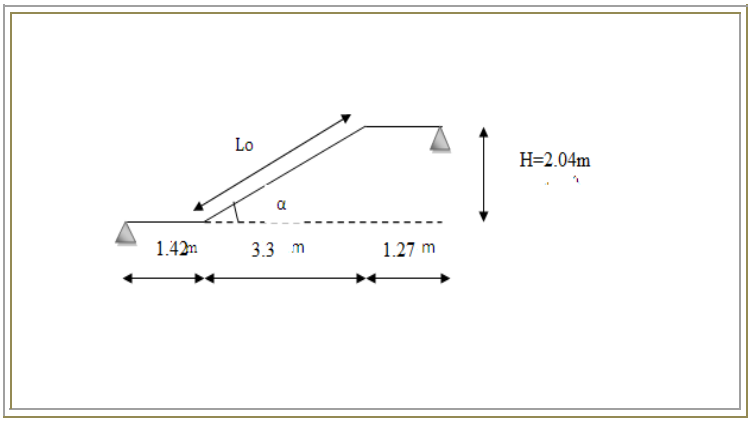


Figure III.24: Dimensions de l'escalier

❖ Vérification de la formule de BLONDEL :

Détermination de n, g, h :

Et puisque (H= 2.04m , L= 3.3m)

Donc on prend : **n=12**

Nombre de marches $n-1=11$

Nombre de contremarches $n=12$

Hauteur de la contremarche $h=17cm$

Largeur de la marche $g=\frac{L}{n-1}\Longrightarrow g=30cm$

59cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 66cm. (Condition vérifiée)

Détermination de l'épaisseur de l'escalier:

tg α = H / L = 2.04/3.3 = 0.62

donc : α =31.79°

$L_0=\sqrt{(2.04)^2+(3.3)^2}=3.87$

l =1.27+3.87+ 1.42=6.56m

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

$\frac{l}{35}\le e\le\frac{l}{30}\Rightarrow 18.74\le e\le 21.86$

On adopte**: e = 18cm**

III.5.2.1.B.Evaluation des charges et surcharges :

Charges permanentes :

Tableau III.26: Poids propre du palier de repos de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	5.49

Tableau III.27: Poids propre de la paillasse de l'escalier

N°	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m²)	Poids surfacique (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Lit de sable	0.03	18	0.54
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Poids propre de la paillasse	0.18 / cos α	25	4.83
5	Poids des marches	0.17 / 2	25	2.12
6	Enduit ciment	0.02	18	0.36
			G	8.69

Charge d'exploitation :

Q = 2.5KN/m2

III.5.2.1.C.Détermination des efforts :

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

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

Tableau III.28: Combinaison des charges de

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser} (KN/m^2)
Palier 1	5.49	2.5	11.16	7.99
Paillasse	8.69	2.5	15.48	11.19

a. l'E.L.U :

∑F =0

R_a+R_b= (15.45x 3.3) + (11.16x 1.42) + (11.16x 1.27)= 81.10 k N

R_a+R_b = 81.10 k N

∑M/A =0

R_a× 5.99- (11,16*1,27*5.355) + (11.16* 1,42 *0,71)= 0

R_a = 40.37kN et R_b = 40.73 k N

(0 ≤ x ≤ 1.42)

Moment fléchissant : $M(x)= 40.37x – 11.16x^2/2$

Effort tranchant: T(x) = 40.37 + 11.16X

M (0) = 0 k N.m ; T (0) = 40.37kN

M (1.42) = 29.11 k N.m ; T (1.42) = 24.52kN

(0 ≤ x ≤ 3.3)

Moment fléchissant : $M(x) = 40.37*(X+1.42)-11.16((1.42)^2 /2+X)-15.48*X^2/2$

Effort tranchant: $d_m(x)/d_x=T(x)=40.37-(11.16*1.42)-15.48X$

M (0) = 46.07 k N.m; T (0) = 24.52kN.m

M (3.3) =58.17 k N.m; T (3.3) =-26.56kN .m

(0 ≤ x ≤ 1.27)

Moment fléchissant : $M(x) = 40.37*(X+1.42+3.3)-11.16*1.42(x +4.01)-15.48*3.3(X+1.65)-11.16*(X^2 /2)$

Effort tranchant: $d_m(x)/d_x=T(x)=40.37-(11.16*1.42)-15.48* 3.3-11.16X$

M (0) = 42.71 k N.m; T (0) = 26.56kN.m

M (1.27) =0 k N.m; T (1.27) =-40.73kN .m

Supposant qu'on a des semi-encastrements telle que :

Mt=0.85Mo=0.85×58.17=49.44 KN. m

Ma=Mb=0.5 Mo=0.5×58.17=29.08 k N.m

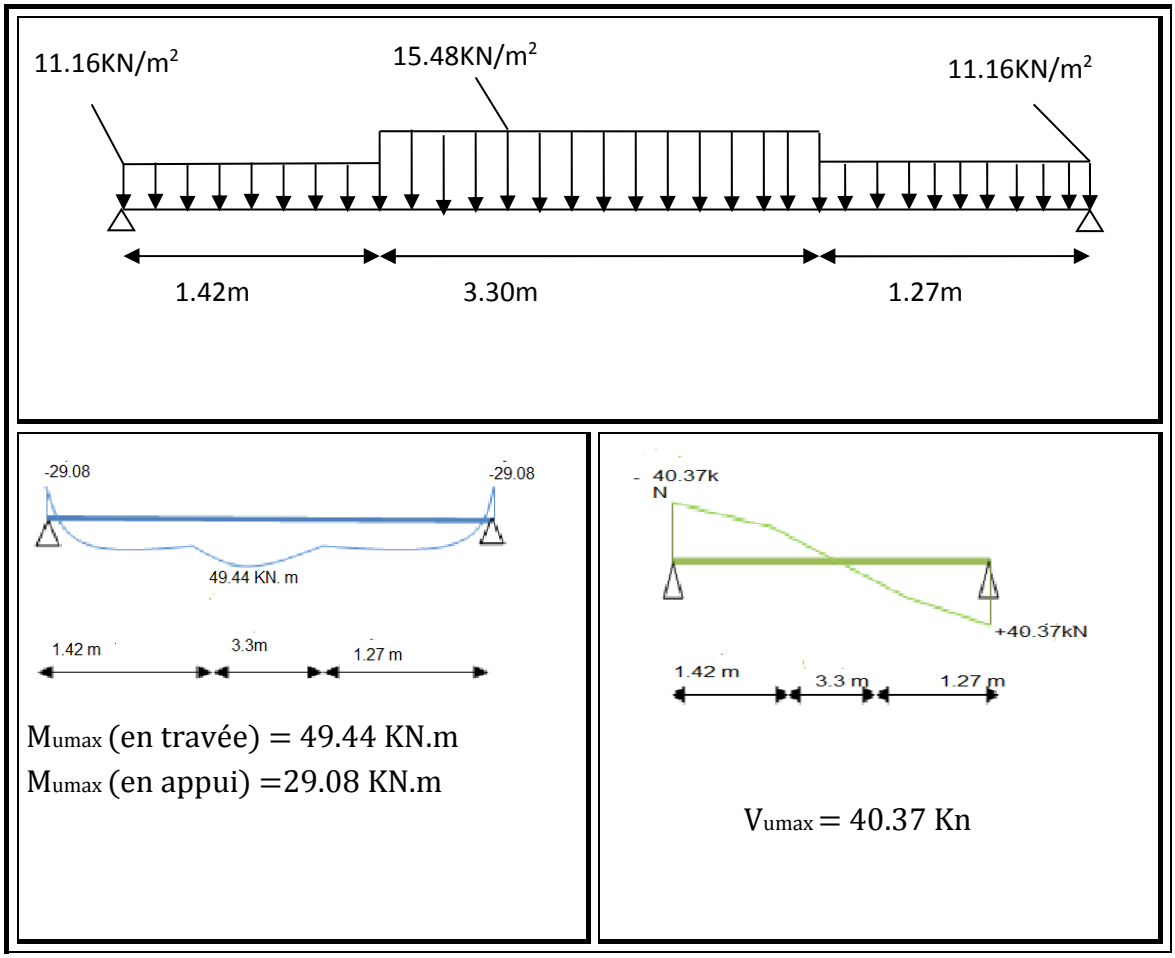


Figure III.25: Schéma statique à l'E.L.U

b. l'E.L.S :

$\sum F = 0$

R_a+R_b= (7.99x 1.42+7.99*1.27) + (11.19x 3.3) = 58.42 k N

R_a+R_b = 58.42 k N

$\sum M/A = 0$

$R_a \times 5.99$- (7.99*1.42*5.28) - (11.19* 3.3)*2.92-(7.99*1.27*0.637)= 0

R_a = 29.07kN et R_b = 29.34 k N

(0 ≤ x ≤ 1.42)

Moment fléchissant : $M(x)= -7.99*(1.42)^2/2 – 29.07X$

Effort tranchant: T(x) = 40.37 + 11.16X

M (0) = 0 k N.m ; T (0) = 29.07kN

M (1.42) = 33.22 k N.m ; T (1.42) = 39.21kN

(0 ≤ x ≤ 3.3)

Moment fléchissant : $M(x) = 7.99(x+1.42)^2/2)+11.19(X^{2)}/2-29.07(X+1.42)$

Effort tranchant: $d_m(x)/d_x=T(x)= 29.07*(-7.99*1.42)-11.19X$

M (0) = -33.22 k N.m; T (0)=40.41m

M (3.3) =-41.85 k N.m; T (3.3) =-19.20kN .m

(0 ≤ x ≤ 1.27)

Moment fléchissant : $M(x) =-7.99 *1.42(X+4.01)-11.19*3.3(X+3.3/2)-(7.99*x^2/2)+11.19(X*3.3+1.42)X$

Effort tranchant: $d_m(x)/d_x=T(x)=-29.34+7.99$

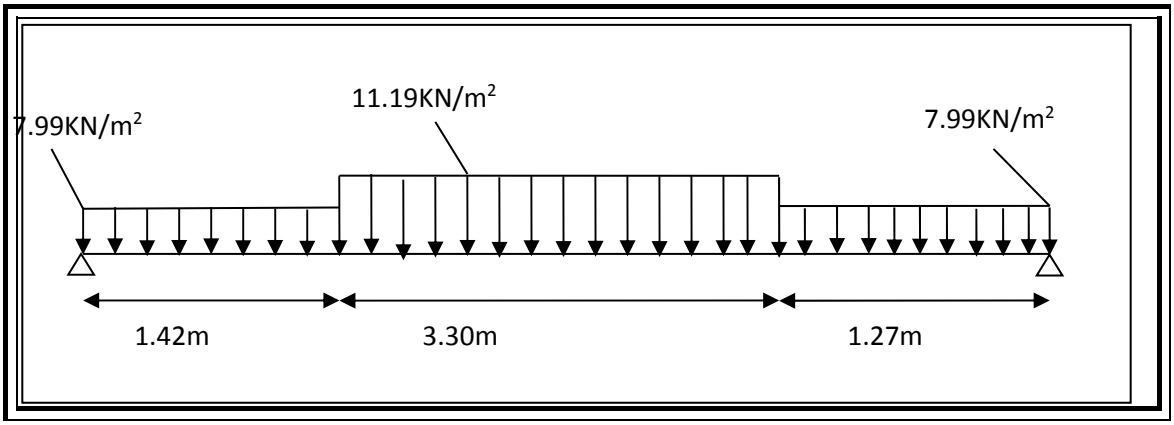
M (0) = 30.78 k N.m; T (0) = -19.20kN.m

M (1.27) =0 k N.m; T (1.27) =-29.34kN .m

Supposant qu'on a des semi-encastrements telle que :

Mt=0.85Mo=0.85×41.85=35.57 KN. m

Ma=Mb=0.5 Mo=0.5×41.85=20.92 k N.m



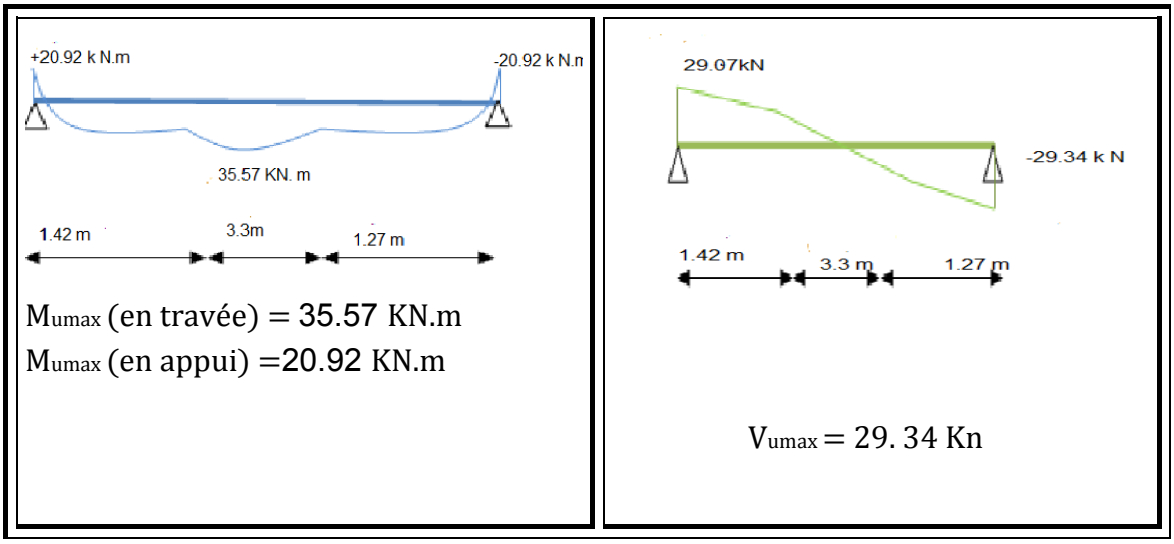


Figure III.26: Schéma statique à l'E.L.S

III.5.2.4.Récapitulations :

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

II.5.2.5.Ferraillage des escaliers :

Tableau III.29: les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 2 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 100 cm	h= 18cm	d=16 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

- **Armatures principales :**

En travée :

$M_t = 49.44KN.m$

h = 18cm d = 16cm

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2\sigma_b} = \frac{49.44 * 10^6}{1000 * 160^2 * 14.2} = 0.136 < \mu l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$\beta = 0.927$

$$At = \frac{M_{tu}}{\beta d\sigma_s} = \frac{49.44 * 10^3}{348 * 16 * 0.927} = 9.57cm^2$$

On adopte :**2HA25**=9.82cm^2

En appui :

$M_a = 29.08KN.m$

h = 18 cm d = 16 cm

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2\sigma_b} = \frac{29.08 * 10^6}{1000 * 160^2 * 14.2} = 0.079 < \mu l = 0.392 \Longrightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.958$$

$$Aa = \frac{M_{au}}{\beta d\sigma_s} = \frac{29.08 * 10^3}{348 * 16 * 0.958} = 5.45\ cm^2$$

On adopte : **7HA10**=5.50cm²

Tableau III.30: Calcul des sections d'acier de l'escalier

	M_u (KN.m)	μ	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)/ml
En Travée	*49.44*	0.079	0.927	9.57	*0.00*	5HA16=9.82
En appuis	*29.08*	**0.0958**	**0.958**	**5.45**	***0.00***	7HA10=5.50

III.5.2.5.a. Condition de non fragilité : [1]

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

En travées: $A = 9.82cm^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 18}{1000} = 1.8\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 5.50m^2 \geq A_{min} = \frac{100 \times 18}{1000} = 1.8\,cm^2$ (c.v)

III.5.2.5.b. Les armatures de répartition : [1]

Tableau III.31: Les armatures de répartition

	A_x (cm²)	on adopte

En travée	$\frac{A}{4}=\frac{9.82}{4}=2.45$	5HA 8= 2.51cm²
En appuis	$\frac{A}{4}=\frac{5.5}{4}=1.40$	3HA 8 = 1.51 cm²

III.5.2.5.c. Vérification de l'espacement : [1]

Tableau III.32: Vérification de l'espacement

	les armatures longitudinales	les armatures de répartitions
En travée	St=25cm≤min[3h=54cm;33cm]=33cm	St=25cm ≤ min[3h=54cm;33cm]=33cm
En appuis	St=25cm≤min[4h=72cm;45cm]=45cm	St=33.33cm≤min[4h=72cm;45cm]=45cm

III.5.2.5.d. Vérification de l'effort tranchant :[1]

$$\tau_u=\frac{V_u}{b_0.d}=\frac{40.73\times10^3}{1000\times160}=0.254\ \text{MPa}$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u=0.254\,\text{MPa}<\overline{\tau}_u=3.33\,\text{MPa}\qquad\text{(c.v)}$$

III.3.4.5.e. Vérification à l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$$\sigma_b\le\overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b=0.6.f_{c28}=0.6\times25=15\ \text{MPa}$$

Tableau III.33: Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm²)	9.82	5.5
M_{ser} (kN.m)	35.57	20.92
Y (cm)	$50y^2+15A.y-15A.d=0\Rightarrow y=5.54$	$50y^2+15A.y-15A.d=0\Rightarrow y=4.37$

I (cm^4)	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=21784.04$	$I=\frac{b}{3}y^3+15A(d-y)^2 \Rightarrow I=13940.47$
$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	15	
σ_b **(Mpa)**	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=0.163$	$\sigma_b=\frac{M_{ser}}{I}.y=0.150$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

III.5.2.5.f. Vérification de la flèche : [1]

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_o} \Rightarrow \frac{0.16}{5.18} = 0.030 \geq \frac{49.44}{20 \times 58.17} = 0.042 \qquad (c.n.v)$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.57}{100 \times 13} = 0.005 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \qquad CV$$

Donc la vérification de la flèche nécessaire.

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

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

- pour les flèches 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 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:

$$Y_G = \frac{\frac{b.h^2}{2} + 15A.d}{b.h + 15} = 10.19\,cm$$

❖ Moment d'inertie de la section totale:

$$I_0 = b/3\left[y^3 + (h-y)^3\right] + 15A(y-d)^2 \Rightarrow I_0 = 212671.91 cm^4$$

Tableau III.33: Vérification à l'E.L.S

A (cm²)	M (KN.m)	ρ	σs (MPa)	μ	y (cm)	I_0 (cm^4)
9.57	49.44	0.0059	314.66	0.61	10.19	216891.43
I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)	Fi (mm)	F_V (mm)	ΔF (mm)	F_{adm} (mm)	$\Delta F < F_{adm}$
75369	127842.98	5.75	10.18	4.43	18.12	Oui

III.5.3.Calcul de la poutre palière :

La poutre palière à pour rôle de supporter le poids d'escalier, elle sera calculée en flexion simple. Elle a une section (b×h)

III.5.3.1.Pré- dimensionnement :

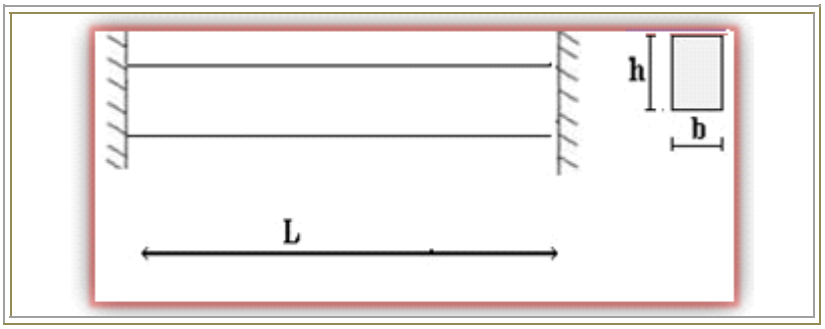


Figure III.27: Dimensionnement de la poutre palière

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

Le pré-dimensionnement de la poutre palière est donné par les formules empiriques suivantes:

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10 **[1]**
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

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

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm **[2]**
- h/b ≤ 4

bmax ≤ 1.5+b

Tableau III.35: pré-dimensionnement de la poutre palière

poutre palière	
Conditions de résistance	L_{max}= 2.9m ⇒19.33cm≤ h ≤29cm on adopte h = 35 cm ⇒ 10.5cm ≤ b ≤24.5 on adopte b = 30 cm
Vérification selon le RPA 99	h=30cm≥30cm ; b=30cm≥20cm ; h/b=1.16
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=1.2) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = 35cm ; b = 30 cm

III.5.3.2. Evaluation des charges :

✓ Poids propre de la poutre : $p_p = (0.30 \times 0.30) \times 25$ ➔ $p_p = 2.625 KN/m$

✓ Réaction d'escalier :➔ $Ru = 40.37\ KN$, $Rs = 29.07\ KN$

P_u=1.35 P_p+R_u➔**P_u=43.91KN/m**

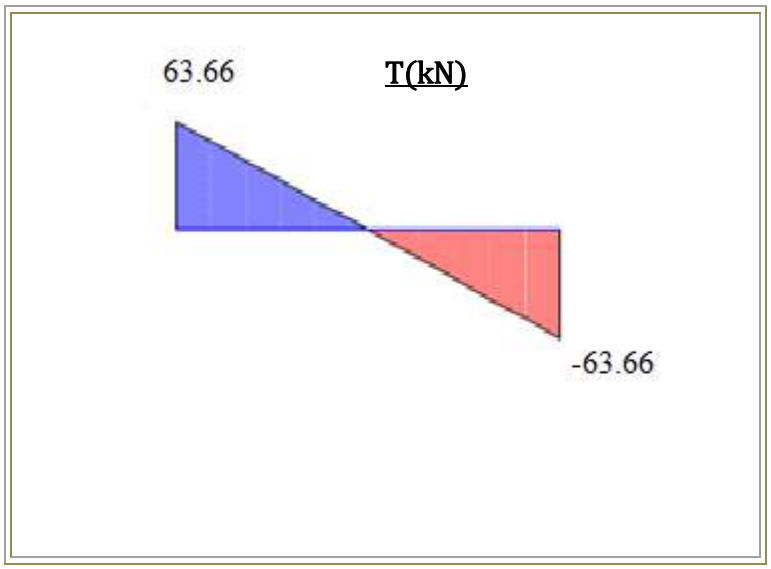
P_s = (P_p+R_S) ➔**P_s =31 .695 KN/m**

III.5.3.3. Calcul des efforts:

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

- $R_A = R_B = \frac{p.l}{2}$
- $M_{appui}^{max} = M_A = M_B = \frac{pl^2}{12}$
- $M_t^{max} = \frac{pl^2}{24}$
  - **Tableau III.36:** Les efforts agissants sur une poutre palière

Niveau	Ra(kN)	Ma(kNm)	Mt(kNm)
ELU	63.66	30	15.38
ELS	45.95	22.21	11.10



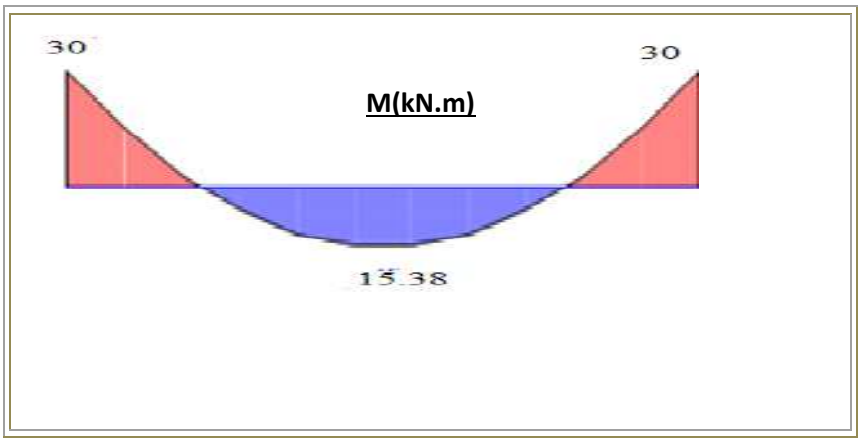


Figure III.28: Différents efforts dans la poutre palière(ELU)

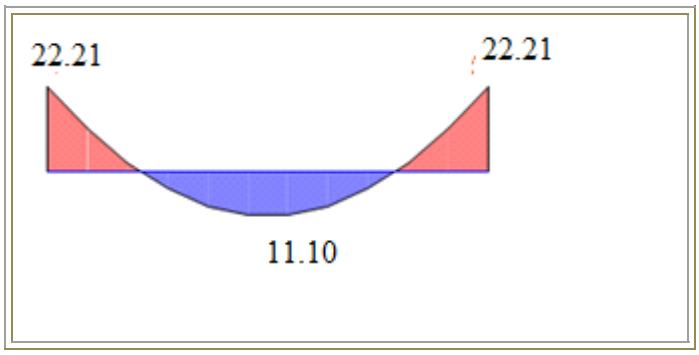


Figure III.28: Différents efforts dans la poutre palière(ELS)

III.5.3.4. Ferraillage de la poutre palière

Tableau III.37: les données

Béton	f_{c28} = 25 MPa	γ_b = 1.5	σ_{bc} = 14.2 MPa	c = 3 cm
	f_{t28} = 2.1 MPa	b = 30 cm	h= 35cm	d=32 cm
Acier	FeE400	f_e=400Mpa	γ_s = 1.15	σ_s = 348 MPa

Tableau III.38: Calcul des sections d'acier de la poutre palière

	M_u (KN.m)	μ	B	A (cm²)	A' (cm²)	A_{adopt} (cm²)
En travée	15.38	0.035	0.982	1.40	0.00	3HA10=1.41
En appuis	30	0.068	0.965	2.79	0.00	3HA12=3.39

III.5.3.4.A. Condition de non fragilité :[1]

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

En travées: $A = 1.41\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{30 \times 35}{1000} = 1.05\,cm^2$ (c.v)

En appuis : $A = 3.39\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{30 \times 35}{1000} = 1.05\,cm^2$ (c.v)

III.5.3.4. B. Vérification de l'effort tranchant :[1]

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{63.66 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.663\,MPa$$

On considère la fissuration comme peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0.663\,MPa < \overline{\tau}_u = 3.33\,MPa \quad (c.v)$$

III.5.3.4.C. Vérification de compression dans la bielle de béton: [1]

$$V_u \leq 0.4\left(\frac{f_{c28}}{1.5}\right) b_0.a$$

$$a = Min[b - c - 2\,;\,0.9d] = Min[25cm\,;\,28.8cm] = 25cm$$

$$V_u = 63.66KN \leq 0.4\left(\frac{25}{1.5}\right) \times 30 \times 25 = 500\,0KN \quad \ldots\ldots (c.v)$$

III.5.3.4.D. Vérification au voisinage de l'appui: [1]

$$\frac{2V_u}{b_0.a} < 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_s}$$

$$\frac{2 \times 63.66 \times 10^3}{300 \times 250} = 1.697 < 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 17.39 \ldots\ldots (c.v)$$

$$A = 3.39\,cm^2 \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 63.66}{400} = 0.18\,cm^2 \ldots\ldots (c.v)$$

III.5.3.4.E. Armatures transversales: [1]

$$\varphi_t = Min\left[\frac{h}{35} = 1cm\,;\ \varphi_l = 16\,mm;\frac{b_0}{10} = 3.00\,cm\right]$$

$$\varphi_t = 8\,mm < 1\,cm$$

$$A_t = \frac{\pi.\varphi_t^2}{4} = 0.5\,cm^2$$

Donc on adoptera: **A_t = 2 Ø 8 = 1 cm².**

III.5.3.4.E.1. Vérification du R.P.A 99: [2]

$$A_{t\,min} = 0.003.S_t.b$$

$$S_t \le \overline{S_t} = Min\left[\frac{h}{4} = 8.75\,cm\,;12\varphi_t = 9.6\,cm\right]$$

$$\begin{cases}\overline{S_t} = 8.75\,cm & (zone\,nodale)\\ \overline{S_t} = 15\,cm & (zone\,courante)\end{cases}$$

On adoptera les valeurs suivantes: $\begin{cases}S_t = 5\,cm & (zone\,nodale)\\ S_t = 15cm & (zone\,courante)\end{cases}$

On a A_t = 1 cm².

$$S_t = 5\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 0.7875 cm^2$$

$$S_t = 15\,cm \Rightarrow A_t = 1\,cm^2 > A_{t\,min} = 0.003.b.S_t = 1.35\,cm^2$$

$$S_t < \overline{S_t}$$

Pour la zone courante A < A_{min}, donc on retiendra A_t = 4 T 8 = 2 cm².

et on procédera à la vérification des paramètres suivants:

- $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \ge \frac{\gamma_s\left(\tau_u - 0.3 f_{t28}.k\right)}{0.9.f_e.(\cos\alpha + \sin\alpha)}$ **[1]**

avec k = 1 (flexion simple)

α = 90°

Zone nodale: $\frac{2\times10^2}{300\times50} = 0.013 \ge \frac{1.15(0.663 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.001$ … (c.v)

Zone courante: $\frac{2\times10^2}{300\times150} = 0.004 \ge \frac{1.15(0.663 - 0.3\times2.1\times1)}{0.9\times400\times(0+1)} = 0.001$ … (c.v)

- $A_t \ge A_{min} = \frac{0.4.b_0 \cdot S_t}{f_e}$ **[1]**

Zone nodale: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 300 \times 50}{400} = 0.15 cm^2$ … (c.v)

Zone courante: $A_t = 2\,cm^2 \geq A_{min} = \frac{0.4 \times 300 \times 150}{400} = 0.45\,cm^2$ …. (c.v)

III.5.3.4.F. Vérification à l'E.L.S : [1]

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc on ne doit vérifier que :

$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$\overline{\sigma}_b = 0.6.\, f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa

Tableau III.39: Vérification à l'E.L.S

	En travées	En appuis
A (cm^2)	1.41	3.39
M_{ser} (kN.m)	11.10	22.21
Y (cm)	$15y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 6.01$	$15y^2 + 15A.y - 15A.d = 0 \Rightarrow y = 8.85$
I (cm^4)	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 16457.22$	$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 34183.20$
$\overline{\sigma}_b$ (mpa)	**15**	
σ_b (mpa)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = 4.05$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}.y = \mathbf{5.75}$

$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$	Oui	Oui

III.5.3.4.G. Vérifications préliminaires de la flèche : [1]

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites :

Tableau III.40 : vérifications préliminaires de la flèche de la poutre palière

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/ (10 Mo)	$\rho \leq 4.2/fe$
h/ L = 350 / 290= 1.2 Mt/ (10 Mo)=63.66/(10*46.16)=0.13	ρ=A/(bo*d)=3.39/(30*32)=0.004 3.39/ fe = 0.008
Condition vérifiée	Condition vérifiée

IV.1. Introduction :

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

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

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

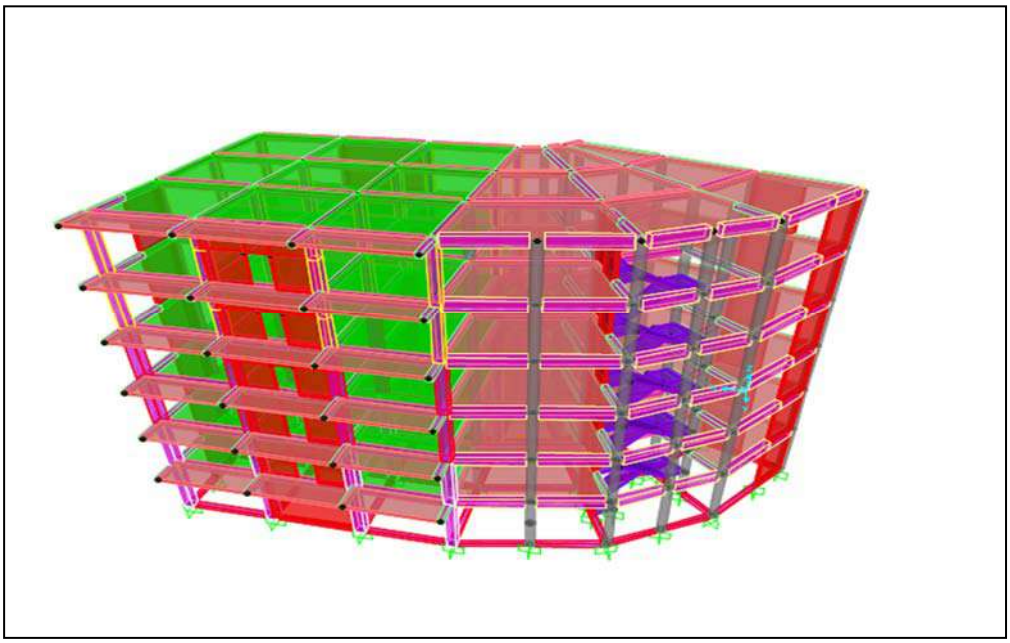


Figure IV-1 : Vue de la structure

IV.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

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

- Le centre de Masse
- Le centre de Torsion

En propose deux modèles, correspondant à différents dispositions des voiles et à différents nombres de voiles a analyser, où les voiles de contreventement seront disposés de manière symétrique.

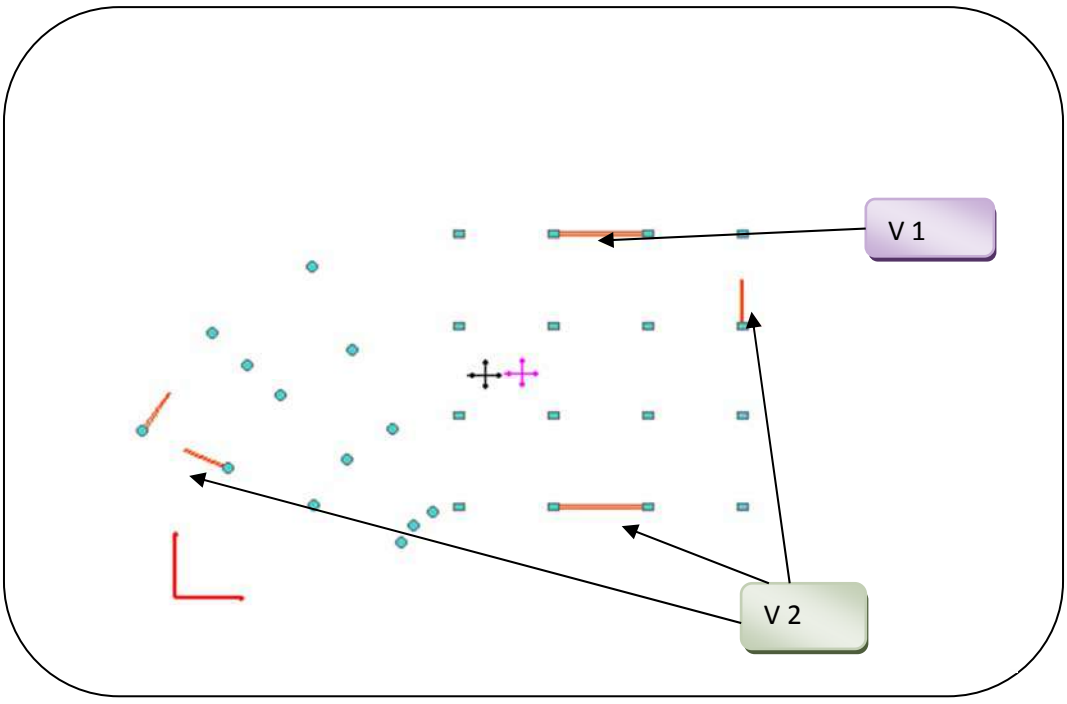


Figure IV-2-a : disposition des voiles du bloc

voile avec ouverture

Voile pleine

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 :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \quad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

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

X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

Tableau IV-1 : Calcule du centre de masse

Niveau(m)	∑Wi (kN)	∑Wi*Xi	∑Wi*Yi	X_G(m)	Y_G(m)
4.08	8490	149593.8	112237.8	17.62	13.22
7.82	8287.53	145197.53	109312.52	17.52	13.19
11.56	8117.09	141562.05	106902.08	17.44	13.17
15.3	8069.33	140729.12	106192.38	17.44	13.16
19.04	8118.34	141259.12	107243.27	17.4	13.21
22.78	6660.98	110905.32	88591.034	16.65	13.3

IV.2.2. Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force .horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher.

Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \quad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}} \text{ Avec :}$$

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : 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 d'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 : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
  - pour les voiles avec ouvertures $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2mc}{(I_1 + I_2)} \cdot \frac{A_0 \cdot (\alpha . \xi)}{\alpha^2} + 1}$ **[4]**

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & \text{si } n \le 11 \\ a_n = 1 & \text{si } n > 11 \end{cases}$$

I: inertie totale du refend.

E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

I_i : moment d'inertie des trumeaux.

A_i: aire des éléments du refend.

2c: distance entre les deux centre de gravité des trumeaux.

a: demi portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$ (coefficient des monolithisme des voiles).

H_0: hauteur totale du refend.

$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^3.H}$: voile à une seul file d'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$: voile à une deux d'ouvertures.

H: hauteur d'étage.

$A_0(\alpha, \xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$$A_0(\alpha, \xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{\text{sh}\,\alpha}{\text{ch}\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch}\,\alpha} \qquad \text{si } \xi = 0.$$

Avec: $\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A(\alpha, \xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\,\alpha}.sh\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\,\alpha.\xi}{ch\,\alpha}$$

Remarque: si $\alpha > 10$, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

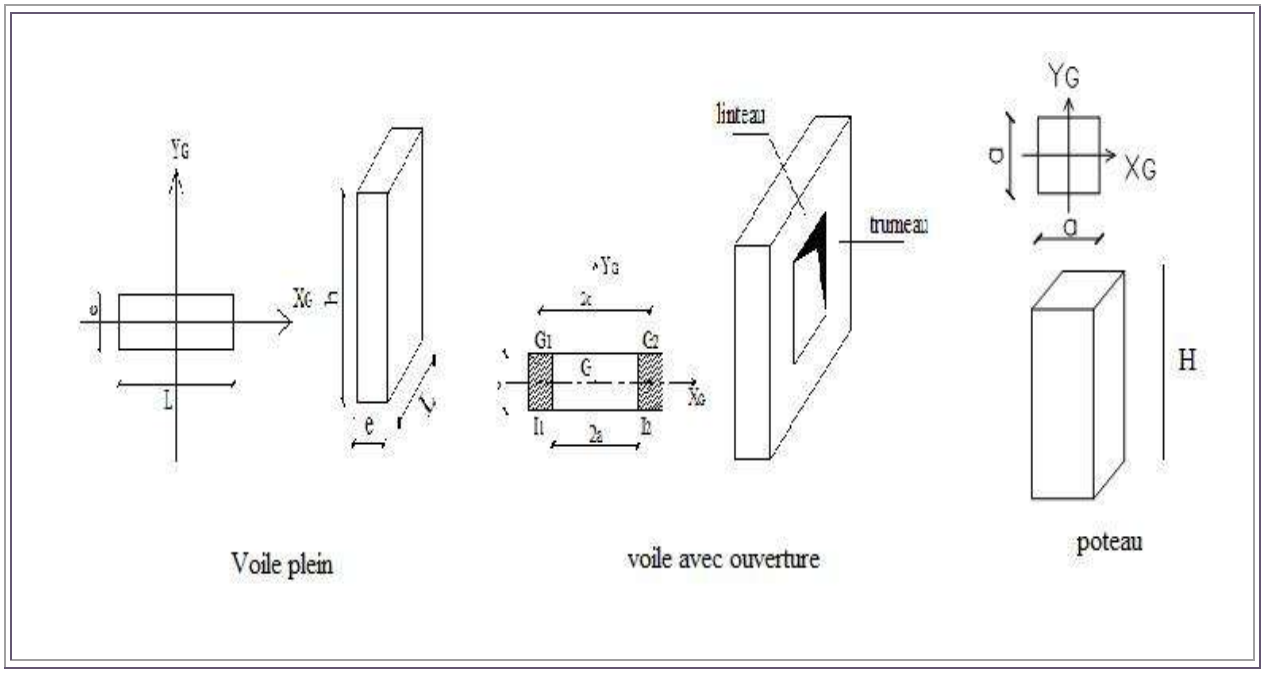


Figure IV.3: Inerties des voiles et des poteaux

Tableau IV.2 : Calcul du centre de torsion

Niveau(m)	$\sum I_{Xi}$	$\sum I_{Yi}$	$\sum I_{Yi} * X_i$	$\sum I_{Xi} * Y_i$	X_I(m)	Y_I(m)
4.08	5.836	0.8726	115.144	11.832	19.73	13.56
7.82	3.5491	0.8726	70.165	11.884	19.77	13.62
11.56	3.4951	0.8186	67.839	11.239	19.41	13.73
15.3	3.4954	0.8186	67.845	11.239	19.41	13.73
19.04	3.4588	0.7823	65.751	10.764	19.01	13.76
22.78	3.4591	0.7823	65.757	10.772	19.01	13.77

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 :

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

Tableau IV.3: Calcul de l'excentricité théorique

	Direction X			Direction Y		
Niveau(m)	X_G(m)	X_I(m)	$E_{x\ Théo}$ (m)	Y_G(m)	Y_I(m)	$E_{y\ Théo}$ (m)
4.08	17.62	19.73	2.11	13.22	13.56	0.34
7.82	17.52	19.77	2.25	13.19	13.62	0.43
11.56	17.44	19.41	1.97	13.17	13.73	0.56
15.3	17.44	19.41	1.97	13.16	13.73	0.57
19.04	17.4	19.01	1.61	13.21	13.76	0.55
22.78	16.65	19.01	2.36	13.3	13.77	0.47

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.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05.\ L_x \\ E_y = 0{,}05.\ L_y \end{cases}$$

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

Tableau IV-4: Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	L_x (m)	L_y (m)	E_x (m)	E_y (m)
4.08	34.67	18.67	1.733	0.933
7.82	34.67	18.67	1.733	0.933
11.56	34.67	18.67	1.733	0.933
15.3	34.67	18.67	1.733	0.933
19.04	34.67	18.67	1.733	0.933
22.78	34.67	18.67	1.733	0.933

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 IV.5 : Calcul de l'excentricité totale

	Direction X				Direction Y			
Niveau(m)	$E_{x\ Théo}$	$E_{x\ ACC}$	$E_{x\ Théo}+E_{ACC}$	$E_{x\ Théo}-E_{ACC}$	$E_{y\ Théo}$	$E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo}+E_{y\ ACC}$	$E_{y\ Théo}-E_{y\ ACC}$
4.08	2.1	1.73	3.83	0.37	0.34	0.933	1.273	-0.593
7.82	2.08	1.73	3.81	0.35	0.43	0.933	1.363	-0.503
11.56	1.9	1.73	3.63	0.17	0.56	0.933	1.493	-0.373
15.3	1.9	1.73	3.63	0.17	0.57	0.933	1.503	-0.363
19.04	1.8	1.73	3.53	0.07	0.55	0.933	1.483	-0.383
22.78	2.7	1.73	4.43	0.97	0.47	0.933	1.403	-0.463

IV. 3. Choix de la méthode de calcul :

IV. 3.1. Introduction :

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

- Méthode statique équivalente
- Méthode dynamique modale spectrale

Pour le bloc la régularité en plan n'est pas vérifiée ainsi que la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le RPA Art 4.1.2, la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel SAP2000 VERTION 17

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.3.2.1. Principe :

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

IV. 3.2.2. Modélisation :

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

IV3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25\,A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\dfrac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ \text{s} \\ 2{,}5\eta(1{,}25\,A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ \text{s} \end{cases}$$

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

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zoneIII, groupe d'usage 2)➔A = 0,15

b. facteur de correction d'amortissement η:

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : [1] [Tab4.3]

On prend dans un premier calcul (R=5) ce qui correspond à un système de contreventement de structures mixte portiques/voiles avec interaction, et on doit vérifier le ultérieurement

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

Le facteur de qualité est égale à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q = 1 + \sum_{}^{6} P_q$$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : 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	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_X = 1 + 0{,}25 = 1{,}1$$
$$Q_Y = 1 + 0{,}25 = 1{,}1$$

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

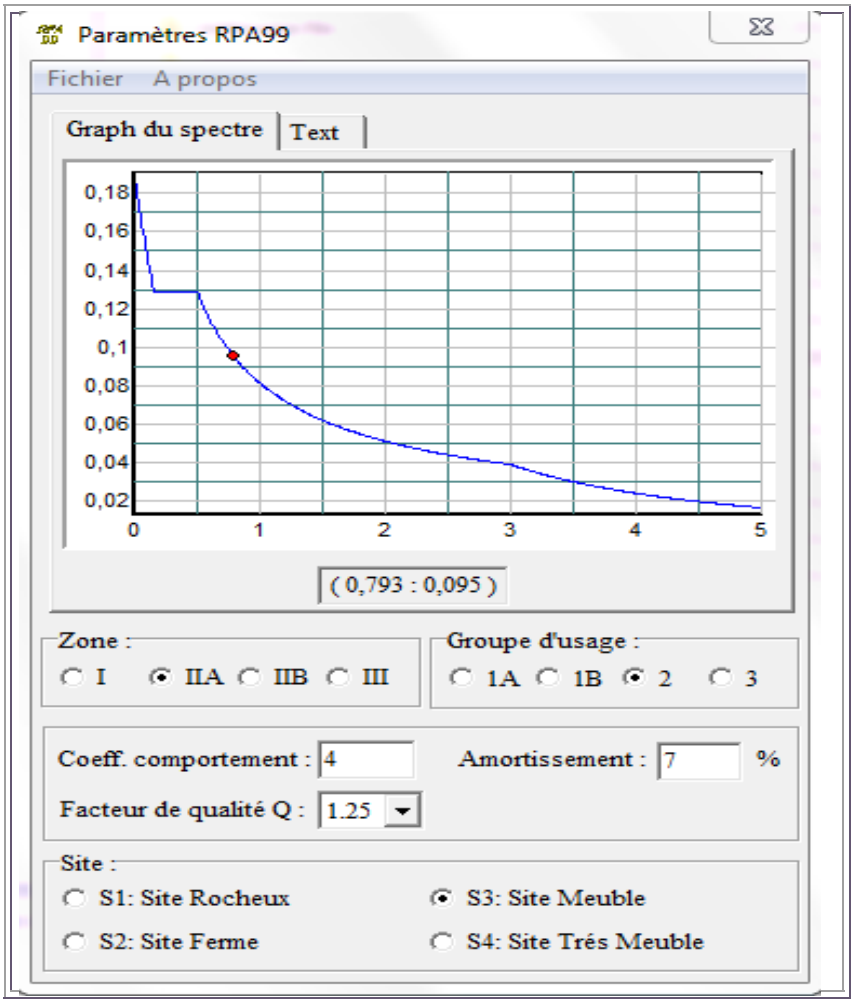


Figure IV.4 : Spectre de réponse

$$\left.\begin{array}{l} T_1 = 0{,}15\,\text{s} \\ T_2 = 0{,}5\,\text{s} \end{array}\right\} \text{site S3.}$$

IV .4. Résultats de l'analyse dynamique :

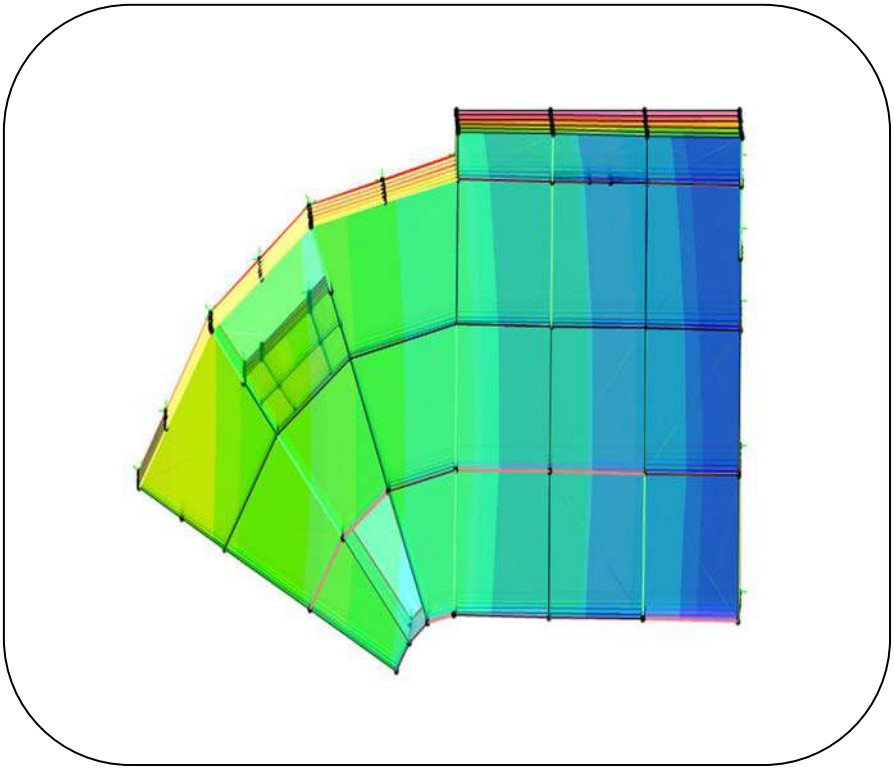
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99

exige les vérifications suivantes :

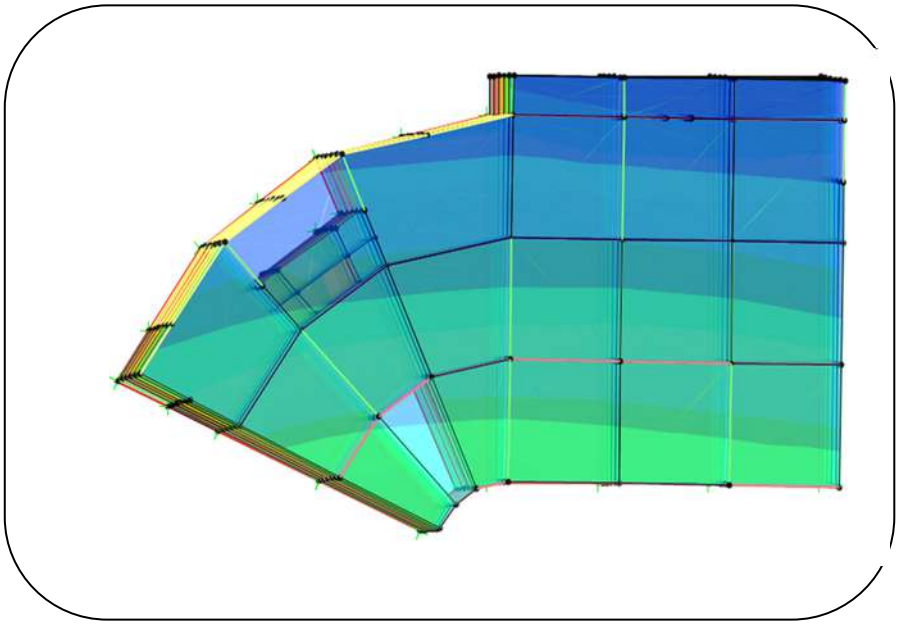
- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet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

IV.4.1.Vérification de comportement

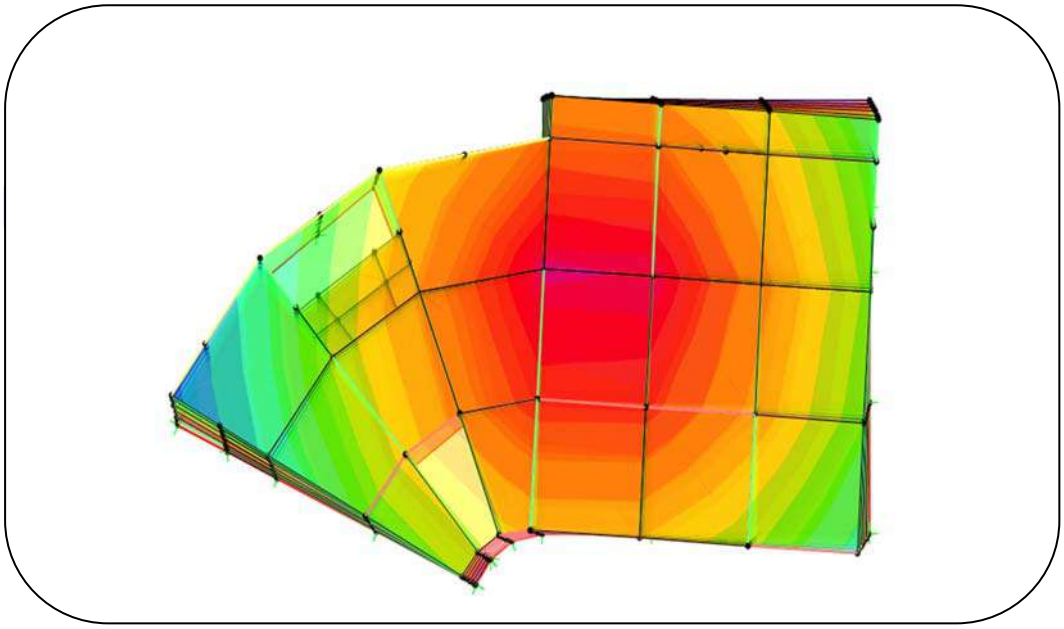
Mode 1 translation suivant y



Mode 2 translation suivant x



Mode 3 rotation autour de l'axe z



Figures IV.5: Le comportement des trois premiers modes

Tableau IV.7 : Le comportement des trois premiers modes

Mode 1	Mode 2	Mode 3
translation pure suivant l'axe y=74%	translation pure suivant l'axe x=71%	rotation pure autour de l'axe z=70%

IV .4.2 . Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau IV.8: Coefficient de participation massique

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0.680	0%	74%	2%
2	0.484	71%	74%	3%
3	0.451	73%	76%	74%
4	0.198	73%	90%	74%
5	0.134	86%	90%	78%
6	0.125	91%	91%	90%
	T_t=2.084			

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 6ème mode

IV .4.3. 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 $\frac{V_t}{V} > 0,8$

❖ **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 :

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

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 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S3)

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= 2.205

Dy= 2.205

R : coefficient de comportement global de la structure

R = 5

Justification du coefficient de comportement R - RPA version 2003 [Art 3.5] :suivant X

Tableau IV.9 : Valeur de comportement R

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
A_ DIAPH_ 22.78	8 867.91	7 427.66	1 440.25	1 662.63	1 162.31	500.32
B_ DIAPH_ 19.04	18 679.38	15 142.69	3 536.69	2 472.95	1 141.29	1 331.66
C_ DIAPH_ 15.3	28 800.86	23 473.91	5 326.95	3 359.42	1 347.10	2 012.32
D_ DIAPH_ 11.56	38 922.79	31 694.63	7 228.15	4 056.63	1 259.99	2 796.64
E_ DIAPH_ 7.82	49 374.62	40 599.01	8 775.61	4 614.53	1 190.74	3 423.79
F_ DIAPH_ 4.08	60 284.01	49 031.57	11 252.44	4 736.72	719.97	4 016.75

Tableau IV.10 :les Valeur en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
	Poids N z (%)	N z /Poteaux (%)	N z /Voiles (%)	Effort tranchant T x (%)	T x /Poteaux (%)	T x /Voiles (%)
terasse	100%	83.76%	16.24%	100%	69.91%	30.09%
4eme	100%	81.07%	18.93%	100%	46.15%	53.85%
3eme	100%	81.50%	18.50%	100%	40.10%	59.90%
2 me	100%	81.43%	18.57%	100%	31.06%	68.94%
1er	100%	82.23%	17.77%	100%	25.80%	74.20%
RDC	100%	81.33%	18.67%	100%	25.20%	84.80%



Suivant Y :

Tableau IV.11 : Valeur de comportement R

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales		
Diaphragme N°	Poids Nz (kN)	Nz /Poteaux (kN)	Nz /Voiles (kN)	Effort tranchant Tx (kN)	Tx /Poteaux (kN)	Tx /Voiles (kN)
A_ DIAPH_ 22.78	8 339.12	7 427.66	911.46	1 376.04	1 023.24	352.80
B_ DIAPH_ 19.04	17 271.20	15 142.69	2 128.51	2 190.06	1 089.14	1 100.93
C_ DIAPH_ 15.3	26 730.39	23 473.91	3 256.48	3 001.80	1 535.10	1 466.70
D_ DIAPH_ 11.56	36 085.26	31 694.63	4 390.62	3 620.55	1 614.17	2 006.38
E_ DIAPH_ 7.82	46 062.70	40 599.01	5 463.69	4 123.39	1 764.26	2 359.13
F_ DIAPH_ 4.08	55 563.63	49 031.57	6 532.06	4 380.93	1 231.87	3 149.05

Tableau IV.12 :les Valeur en pourcentage

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales			Sollicitations dues aux charges horizontales	
	Poids Nz (%)	Nz /Poteaux	Nz /Voiles	Effort tranchant	Tx /Poteaux
terasse	100%	89.07%	10.93%	100%	74.36%
4eme	100%	87.68%	12.32%	100%	49.73%
3eme	100%	87.82%	12.18%	100%	51.14%
2 me	100%	87.83%	12.17%	100%	44.58%
1er	100%	88.14%	11.86%	100%	42.79%
RDC	100%	88.24%	11.76%	100%	28.12%

- **Q : facteur de qualité**

$Q_x=Q_y=1.1$

- **W : poids total de la structure**

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

$\beta = 0.4$ tableau 4.5

W= 26880.678 KN

Tableau IV.13 : Calcul de la force sismique selon la méthode statique équivalant

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	2.205	2.205	5	1.1	1.1	26880.678	3259.95	3259.95

Tableau IV.14 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V	$V_t \geq 0.8*V$
X	3259.95	5092.586	4074.06	OUI
Y	3259.95	5042.567	4034.05	OUI

Le tableau présenter que la force dynamique est équivalente a la force statique

IV .4.4. Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x}=\sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix}$ $M_{0y}=\sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$

Avec :

- F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $Mtx = X_G.Wi$, $MtY = G_Y.Wi$

Avec :

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

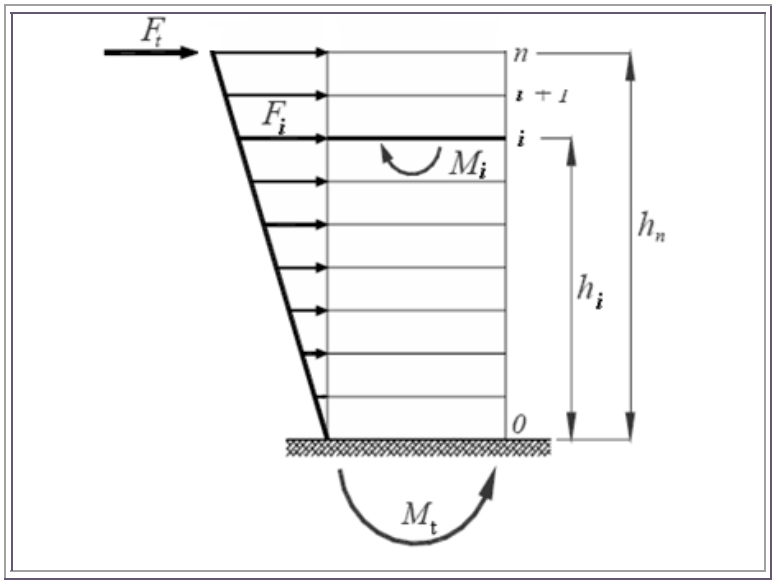


Figure IV.6: Les forces agissent sur la stabilité au renversement

❖ **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**[Art 4.2.5]

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

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

On a :

- TX = 0,420s → Ft = 0
- TY = 0, 420 s → Ft = 0

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

Donc:

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

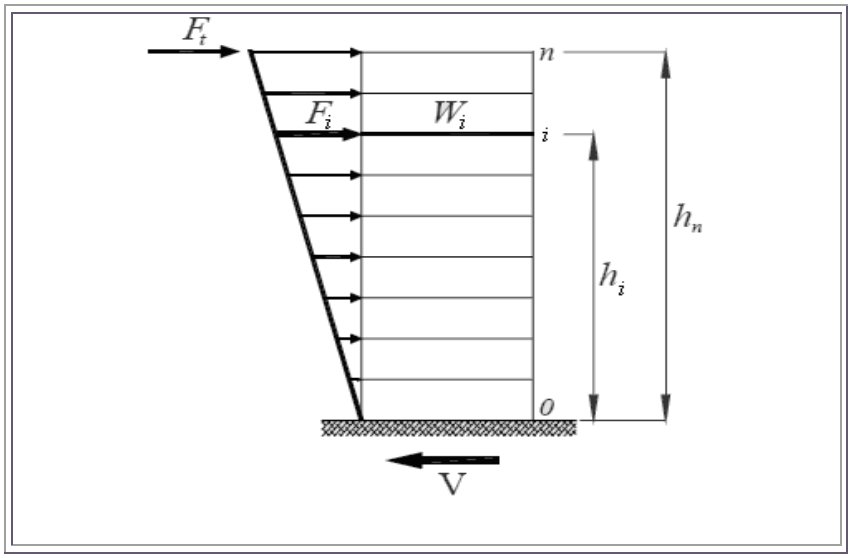


Figure IV.7 : Distribution des forces sismiques

V_X =5092.586 KN

Tableau IV.15 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_x	F_{ix} (kN)
+4.08	8490	34639.2	0.056	283.13
+7.82	8287.53	64808.4846	0.104	529.72
+11.56	8117.09	93833.5604	0.151	766.96
+15.30	8069.33	123460.749	0.198	1 009.12
+19.04	8118.34	154573.194	0.248	1 263.42
+22.78	6660.98	151737.124	0.244	1 240.24
SOMME		623052.312		

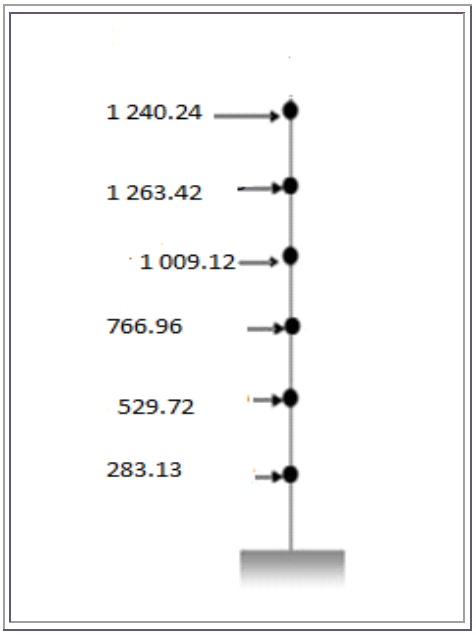
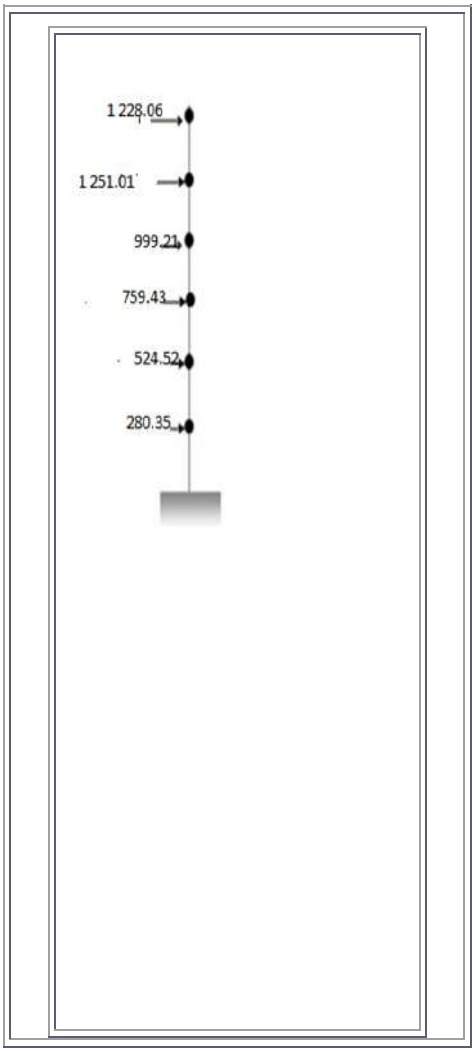


Figure IV.8 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X



n des forces sismiques aux étages suivant X

V_Y = 5042.567 KN

Figure IV.9: Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

Tableau IV.16 : Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$	α_Y	F_{iy}(kN)
4.08	8490	34639.2	0.056	280.35
7.82	8287.53	64808.4846	0.104	524.52
11.56	8117.09	93833.5604	0.151	759.43
15.3	8069.33	123460.749	0.198	999.21
19.04	8118.34	154573.194	0.248	1 251.01
22.78	6660.98	151737.124	0.244	1 228.06
SOMME		623052.312		

❖ Moment de renversement :

❖ **Tableau IV.17 :** calcul du moment de renversement

hi (m)	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)	M_{oxi} (KN.m)	M_{oyi} (KN.m)
4.08	283.13	280.35	1155.170	1143.828
7.82	529.72	524.52	4142.410	4101.746
11.56	766.96	759.43	8866.057	8779.010
15.3	1 009.12	999.21	15439.536	15287.913
19.04	1 263.42	1 251.01	24055.516	23819.230
22.78	1 240.24	1 228.06	28252.667	27975.206
∑Mo			81911.358	81106.935

❖ **Moment stabilisant :**

Tableau IV.18 : calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W_i (KN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{Tx} (KN.m)	M_{Ty} (KN.m)
4.08	8490	17.62	13.22	149593.8	112237.8
7.82	8287.53	17.52	13.19	145197.526	109312.521
11.56	8117.09	17.44	13.17	141562.05	106902.075
15.3	8069.33	17.44	13.16	140729.115	106192.383
19.04	8118.34	17.4	13.21	141259.116	107243.271
22.78	6660.98	16.65	13.3	110905.317	88591.034
∑Mt				829246.923	630479.084

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

Tableau IV.19: Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
829246.92	630479.084	81911.3584	81106.9354	10.12	7.77	OUI

La condition est vérifiée se qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions. donc la disposition du voile a déminer le moment du renversement

IV .4.5. 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 F_i.
- R : coefficient de comportement.

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

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

Selon [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 IV.20 :** Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)		$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
4.08	0.107	0.553	0.533	4.08		**OUI**
7.82	0.290	1.452	0.919	3.74		OUI
11.56	0.514	2.570	1.118	3.74		OUI
15.3	0.748	3.739	1.170	3.74		OUI
19.04	0.975	4.873	1.134	3.74		OUI
22.78	1.181	5.905	1.033	3.74		OUI

Tableau IV.21 : Vérification des déplacements inter-étages sensY

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
4.08	0.260	1.30	1.3	4.08	OUI
+7.82	0.700	3.499	2.199	3.74	OUI
+11.56	1.209	6.047	2.548	3.74	OUI
+15.3	1.717	8.587	2.540	3.74	OUI
±19.04	2.186	10.930	2.343	3.74	OUI
±22.78	2.587	12.934	2.004	3.74	OUI

les déplacements sont satisfaire a tout les niveaux et ont les deux direction

Le déplacement en têt :

$\delta_e=\delta*R$

1.17*5=5.85 m< 1904 /250=7.61 CV

1.4*5=7<7.61 CV

les déplacements en têt sont inferieure ou déplacement admissible

IV .4.6. 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 :

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

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

Si $0.10<\theta\leq0.20$, 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 IV.22: Vérification l'effet P-Δ sens Xs

h_k (m)	P_k (KN)	F_{ix} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
4.08	8490	283.127	0.005	0.04	OUI
7.82	8287.53	529.719	0.009	0.04	OUI
11.56	8117.09	766.959	0.011	0.03	OUI
15.3	8069.33	1 009.120	0.012	0.03	OUI
19.04	8118.34	1 263.421	0.011	0.02	OUI
22.78	6660.98	1 240.240	0.010	0.01	OUI

Tableau IV.23 : Vérification l'effet P-Δ sens Y

h_k (m)	P_k(KN)	F_{iy} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ	θ≤ 0.10
4.08	8490	280.346	0.012	0.020	OUI
7.82	8287.53	524.516	0.004	0.014	OUI
11.56	8117.09	759.426	0.002	0.010	OUI
15.3	8069.33	999.208	0.001	0.003	OUI
19.04	8118.34	1 251.012	-0.000	0.004	OUI

22.78	6660.98	1 228.058	-0.001	0.004	OUI

L' effet PΔ est négligeable dans tout les étages et dans les deux directions

IV.5. *Vérification de cisaillement des éléments :*

$$\tau \leq \overline{\tau}$$

Avec $\tau = \frac{T}{S}$

On a une fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau} = min(0.2 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 5\ Mpa) = 3.33$$ (page 112 BA guide de calcul)

On a une fissuration préjudiciable

$$\overline{\tau} = min\left(0.15 * \frac{fc_{28}}{\gamma_b}; 4\ Mpa\right) = 3.26$$

RPA poteaux $\overline{\tau} = \rho_d * fc_{28} = 1.87$ (RPA99 version 2003 ART.

Avec ($\rho_d = 0.075\ si\ \lambda \geq 5\ et\ 0.04\ si\ \lambda < 5$)

IV. 5. *1.poutre principal : sous combinaison G+Q+Edx*

Section des poutres b*h=350*50 cm xcm

L'effort tranchant max = 374.194 kN

$$\tau = \frac{374.194 * 10\text{^}3}{350x50} = 2.13 < 3.26 \qquad "C.V"$$

IV. 5.2 *poutre secondaire: sous combinaison 1.35G+1.5Q*

Section des poutres b*h=30*35 cm xcm

L'effort tranchant max = 217.824 kN

$$\tau = \frac{217.824 * 10\text{^}3}{300x350} = 2.07 < 3.26 \qquad "C.V"$$

Tableau **IV.24** : Vérification de cisaillement des poutres

Eléments	Section	V_u *(kN)*	combinaison	$\boldsymbol{\tau}$ $(\boldsymbol{Mpa})$	$\overline{\boldsymbol{\tau}}$ $(\boldsymbol{Mpa})$	Vérification
Poutres principales	35*50	374.194	G+Q+Edx	2.13	3.26	**C.V**
Poutres secondaires	30*35	217.824	1.35G+1.5Q	2.07	3.26	**C.V**
Poutres principales	70*400	325.99	1.35G+1.5Q	**1.16**	**3.26**	**C.V**

Tableau **IV.25** : Vérification de cisaillement des poteaux

Eléments	Section	V_u (kN)		$\boldsymbol{\tau}$ $(\boldsymbol{Mpa})$	$\overline{\boldsymbol{\tau}}$ $(\boldsymbol{Mpa})$	Vérification
Poteau (60x60)	60x60	V_x	84.439	0.23	1.87	**C.V**
Poteau circulaire		V_y	275.31	0.76		
		V_x	152.22	0.53		
	D=60	V_y	130.54	0.46		
Poteau (55x55)	55x55	V_x	93.756	0.3	1.87	**C.V**
		V_y	216.79	0.71		
Poteau (50x50)	50x50	V_x	80.27	0.32	1.87	**C.V**
		V_y	114.62	0.45		

Les contraintes du cisaillement dans les poteaux sont réduite a cause de la

présence du voile et la redistribuions du efforts tranchant dans la structure

IV. 5.3.*Vérification de l effort normal réduit :*

$$\tau = \frac{N_d}{B_c * fc_{28}} =< 0.3$$

Section des poteaux a la base 60x60

L'effort normal max a la base = 2379.43 kN

$$\tau = \frac{2379.43 * 10\text{^}3}{580^2 * 25} = 0.28 < 0.3 \qquad "C.V"$$

Poteau circulaire ;

$$\tau = \frac{1892.022 * 10\text{^}3}{(\frac{580}{2})^2 * 3.14 * 25} = 0.28 < 0.3 \qquad "C.V$$

Commentaire ; dans cette vérification on augmente les sections du poteaux comme suit :

-RDC : (60*60)

-1er étage (60*60)

-2 éme étage (55*55)

-3éme étage(55*55)

-4éme étage(50*50)

-5éme étage (50*50)

et on ajoute deux poteaux dans les traves langue (8.57 et 6.94) pour déminer la charge sur les poteaux pour équilibre les efforts réduit a la base

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 :

- ²
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

V.2.Ferraillage des poutres :

V.2.1. Introduction :

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

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

Tableau V.1 : Les données de calcule

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

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

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 40ϕ en Zone IIa.

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 V.2 : Ferraillage longitudinal des poutres principalesPP1

	Niveau	position	Mu (KN.m)	Nº élément	Combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiair	Terrasse	Travée	83.04	1351	1.35G+1.5 Q	0	5.2	4HA14= 6.16
		Appui	-152.54	1351	1.35G+1.5Q	0	10	5HA16= 10.05
Rive	Terrasse	Travée	87.45	59	1.35G+1.5 Q	0	4.7	4HA14= 6.16
		Appui	-148.32	1339	1.35G+1.5 Q	0	8.2	4HA16= 8.04
Intermédiaire	Etages	Travée	41.79	351	1.35G+1.5 Q	0	2.2	3HA12= 3.39
		Appui	-99.22	352	1.35G+1.5 Q	0	5,4	4HA14= 6.16
Rive	Etages	Travée	40.21	353	1.35G+1.5 Q	0	2.1	3HA12= 3.39
		Appui	-100.52	353	G+Q+EX	0	5.5	4HA14= 6.6

Tableau V.3 : Ferraillage longitudinal des poutres principalesPP2

	Niveau	position	Mu (KN.m)	N° élément	Combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiaire	Terrasse	Travée	139.69	697	0 ,8G+Edy	0	5.3	5HA12 =5.65
		Appui	-254.36	696	Q+G+EdY	0	9,8	5HA16= 10.05
Rive	Terrasse	Travée	153.36	699	0 ,8G+Edy	0	5,8	6HA12= 6.79
		Appui	-261.95	699	G+Q+EdY	0	10.1	6HA16= 12.06
Intermédiaire	Etages	Travée	153.36	699	0 ,8G+Edy	0	5.8	4HA14= 6.16
		Appui	-261.95	699	G+ Q+Edy	0	10.1	6HA16= 12.06
Rive	Etages	Travée	120.57	87	0 ,8G+Edy	0	4.5	3HA14= 4.62
		Appui	-220.88	87	G+Q+EdY	0	8.5	6HA14= 9.24

Tableau V.4 : Ferraillage longitudinal des poutres secondairesPS1

	Niveau	position	Mu (KN.m)	Nº élément	combinaison	A' (cm^2)	A_{calcul} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Intermédiaire Rive	Terrasse	Travee	23.12	552	G+Q+Ey	0	1.8	3HA12= 3.39
	Terrasse	Appui	-57.69	552	G+Q+Ey	0	4.7	5HA12= 5.65
Intermédiaire Rive	Etages	trave	48.71	1084	1.35G+1.5Q	0	4,6	4HA14= 6.1
	Etages	Appui	-83.50	549	G+Q+Ey	0	7	4HA16= 8.04

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 V.5: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principalesPP1

	Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	N° élément	combi naison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire	Terrasse	Travée	58.74	1351	G+Q	4HA14= 6.16	5.8	201.6	C.N.V
		Appui	-108.02	1351	G+Q	5HA16=10.05	9	201.6	C.N.V
Rive	Terrasse	Travée	59.20	1339	G+Q	6HA12=6.79	5.7	201.6	C.N.V
		Appui	-102.41	1339	G+Q	6HA16=12.06	8	201.6	C.N.V
Intermédiaire	Etages	Travée	25.86	351	G+Q	3HA12=3.39	1.6	21	C.V
		Appui	-53.73	352	G+Q	4HA14=6.16	4.4	201.6	C.N.V
Rive	Etages	Travée	26.39	353	G+Q	3HA12=3. 39	1.6	21.4	C.V
		Appui	-58.43	353	G+Q	4HA14=6.6	4.4	201.6	C.N.V

La section choisie n'est pas vérifier avec les contraintes il faut augmente la section .

Tableau V.6: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principales PP1

	Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	N° élément	combi naison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Intermédiaire Rive	Terrasse	Travée	58.74	1351	G+Q	6HA12= 6.79	4.5	197.2	C.V
		Appui	-108.02	1351	G+Q	7HA16=14.07	5.6	176.8	C.V
	Terrasse	Travée	59.20	1339	G+Q	6HA12=6.79	4.6	198.8	C.V
		Appui	-102.41	1339	G+Q	6HA16=12.06	5.8	195.2	C.V
Intermédiaire Rive	Etages	Travée	25.86	351	G+Q	3HA12=3.39	1.6	21	C.V
		Appui	-53.73	352	G+Q	4HA14=6.16	4.4	198.5	C.V
	Etages	Travée	26.39	353	G+Q	3HA12=3.93	1.6	21.4	C.V
		Appui	-58.43	353	G+Q	6HA12=6.79	4.4	196.2	C.V

Tableau V .7 : Vérification des contraintes à l'ELS des poutres principalesPP2

	Niveau	Position	M_{ser} (KN.m)	N° élément	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
INTERMIDIAR	Terrasse	Travée	30.22	695	G+Q	7.70	1.9	116	C.V
		Appui	-79.45	695	G+Q	10.05	3.4	129.3	C.V
RIVE	Terrasse	Travée	34.75	134	G+Q	6.79	3.3	13.1	C.V
		Appui	-81.77	693	G+Q	12,06	3.3	111.5	C.V
INTERMIDAR	Etages	Appui	-30.12	695	G+Q	5.8	0.9	5.8	C.V
	Etages	Appui	-83.03	695	G+Q	10.1	3.4	129.6	C.V
Rive	Etages	Appui	30.83	87	G+Q	4.5	0.9	11.4	C.V
	Etages	Appui	-66.9	87	G+Q	12.06	1.7	0	C.V

Tableau V.8: Vérification des contraintes à l'ELS des poutres secondairesPs1

Niveau	position	M_{ser} (KN.m)	combinaison	$A_{adoptée}$ (cm^2)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$ $\sigma_s \leq [\sigma_s]$
Terrasse	Trave	12.83	G+Q	3HA12= 3.39	2	23.2	C.V
Terrasse	Appui	-22.50	G+Q	5HA12= 5.65	5	164.6	C.V
Etages	Trave	34.57	G+Q	4HA14= 6.16	7	195.5	C.V
Etages	Appui	-44.92	G+Q	4HA16= 8.04	8.4	198.4	C.V

V.2.4Vérification 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 V. 9: vérification des PP1 selon la condition CBA et RPA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA =6 cm^2	A_{maxT} RPA =48 cm^2	A_{maxA} RPA =72	A_{min} CBA =1.2 cm^2
Intermédiaire	Terrasse	Travée	6HA12= 6.79	C.V	C.V	C.V	C.V
		appui	7HA16= 14.07	C.V	C.V	C.V	C.V
	Terrasse	Travée	6HA12= 6.79	C.V	C.V	C.V	C.V
		appui	6HA16= 12.06	C.V	C.V	C.V	C.V
Rive	Terrasse	Travée	3HA12= 3.39	C.V	C.V	C.V	C.V
		appui	4HA14= 6.16	C.V	C.V	C.V	C.V
	Etages	Travée	3HA12= 3.39	C.V	C.V	C.V	C.V
		appui	6HA12= 6.79	C.V	C.V	C.V	C.V

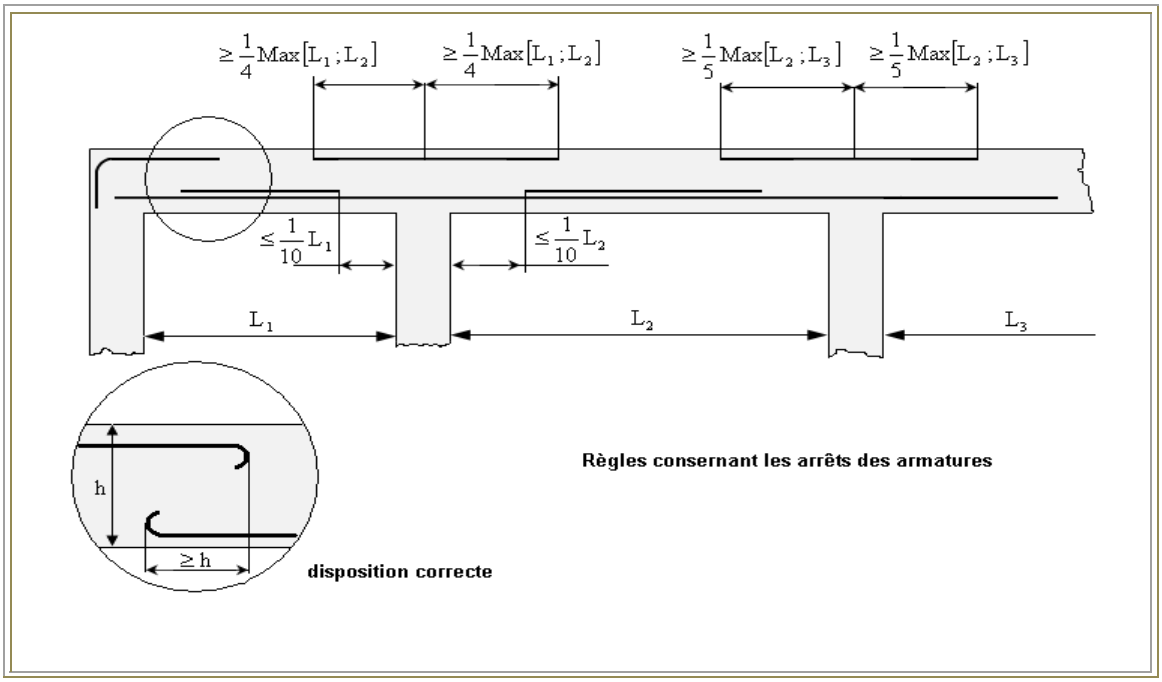
Tableau V.10: vérification des PP2 selon la condition CBA et RPA

	Niveau	position	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA =7 .5 cm^2	A_{maxT} RPA =60 cm^2	A_{maxA} RPA =90	A_{min} CBA =1.5 cm^2
Intermédiaire Rive	Terrasse	Travée	5HA14= 7.70	C.V	C.V	C.V	C.V
		appui	5HA16= 10.05	C.V	C.V	C.V	C.V
	Terrasse	Travée	5HA14= 7.70	C.V	C.V	C.V	C.V
		appui	6HA16= 12.06	C.V	C.V	C.V	C.V
intermédiaire Rive	Etages	Travée	5HA14= 7.70	C.V	C.V	C.V	C.V
		appui	6HA16= 10.1	C.V	C.V	C.V	C.V
	Etages	Travée	5HA14= 7.7	C.V	C.V	C.V	C.V
		appui	6HA16= 12.06	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau V.11 : vérification des PS1 selon la condition CBA et RPA

	Niveau	positio n	$A_{adoptée}$ (cm^2)	A_{min} RPA =5.25 cm^2	A_{maxA} RPA =63cm^2	A_{min} CBA =1.05 cm^2	correctio n
Intermédiaire	Terrasse	travee	3HA12= 3.39	C.N.V	C.V	C.V	4HA14=6. 16 -
	Terrasse	appui	5HA12= 5.65	C.V	C.V	C.V	-
Rive	Etages	travee	4HA14= 6.16	C.V	C.V	C.V	
	Etages	appui	4HA16= 8.04	**C. V**	**C.V**	**C.V**	

Figure v.1 Disposition des armatures pour les poutres



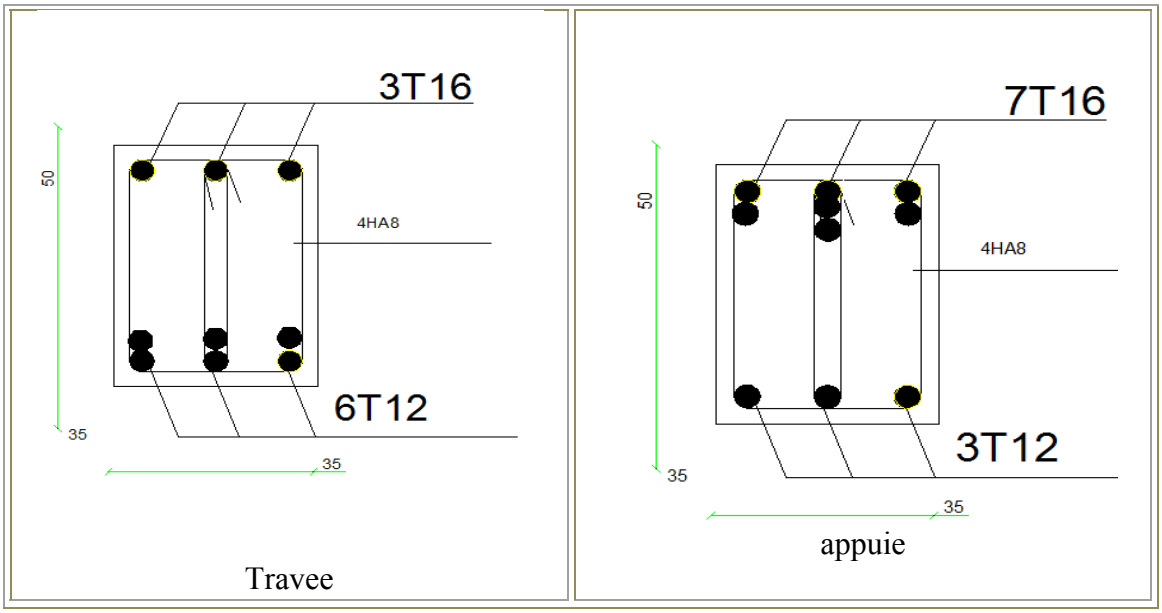


Figure V.2 : Ferraillage des poutres principales1, intermédiaires de la terrasse

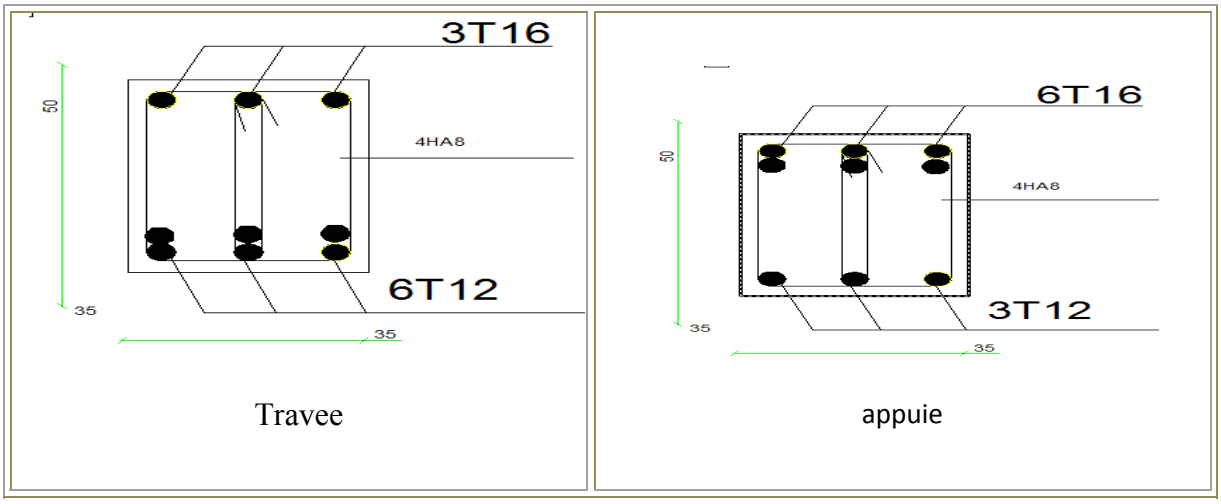


Figure V.3: Ferraillage des poutres principales1 der rive de terrasse

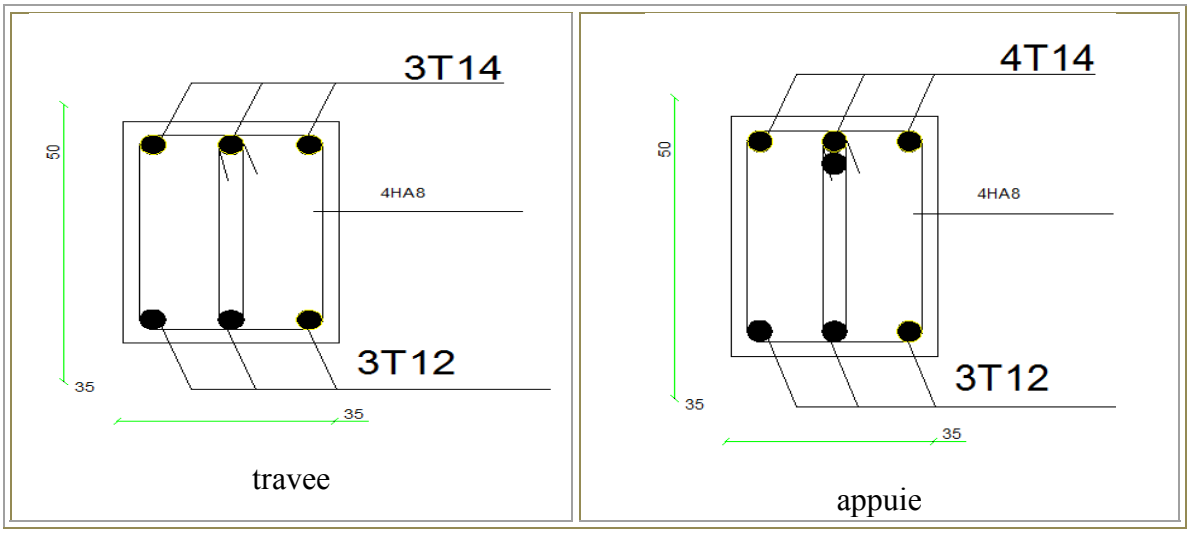


Figure V.4 : Ferraillages des poutres principales1 intermédiaire d l'étage

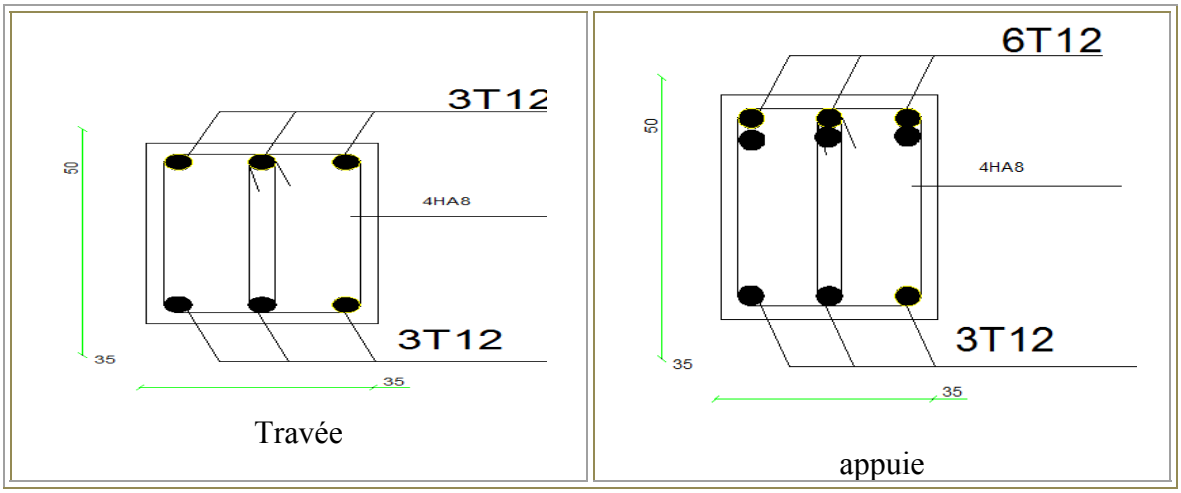


Figure V.5: Ferraillages des poutres principales1 de rive d'étages

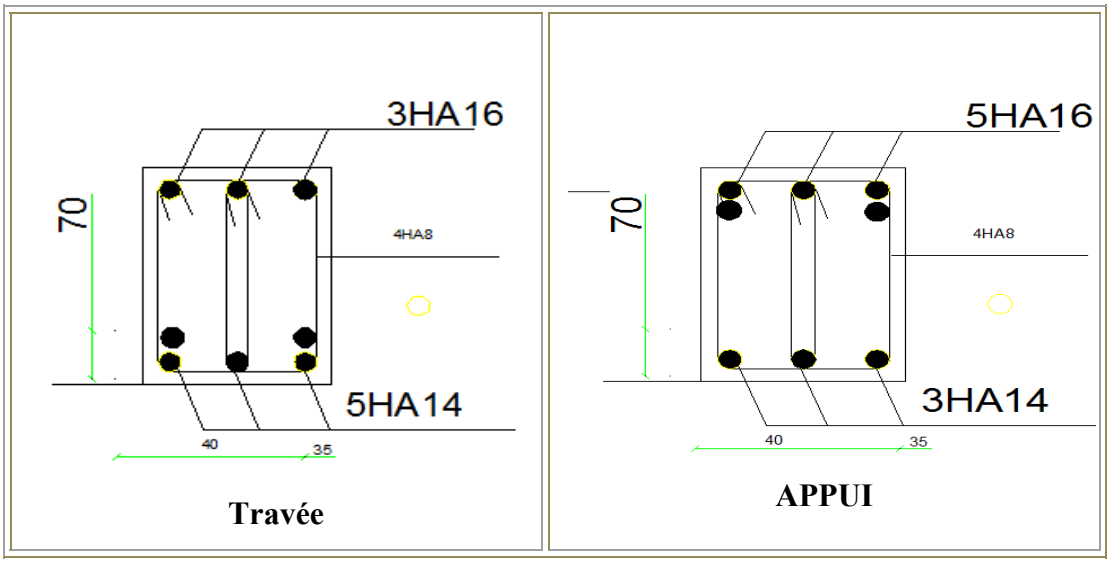


Figure V.6 : Ferraillages des poutres principales2 de terrasse intermédiaire

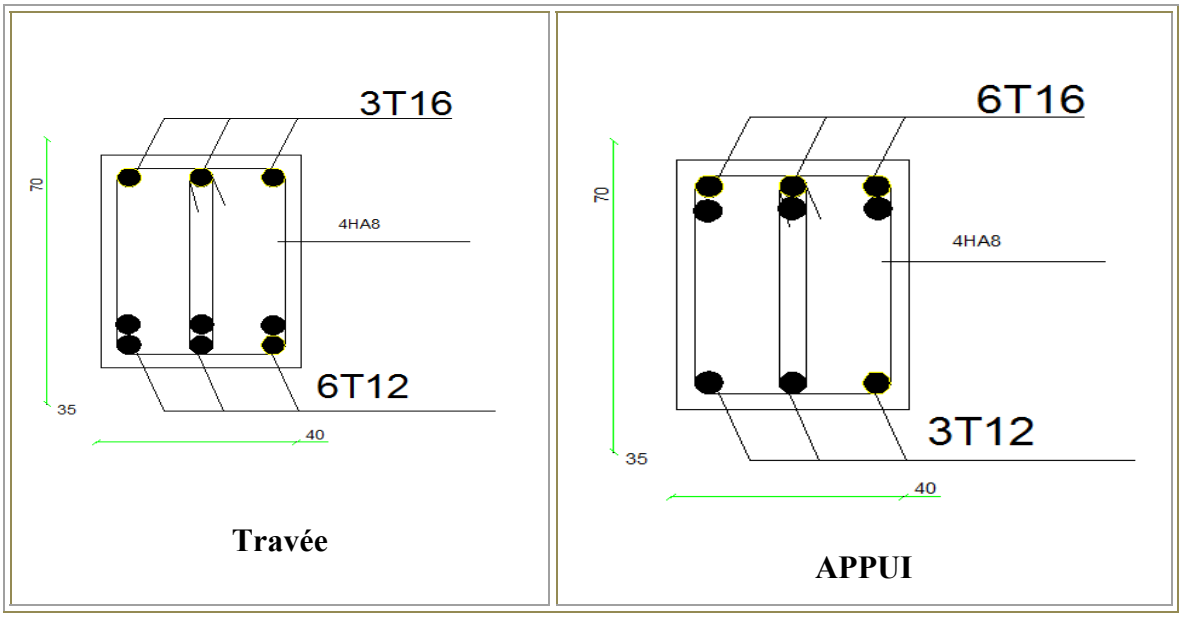


Figure V.7 : Ferraillages des poutres principales2 de terrasse rive

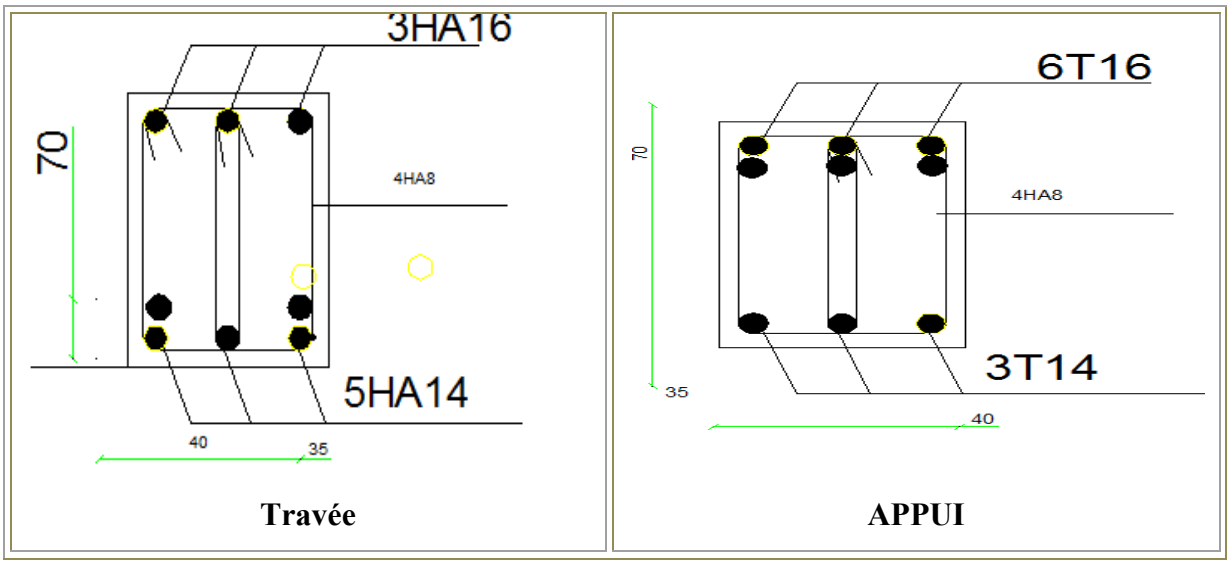


Figure V.8 : Ferraillages des poutres principales2 d'étage intermédiaire

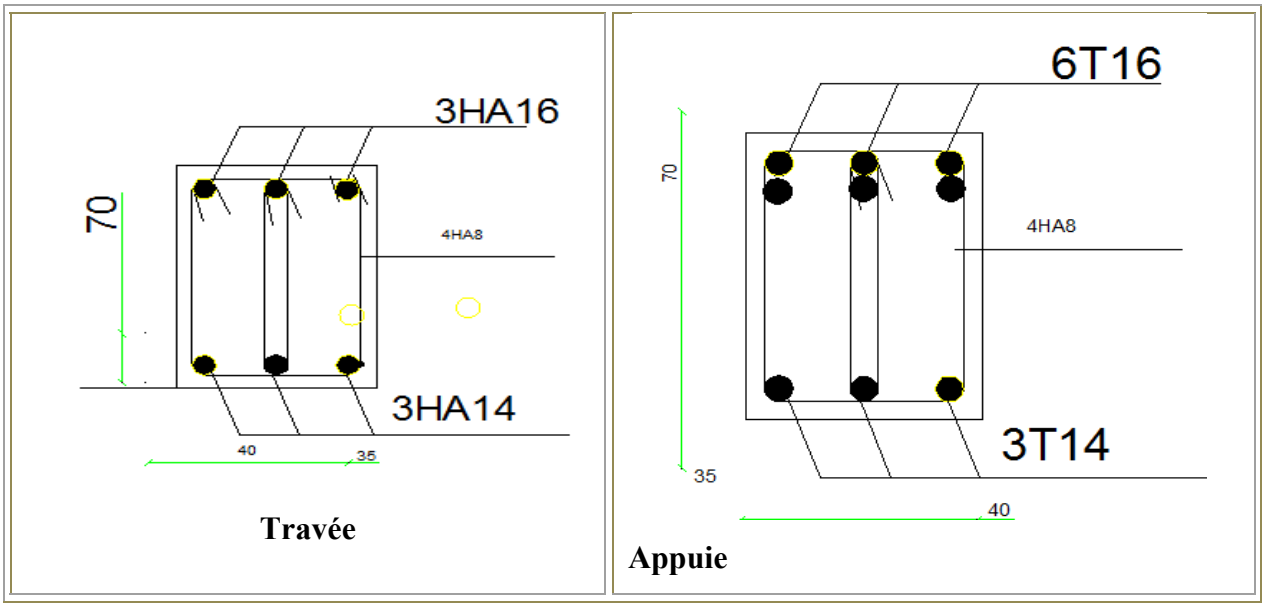


Figure V.9 : Ferraillages des poutres principales2 d'étage rive

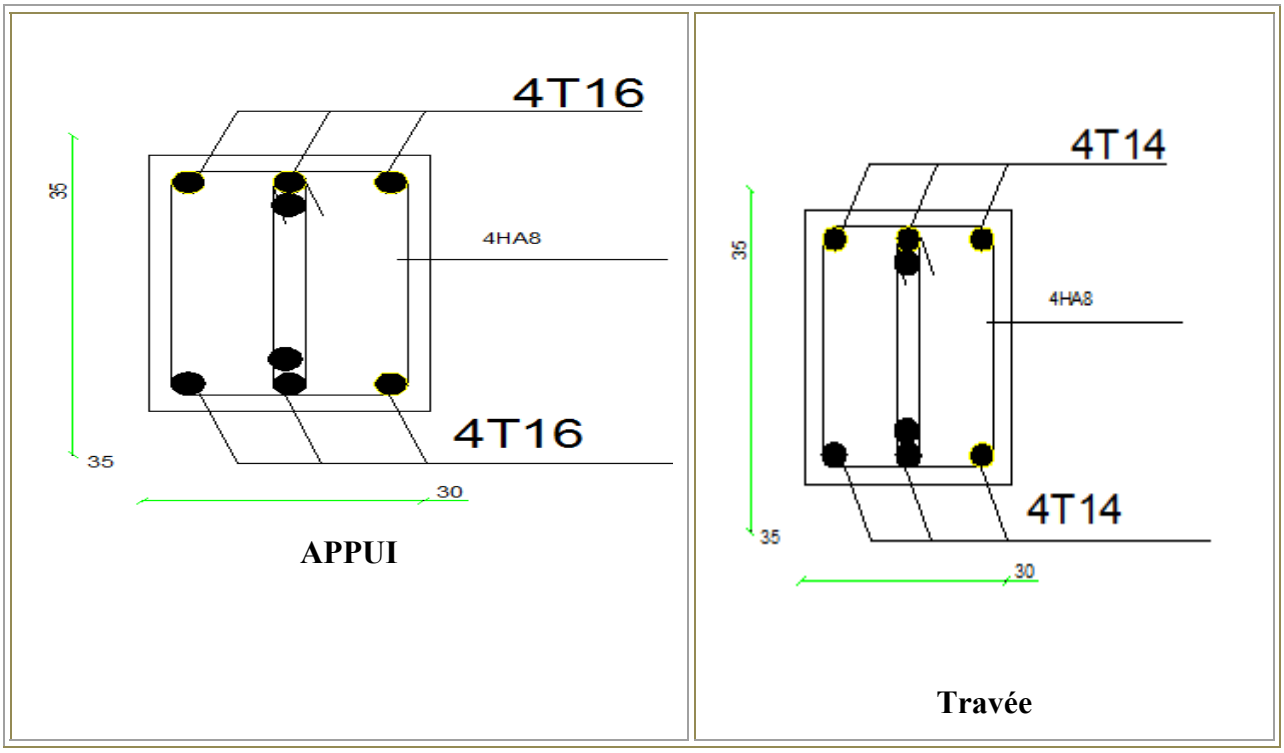


Figure V.10: Ferraillages des poutres secondaires étages

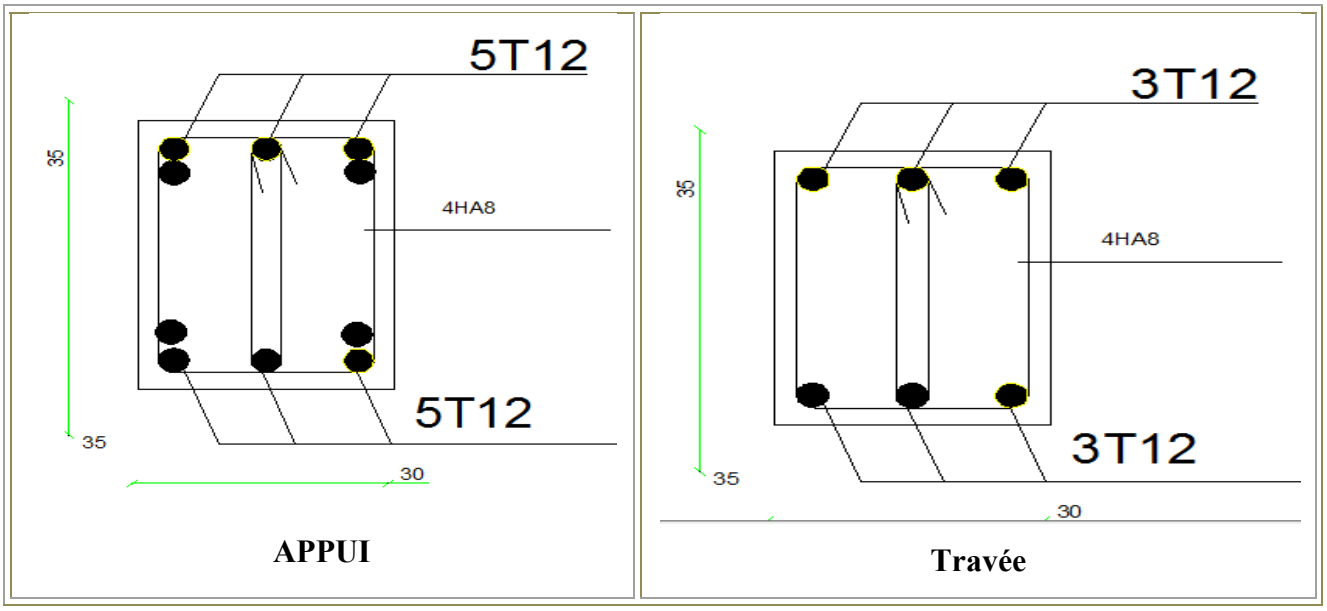


Figure V.11: Ferraillages des poutres secondaires TerrasseA

V.2.5. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type ronds lisses de nuance FeE235 .

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

: Zone nodale $\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \leq Min(\frac{h}{4}, et\, 12\varphi) \\ S' \leq \frac{h}{2} \end{cases}$ zone nodal

Zone courant

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 : Zone courante

D'après CBA 93 : $\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0.S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u.0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha+\sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,;\quad 40cm) \\ \dfrac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12: Calcule d'armatures transversales ainsi leur espacement

		CBA 93		**RPA 99**			**$S_{t\ adopté}$ (cm)**		
Section	τ_u (Mpa)	S_t (cm)	A_t (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC)(cm)	At (cm^2)	S (ZN) (cm)	S'(ZC)(cm)	**$A_{t\ choisie}$ (cm^2)**
PP1= 35*50	2.13	40	1.4	12.5	25	1.31	10	20	4φ8
PP2= 40*70	1.16	40	1.6	17.5	35	2.1	10	20	4φ8
PS1= 30*35	2.07	29.7	0.89	8.75	17.5	0.78	10	20	4φ8

V.2.6Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16}$
- $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}\dfrac{M_t}{M_0}$
- $\dfrac{A}{b_0 d} \geq \dfrac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K*M_0$

- K : est un coefficient rédacteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.80

Tableau V.13 : Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP1	0.092	0.062	C.V	0.092	0.08	C.V	0.005	0.0105	C.V
PP2	0.081	0.062	C.V	0.081	0.08	C.V	0.003	0.0105	C.V
PS1	0.064	0.062	C.V	0.064	0.06	C.V	0.006	0.0105	C.V

Tontes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

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 :

A. Recommandations des règlements :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ \text{cm}^2 \text{ pour par métre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_\ell}{B} \leq 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 : [Art 7.4.2.1]

- La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

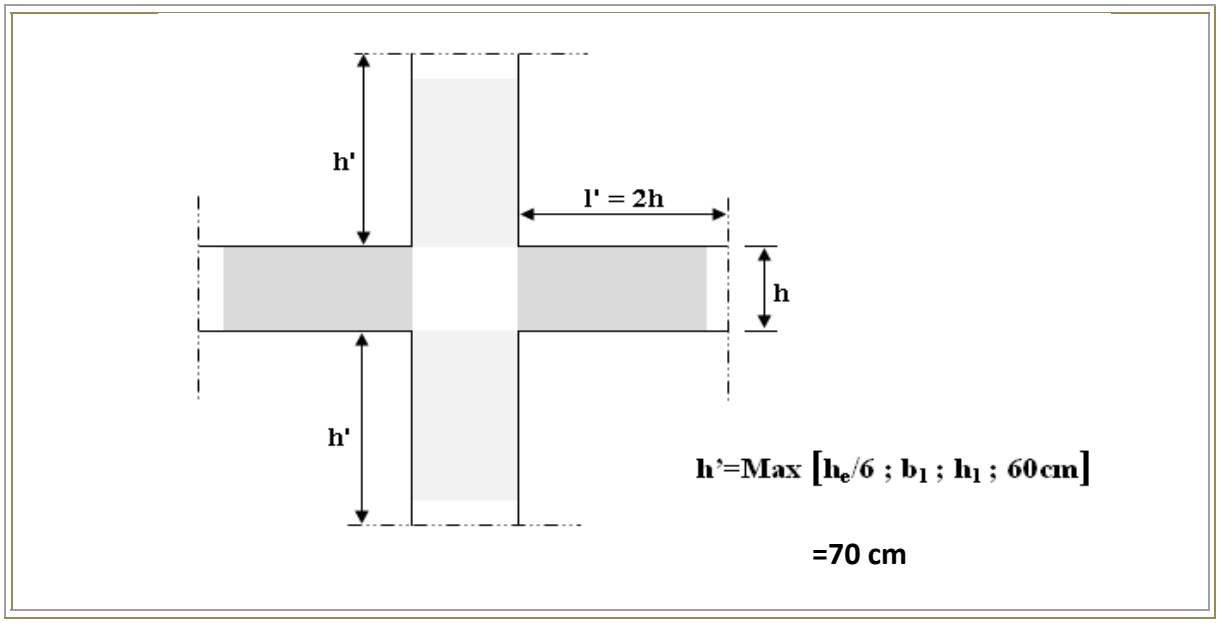


Figure V.12 : définition de la zone nodale dans les poteau

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIa par:

$$0{,}9\% \le \frac{A_\ell}{b.h} \le 3\%$$: 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 IIb.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIb.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
  - he : la hauteur d'étage.

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 par forcement le moment maximum, mais peut provoquer une grande flexion.

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corres}.

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 :

$$M_u = N_u . (e_1 + e_2 + e_a)$$

- e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$e_1 = \frac{M}{N}$$

- e_2 : Excentricités du 2eme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2=\frac{3\,L^2 f\,(2+\alpha.\phi)}{10000.\ h}$$

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.

$$e_a=\text{Max}[\ \frac{l_0(cm)}{250}\ ,\ 2\ cm]$$

D. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

❖ Situation durable:

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.

❖ Situation accidentelle:

- Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.5$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

Avec : $d \cong 0.9.h$ et $c = c' = h - d$

V.. Détermination des sections d'acier:

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle), sous les effets les plus défavorables.

L'effort dans les poteaux les plus sollicités ainsi que les sections d'acier adoptées pour les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau V.14: Calcule le ferraillage des poteaux

	élément	Mu (kN.m)	N (kN)	Combinaison	A calcul	A	A_{choisi} (cm^2)
50x50	204	43.04	-106.27	0,8.G+EdY	2.3	22.50	12HA16=24.13
60	117	150.84	63.42	0,8.G+EdX	7.5	25.45	14HA16=28.15
	114	26.35	592.88	1,35.G+1,5.Q	7.5	25.45	14HA16=28.15
50x50	608	200.72	-144.03	0,8.G+EdY	9.6	22.50	12HA16=24.13
	608	67.95	155.24	0,8.G+EdX	2.7	22.50	12HA16=24.13
60	113	38.71	1304.91	1,35.G+1,5.Q	7.5	25.45	14HA16=28.15
55x55	607	363.13	-465.19	0,8.G+EdY	16.3	27.23	16HA16=32.17
	607	89.98	246.17	0,8.G+EdX	2.9	27.23	16HA16=32.17
60	112	42.40	1944.43	1.35G+1.5Q	7.5	25.45	14HA16=28.15
55*55	606	79.84	339.09	0,8.G+EdX	2.8	27.23	16HA16=32.17
	606	399.89	-949.59	0,8.G+EdY	13.7	27.23	16HA16=32.17
60	111	32.95	2631.52	1,35.G+1,5.Q	7.5	25.45	14HA16=28.15
60*60	605	510.93	1549.38	0,8.G+EdY	3	32.40	4HA16+16HA14=32.67
	605	510.93	1549.38	0,8.G+EdY	3	32.40	4HA16+16HA14=32.67
60*60	199	122.42	2350.62	0,8.G+EdY	3	32.40	4HA16+16HA14=32.67
	604	273.27	2048.88	0,8.G+EdY	3	32.40	4HA16+16HA14=32.67
60	110	32.47	3363.54	1,35.G+1,5.Q	10.5	25.45	14HA16=28.15
	124	-5.26	4083.75	1,35.G+1,5.Q	7.5	25.45	14HA16=28.15

On a utilise le même ferraige pour assure la continuité du barre puisque les valeurs de A de «3 eme étage et grand

Tableau V.15: ferraillages longitudinaux des poteaux

Section	A_x	A_{min} CBA	A_{min} RPA	$A_{choisies}$
50*50	9.6	2.5	22.50	12HA16=24.13
60	7.5	2.8	25.45	14HA16=28.15
55*55	16.3	3.02	27.23	16HA16=32.17
60*60	3	3.6	32.40	4HA16+16HA14=32.67

. 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 M ser, Nser selon les règles CBA93.

On doit vérifier les contraintes du béton et d'acier avec les contraintes admissible : Section entièrement comprimée :

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . v_1}{I'_G}$$

$$\sigma_s = 15.\left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M'_G . (v_1 - c')}{I'_G}\right]$$

- Section partiellement comprimée :

$$\sigma_b = k.y_1$$

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

Et il faut vérifier que :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b] = 0.6.f_{c28} = 15MPa$

et $\sigma_s \leq [\sigma_s] = 202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : vérification des armatures à ELS des poteaux

SECTION	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	Combinaison	σb (MPa)	σs (MPa)	$\sigma_b \leq [\sigma_b]$	$\sigma_s \leq [\sigma_s]$
50*50	42.35	121.72	24.13	G+Q	1.5	10.7	C.V	C.V
60	17.75	422.81	28.15	G+Q	2.7	0	C.V	C.V
50*50	21.23	420.25	24.13	G+Q	1.8	0	C.V	C.V
60	26.98	928.73	28.15	G+Q	3.9	0	C.V	C.V
55*55	26.41	661.40	32.17	G+Q	1.8	0	C.V	C.V
60	29.78	1380.96	28.15	G+Q	4.8	0	C.V	C.V
55*55	22.29	907.32	32.17	G+Q	2.2	0	CV	CV
60	22.84	1868.11	28.15	G+Q	6.6	0	CV	CV
60*60	29.55	1171.87	32.67	G+Q	2.5	0	CV	CV
60	22.44	2388.11	28.15	G+Q	8.2	0	CV	CV
60*60	8.68	1442.32	32.67	G+Q	2.6	0	CV	CV
60	-3.63	2899.98	28.15	G+Q	**9**	**0**	**CV**	CV

V.3.2. Détermination des armatures transversales :

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.

- $A_t = n_t . a_t$: 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 : $\frac{A_t * f_{et}}{b_0 * S_t} \geq 0.4$ 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 trancha3nt en prenant λ_g l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \ell_f/a$:

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3.75 & \lambda_g \leq 5. \end{cases}$$

- Le RPA99 version 2003 fixe les espacements maximaux comme suit :
  - Dans la zone nodale: $S_t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{cm})$ en zone IIa.
  - Dans la zone courante: $S_t \leq \text{Min } 15\phi$ en zone IIa.
- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/(S_t*b)$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° 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 =400M

Tableau V.17 : les armatures transversales et leurs espacements

Section	V_u (kN)	A_t (cm²)	λ_g	ρ	St_{cal} (mm)	Zone	St RPA	St CBA	St_{finale}	Choix
60x60 RDC	55.38	0.865	4.6	3.75	100.14	courante	30	40	11	4φ8
						nodale	10	40	10	4φ8
60x60	62.69	0.653	7.27	2.5	99.99	courante	30	40	11	4φ8
						nodale	10	40	10	4φ8
55x55	51.42	0.58	8.65	2.5	99.99	courante	30	40	11	4φ8
						nodale	10	40	10	4φ8
55*55	63.34	0.71	8.65	2.5	99.98	courante	30	40	11	4φ8
						Nodale	10	40	10	4φ8

50*50	49.54	0.61	10.47	2.5	99.99	Courante	30	40	11	4φ8
						Nodale	10	40	10	4φ8
50*50	69.43	0.86	10.47	2.5	99.99	Courante	30	40	11	4φ8
						nodal	**10**	**40**	**10**	4φ8

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (At/St.b) :**

Tableau V.18 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Poteau	**Zone**	$\frac{A_t}{S_t * b}$ (%)	$\frac{A_t}{S_t * b} > 0.3\%$
60x60	Courante	0.31	C.V
	Nodale	0.33	C.V
55x55	Courante	0.38	C.V
	Nodale	0.33	C.V
50x50	Courante	0.36	C.V
	Nodale	0.4	C.V

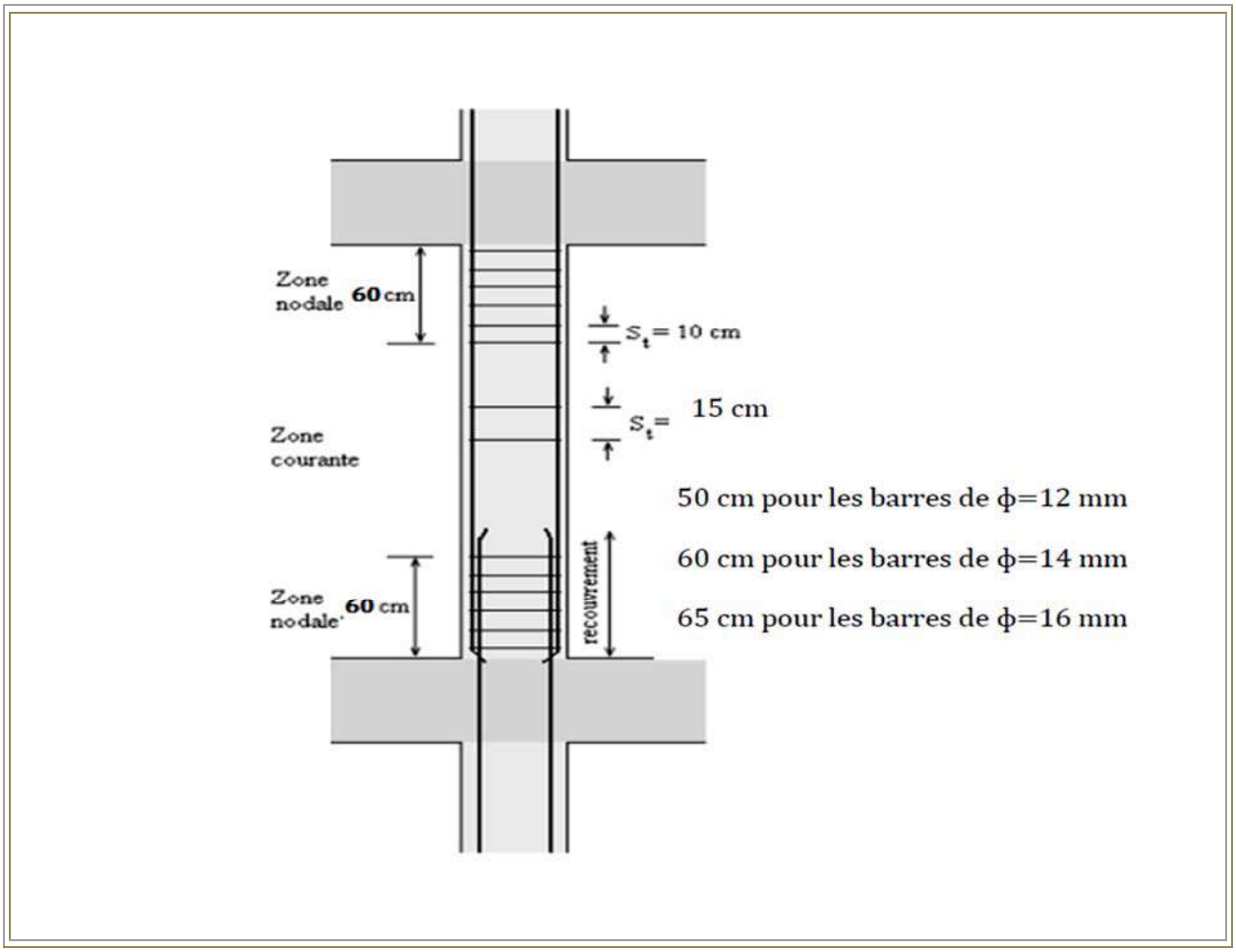


Figure V.13 : Disposition des armatures pour les poteaux

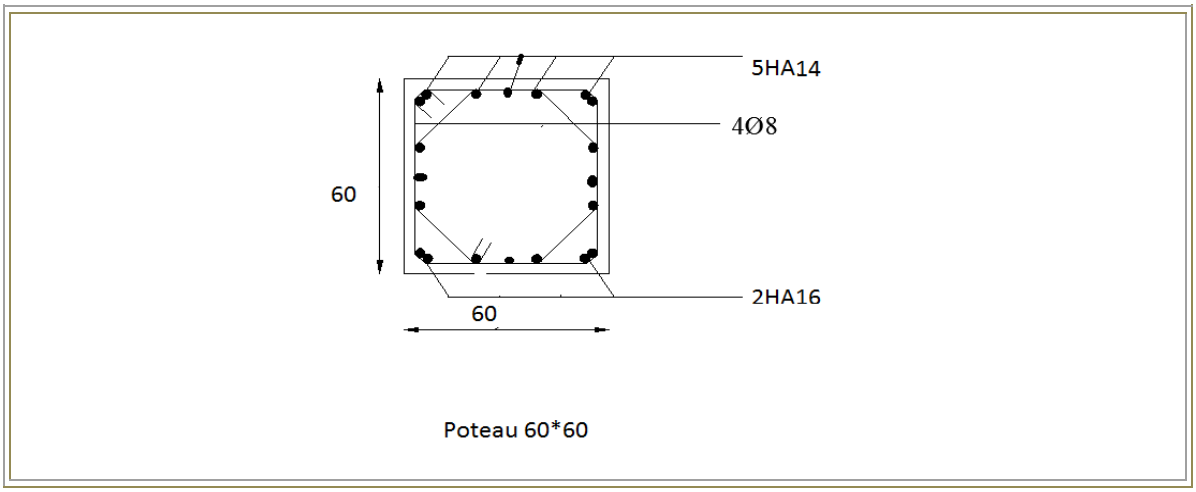


Figure V.14 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages RDC, 1.

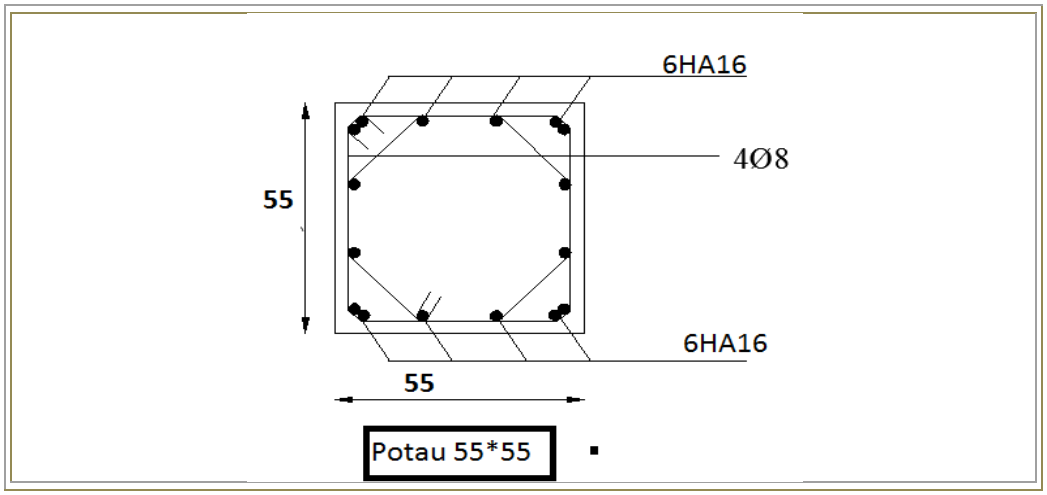


Figure V.15 : Ferraillage des poteaux de rive et intermédiaire des étages 2 ,3

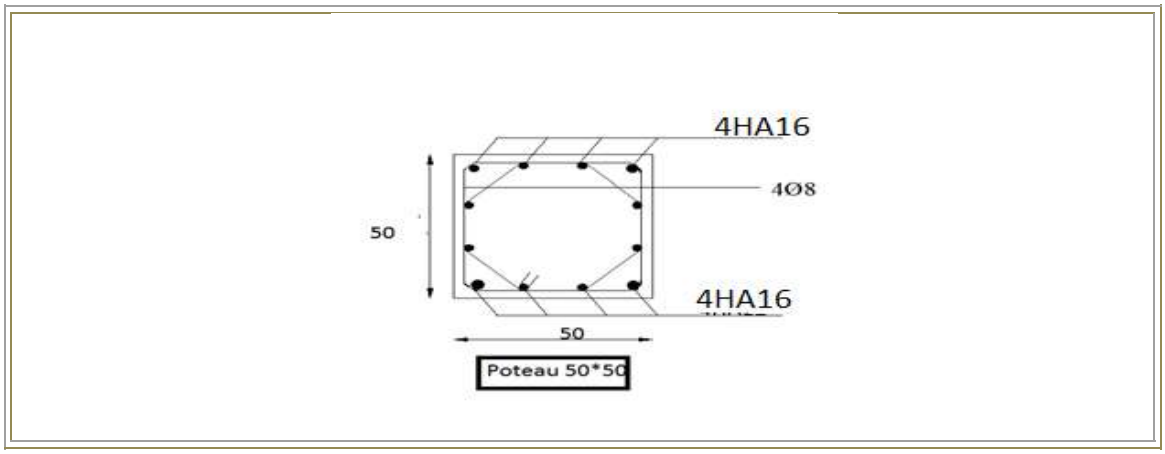


Figure V.16 : Ferraillage des poteaux de rive des étages 4,5.

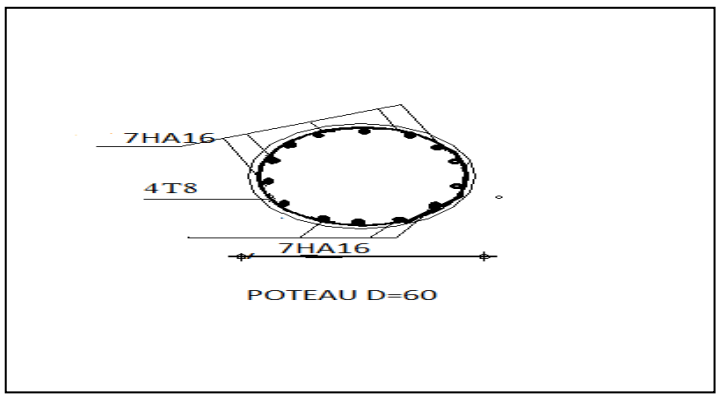


Figure V.17 : Ferraillage des poteaux circulaire D=60

V.4.Ferraillage des voiles :

V.4.1.Introduction :

Dans notre projet, on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.4.2.Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 Version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

V.4.3.Prescriptions imposées par RPA99 Version2003 :

A.Aciers verticaux : [1] [Art 7.7.4.1]

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être pris en totalité par les armatures. Leurs pourcentages minimaux valent 0,2% de la section horizontal de béton tendue.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la langueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).

B.Aciers horizontaux : [1] [Art 7.7.4.2]

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales.

- **Règles communes : [1] [Art 7.7.4.3]**

a) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

b) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S \leq 30cm$

$S \leq 1,5.e$

Avec : e : épaisseur du voile

c) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mettre carrée. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

d) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zonesd'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de la l'épaisseur du voile.

e) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

C.Armatures transversales : CBA93

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carrée.

V.4.4.Calcul du ferraillage:

V.4.4.1.Calcul du ferraillage vertical :

Dans le calcul de ferraillage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise ra la méthode des contraintes

Le calcul du ferraillage des voiles se fait pour les épaisseurs suivantes :

e=20cm

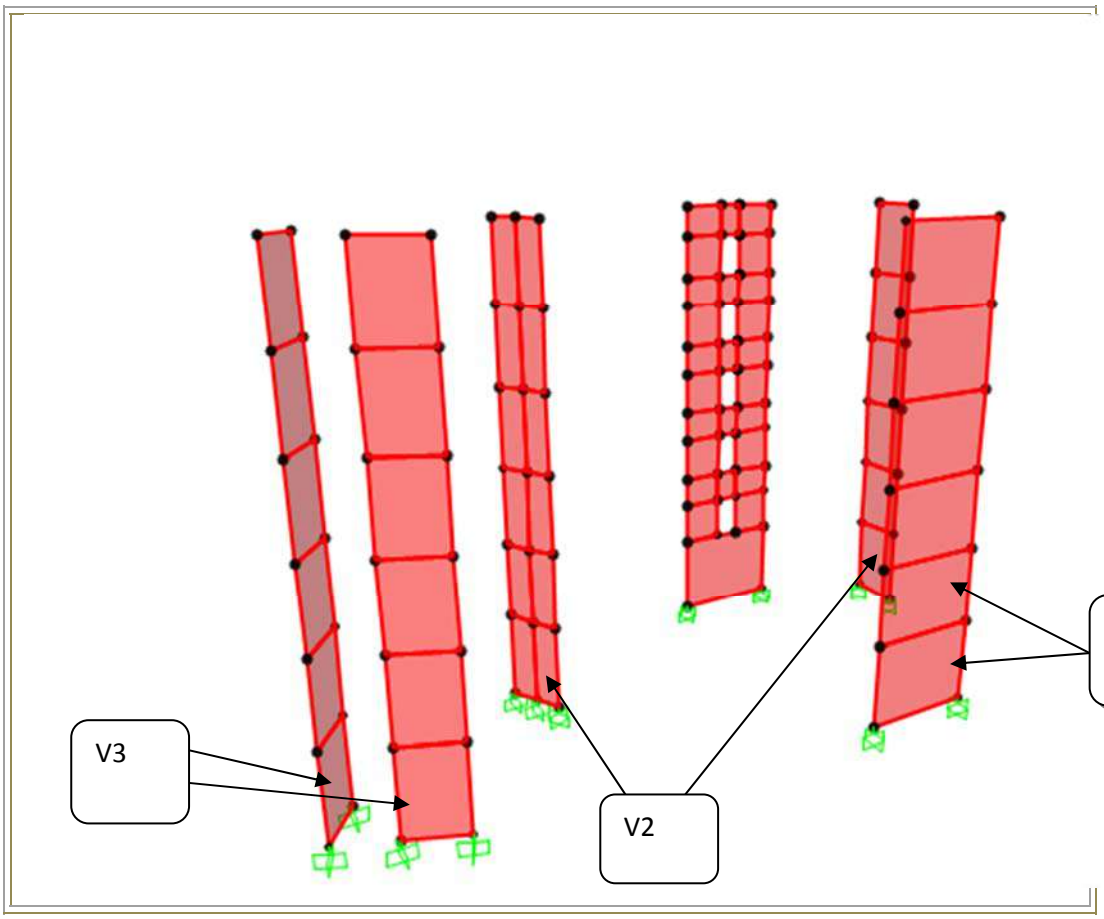


Figure V.18 : types de voile

A. Méthode de calcul :

Dans ce chapitre nous supposerons que les sollicitations de calcul, et nous étudierons comment les armateurs peuvent être déterminées à partir de la méthode du **NAVIER** : Les éléments de réduction des forces directement appliquées aux voiles sont constituées à un niveau donnée par :

N : l'effort normal.

M : moment de flexion.

T : l'effort tranchant.

Les contraintes sont données par les formules classiques. Soit :

Ω : La section horizontale du voile.

e : son épaisseur.

$\frac{I}{v}$;$\frac{I}{v'}$: Les modules de résistance de cette section.

Les contraintes normales sur les fibres extrêmes sont :

$$\begin{cases} \sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma' = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v'}{I} \end{cases}$$

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles:

1- <u>Section entièrement tendue (SET): σ_1 et $\sigma_2 < 0$</u>

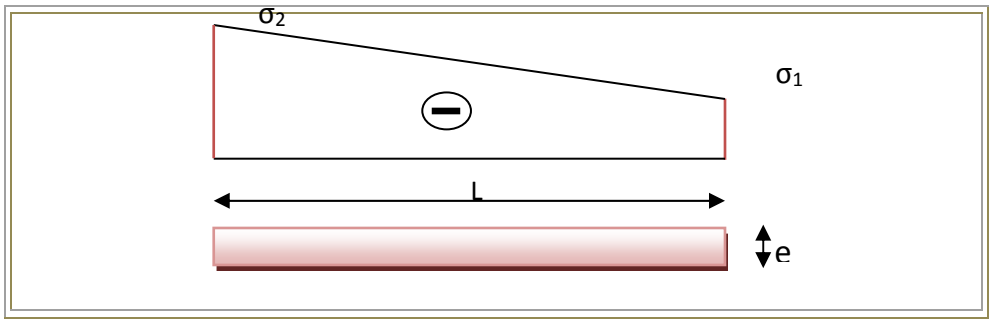


Figure V.19 : Section entièrement tendue

$$A_S = \frac{F}{\sigma_S} \Rightarrow F = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2}\right] \times e \times L$$

2- <u>Section entièrement comprimée (SEC): σ_1 et $\sigma_2 > 0$</u>

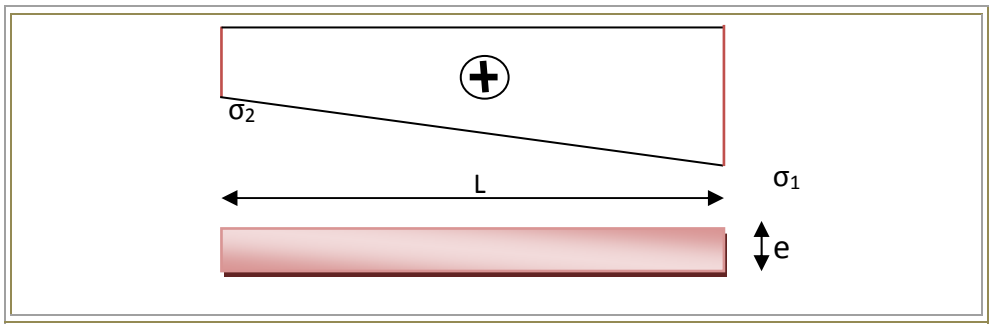


Figure V.20 : Section entièrement comprimée

$$A_{S\,\min} = 0.15\% \times e \times L$$

3- <u>Section partiellement comprimée (ou partiellement tendue) : σ_1 et σ_2 de signes opposées</u>.

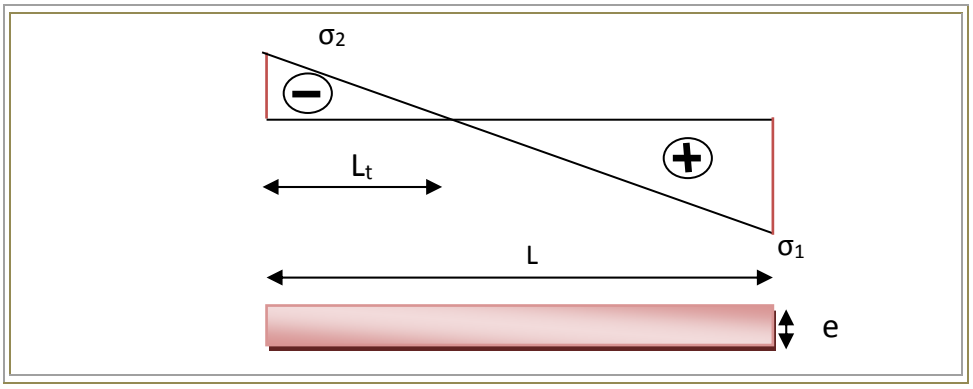


Figure V.21 : Section partiellement comprimée

$$L_t = \left[\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}\right] \times L \Rightarrow F = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} \Rightarrow A_S = \frac{F}{\sigma_S}$$

	Niveau	voile	S	N	M	sit	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	Choix

voile pleine

Tableau V.19 : Les armatures verticales des voiles V1, V2, V3,

X	RDC	V_1	20*540	1660.21	8849.52	ACC	22.8	16.20	5.7	25	2*(20HA14) 2*30.79
	Etage courant	V_1	20*540	1371.76	6328.08	ACC	22.4	16.20	5.7	25	2*(20HA14) 2*30.79
Y	RDC	V_2	20*270	2035.77	5323.73	ACC	29.6	8.10	2.7	25	2*(20HA14) 2*30.79
	1^{ER} ETAGE	V_2	20*270	1874.87	3203.88	ACC	11.6	8.10	2.7	25	2*(14HA12) 2*15.83
X	RDC	V3	20*270	2072.11	1621.53	ACC	11.6	8.10	2.7	25	2*(14HA12) 2*15.83
Y		V3	20*270	1437.88	1199	ACC	11.6	8.10	2.7	25	2*(14HA12) 2*15.83
X	1^{ER} ETAGE	V3	20*270	1829.74	869.08	ACC	11.6	8.10	2.7	25	2*(14HA12) 2*15.83
Y		V3	20*270	2254.49	848.62	ACC	11.6	8.10	2.7	25	2*(14HA12) 2*15.83

Tableau **V.20** : calcul des armateurs verticaux

Positio	**niveau**	**VOILE**	**$A_{choisis}$ (cm^2)**	**A_{min} (RPA99) (cm^2)**	**A_{min} (CBA93) (cm^2)**	**vérification**
X	RDC	Voile1	30.70	16.2	5.7	CV
	1^{ER} ETAGE	Voile1	30.79	16.2	5.7	CV
Y	RDC	Voile 2	30.79	8.10	2.7	CV
	1^{ER} ETAGE	Voile 2	11.6	8.10	2.7	CV
X	RDC	Voile 3	11.6	8.10	2.7	CV
Y		Voile 3	11.6	8.10	2.7	CV
X	1^{ER} ETAGE	Voile 3	11.6	8.10	2.7	CV
Y		Voile 3		8.10	2.7	CV

			11.6			

V1 :les voiles suivant x

V2 :les voiles suivant y

V 3 :l es voiles suivant (x .y) incline

Vérification à E.L.S :

Il faut vérifier :

- Pour la fissuration peu nuisible : $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$
- Pour la fissuration préjudiciable: $\sigma_b \leq [\sigma_b]=0.6.f_{c28}=15MPa$

et $\sigma_s \leq [\sigma_s]=202MPa$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau **V.21** : vérification des armatures a ELS des voiles

	niveau	**voile**	**S**	**N**	**M**	**sit**	**A_{adop}**	**σ_b**	**σ_s**	**verification**
X	RDC	V1	20*540	3128.31	-2.13	ELS	30.79	2.7	40.1	CV
	1eretage	V1	20*540	2574.06	-260	ELE	30.79	2.4	36.1	CV
Y	RDC	V2	20*270	1663.96	87.89	ELS	30.79	2.9	43	CV
	1er etage	V2	20*270	1403.16	137.85	ELS	15.83	2.9	42.6	CV
X	RDC	V3	20*270	1949.07	12.46	ELS	15.83	3.4	50.5	CV
Y		V3	20*270	1949.0	12.46	ELS	15.83	3.4	50.5	CV

				7						
X	1ER etage	V3	20*270	1621.60	60.98	ELS	15.83	3	44.5	CV
Y		V3	20*270	1621.60	1621.60	ELS	15.83	3	44.5	CV

V.4.4.2Calcul des armateurs horizontaux :

- **<u>Vérification des voiles à l'effort tranchant :</u> [1] [Art 7.7.4.3]**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{1,4T_{cal}}{b_0 d}$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile d=0.9h

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2\ f_{c28}$,Il faut vérifier la condition suivante :

$\tau_u \leq \bar{\tau}$

Tableau **V.22** : calcul des armateurs horizontaux

	niveau	voile	e	H	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	vér	$\varnothing_h$	S_h	A_{min}^{RPA}	choix	A final
X	RDC	V_1	20	408	1672.53	0.3	5	CV	10	20	16.2	2x(21HA10)	16.49
	1erEtage	V1	20	374	1586.94	0.3	5	CV	10	20	16.2	2x(19HA10)	14.92
Y	RDC	V2	20	408	1516.05	0.2	5	CV	10	20	8.10	2x(21HA10)	16.49
	1er étage	V2	20	374	1169.29	0.2	5	CV	10	20	8.10	2x(19HA10)	14.92
X	RDC	V3	20	408	469.09	0.08	5	CV	10	20	8.10	2x(21HA10	16.49
Y		V3	20	408	364.66	0.06	5	CV	10	20	8.10	2x(21HA10	16.49
X	1er etage	V3	20	374	316.75	0.06	5	CV	10	20	8.10	2x(19HA10)	14.92
Y		V3	20	374	388.36	0.08	5	CV	10	20	8.10	2x(19HA10)	14.92

V.4.4.3.Armatures transversales :

Les armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $Ø_t \leq Ø_v$.

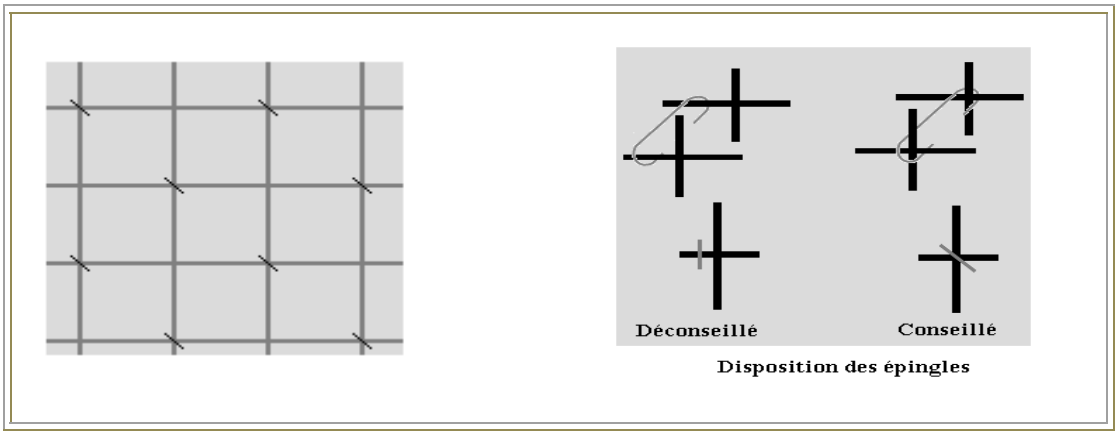


Figure V.22 : Les armatures transversales et les épingles

Pour les deux blocs A et B, toutes les longueurs de recouvrement sont :

Lr=40ϕ=65 cm

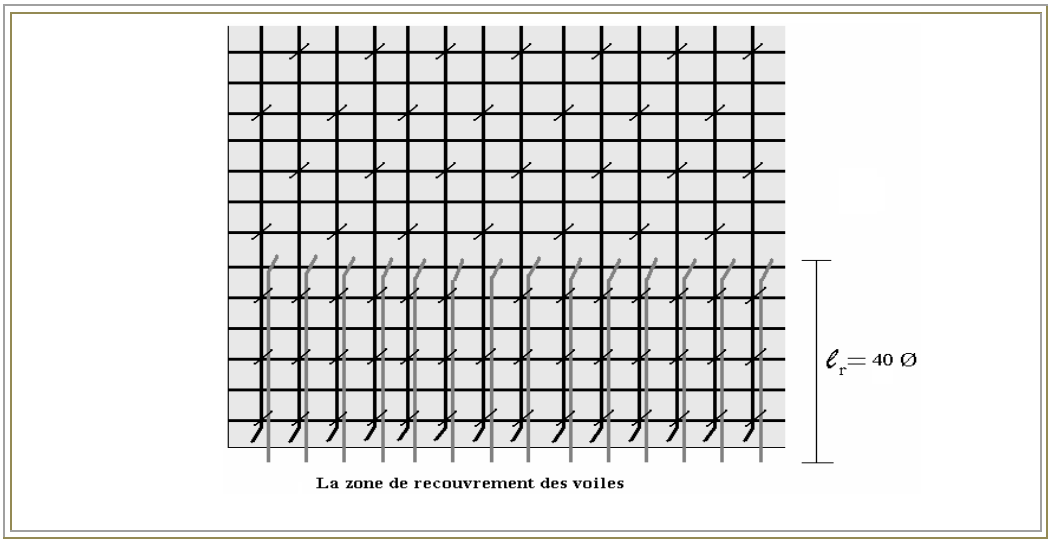


Figure V.23 : La zone de recouvrement des voiles

V.4.5.Calcul de ferraillage du voileavec ouverture(V_4)

V.4.5.1. Le ferraillage des trumeaux :

V.4.5.1.1 Calcul du ferraillage vertical :

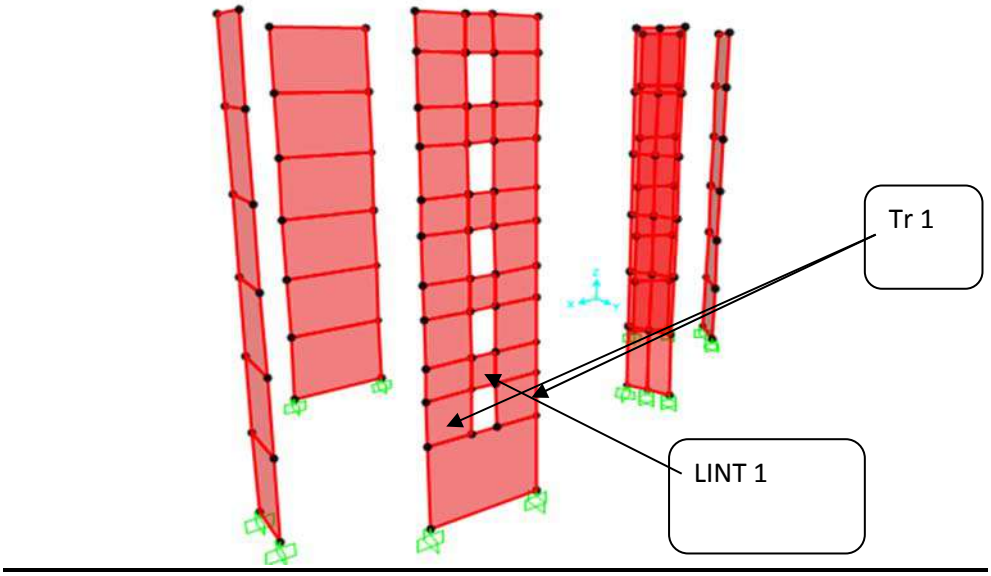


Figure V.24 : les voiles avec ouvertures (porte)

e = 20 cm

Tableau V.23 : Ferraillage verticales des voiles d'épaisseur 20 cm, L=4.2m

	niveau	voile	S	N	M	type	A_{cal}	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	S_v	choix
X	Etage courant	Tr 2	20*420	2081.57	1022.06	ACC	15.8	11.22	3.74	25	2*(22HA12) 2*24.88
		Tr 2	20*420	1476.40	961.96	ACC	15.8	11.22	3.74	25	2*(19HA14) 2*24.88

➢ Vérification à E.L.S :

➢ Tableau **V.24** : vérification des armatures a ELS des voiles

	niveau	voile	S	N	M	sit	A_{adop}	σ_b	σ_s	verification
X	Etage courant	Trumeau 1	15*420	1227.82	42.46	ACC	24.88	1.4	20.6	CV
		Trumeau 2	15*420	1227.40	-23.12	ACC	24.88	1.4	20.1	CV

V.4.5.1.2..Vérification des voiles à l'effort tranchant :

Tableau V.25 : Vérification a l'effort tranchant des voiles

Voile	Epaisseur (cm)	T(KN)	τ_u(MPa)	$\bar{\tau}$(MPa)	S_h CBA	S_h RPA	ω_h	$\tau_b \leq \bar{\tau}$
Trumeau1	20	480.34	0.30	5	40	30	**2**	CV
trumeau2	20	416.70	0.212	5	40	30	**2**	CV

V.4.5.2. Le ferraillage du linteau :

V.4.5.2.1. Premier cas :$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$ [2]

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V).

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (acier de peau) (A_c)

V.4.5.2.2 Aciers longitudinaux : [2]

Les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{z f_e}$$

Avec :

$z = h - 2d'$ Où :

h est la hauteur totale du linteau

d est la distance d'enrobage

M moment dû à l'effort tranchant ($V = 1.4V_{u\,calcul}$).

V.4.5.2.3. Acier transversaux : [2]

V.4.5.2.3.1. Premier sous- cas :

Linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

On a :

$$s \leq \frac{A_t f_e z}{V}$$

Où

s : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales

$$z = h - 2d'$$

V : effort tranchant dans la section considérée ($V = 1.4V_{ucalcul}$)

$$l = portéedulinteau$$

V.4.5.2.3.2. Deuxième sous cas : [2]

Linteaux court ($\lambda_g < 1$)

On a :

$$s \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

$V = \min(V_1, V_2)$

$V_2 = 2V_{u\ calcul}$ et$V_1 \leq \frac{M_{ci}+M_{cj}}{l_{ij}}$

Avec M_{ci} et M_{cj} moment ' résistants ultimes ' des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = A_l f_e z$$

Avec : $z = h - 2d'$

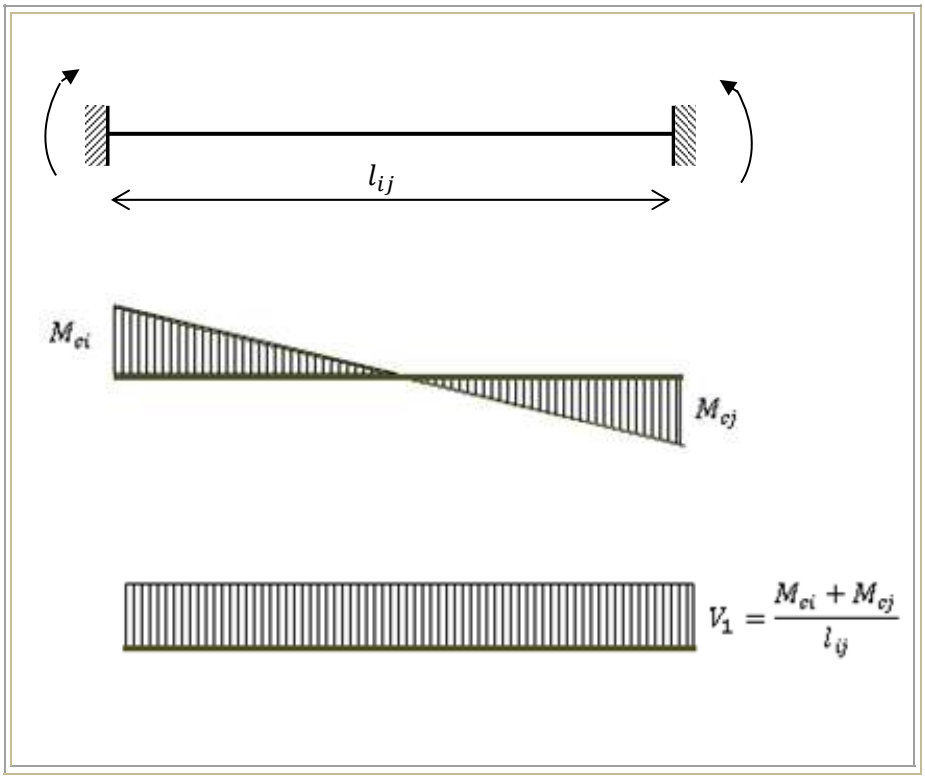


Figure V.25:effort tranchant et moment dans le linteau

V.4.5.2.2. Deuxième cas : $\tau_b > 0.06 f_{c28}$ [2]

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d à disposer obligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$$

Avec $\tan \alpha = \frac{h-2d'}{l}$ et $V = V_{calcul}$ (sans majoration)

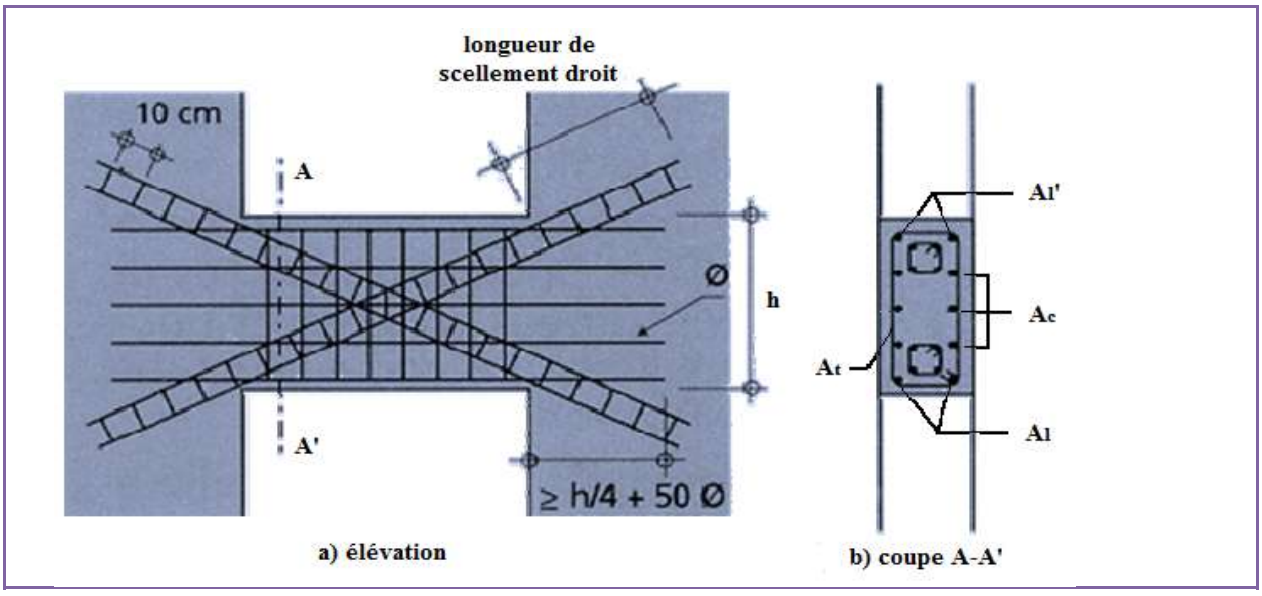


Figure V.26 : Armatures du linteau selon le RPA 99

V.4.5.2.3. Ferraillage minimal : [2]

- $(A_l , A'_l) . 0{,}0015. b. h$ (0,15%)
- $\tau_b \leq 0{,}025\, f_{c28}$: $A_t \geq 0{,}0015. b. s$ (0,15%)
- $\tau_b > 0{,}025\, f\, c28$: $A\, t > 0{,}0025. b. s$ (0,25%)

- $A_c \geq 0{,}002.b.h$ (0,20 %)

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

$$l = 1.2\ cm\ \ h = 1.54cm\ \ e = 20\ cm$$

V.4.5.2.3.1.Les armateurs longitudinaux

Tableau **V.26** : Calcul de l'armature longitudinal

sens		voil	H	L	T	M	A_L	A_{mine}	ST	
X	1er etage	V4	1.54	120	890	0.23	4.62	4.62	20	8

. V.4.5.2.3.2.Les armateurs diagonales :

Apres la vérification on a trouvé qu'on a des linteaux courts.

Tableau **V.27** : Calcul de l'armature diagonale

sens			S	M	T	A_{min}	A_D	A_{Dchoix}
X	1erEtage	V4	20*154	0.23	890	4.62	14.10	8HA16=16.09

V.4.5.2.3.2.3Les armateurs transversaux :

Apres la vérification on a trouvé qu'on a des linteaux courts

Tableau **V.28** : Calcul de l'armature transversal

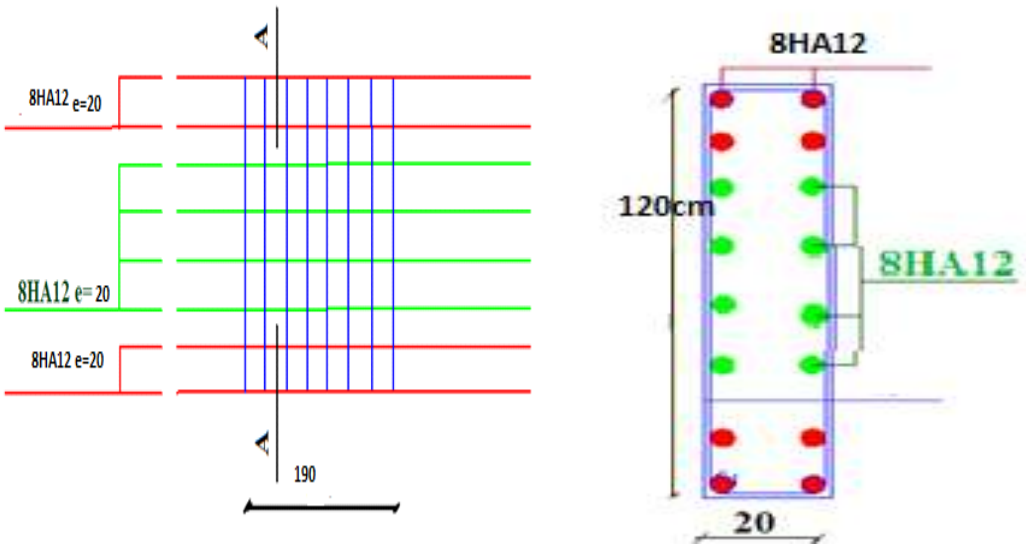
sens			S	M	T	A_{min}	A_t	A_{tchoix}
X	1er Etage	V4	15*154	0.23	890	4.62	0.75	2HA8=1.01

Tableau V.29:calcul du τ_b

Tx	M(t.m)	$\bar{V} = 1.4V_c(t)$	τ_b	$0.02\,5f_{c28}$	$0.06f_{c28}$	$\tau_b \geq 0.025f_{c28}$	$\tau_b \geq 0.06f_{c28}$
890	0.23	12.46	4.49	0.625	1.5	CV	CV

Tableau V.30 :calcul des armatures A_c

	$\lambda g =$ (L/ h >1)	$A_l(cm^2)$	A_{lmin} (cm^2)	A_C
	0.7<1	4.62	4,62	6.16
Choix	*Linteau cour*	8HA 12= 9.05		7HA 12 = 7.92



« Coupe »



Figure 27: ferraillage du linteau

VI. Etude des fondations:

VI.1. Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. type de la fondation :

Pour les fondations on distingue : les fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radiers, etc…..) les fondations peu profondes (puits), et les fondations profondes (pieux). On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations parmi les quelles on devra faire notre choix en tenant compte de plusieurs facteurs comme l'hétérogénéité du sol, les mouvements de nappe phréatique, la diversité des modes d'exécution, l'influence des bâtiments déjà existants sur le sol sous–jacent qui contribuent à la complexité des problèmes de fondations. La solution doit vérifier deux conditions :

- Le coefficient de sécurité vis-à-vis de rupture doit être suffisant ; le calcul des fondations est un calcul à la rupture.
- Les tassements doivent être admissibles pour ne pas endommager le bâtiment. Les tassements différentiels sont la cause la plus fréquente d'incident pour la structure. Un même tassement différentiel aura des conséquences plus ou moins graves selon la nature de la construction, d'autre part le tassement dépend de la rigidité de la construction qui intervient sur la répartition des efforts au niveau de la fondation

VI.3. Connaissance du site et du sol :

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux, au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

le rapport du sol donne les informations suivantes :

- Il s'agit d'un sol composé de marne grisâtre
  - De moyenne humidité et de faible à moyenne compacité. W%=15.36%.
  - Moyennement plastique.
  - Peu compressible
  - De bonne cohésion c=1.30 bars.
- Le tassement total est de l'ordre de 2.10 cm.
- Le PH est proche de la neutralité.
- Le pourcentage en sulfates indique que l'agressivité est nulle.
- Le taux de carbonates est moyen.

Dans notre cas on doit justifier le type de fondation correspondante σ_{sol} **= 2.0 bars**

avec un ancrage de 3m .

VI.4. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- L'exigence économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

Vue la présence des voiles et le rapprochement des poteaux, les fondations seront des semelles filantes sous voiles et poteaux.

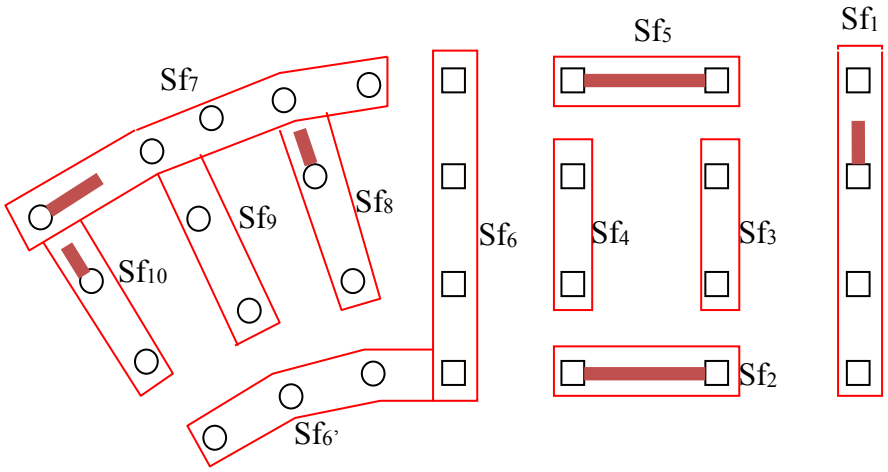


Figure VI-1 : disposition des semelles

Calcul des semelles filantes :

Tableau VI-1: Semelle filante sous poteaux.

semelle	L(m)	N_{ELS}(KN)	N_{ELS}(KN/ml)	B_{cal}(m)	B_{adp}(m)	A(m)	S(m^2)	σ_m	verification
Sf_3	5.4	3586.50	664.16	2.59	2.7	6.9	17.25	163.7	cv
$Sf_{6'}$	4.12	3286.5	552.22	3.49	3.5	6.37	22.29	116.67	cv
Sf_6	16.2	6878.2	424.6	3.5	3.5	17.7	61.95	117.17	cv
Sf_9	10.8	4445.59	411.19	3	3	12.3	36.9	158.39	cv

Tableau VI-2 : Semelle filante sous voile et poteaux.

semelle	L(m)	N_{ELS}(KN)	N_{ELS}(KN/ml)	$B_{calulée}$(m)	$B_{adoptée}$(m)	A(m)	S(m^2)	σ_m	Vérification
Sf_1	16.2	7774.85	479.92	2.22	3	17.5	38.87	194.16	Cv
Sf_2	5.4	4204.2	778.5	3.05	3.5	6.9	21.021	164.26	Cv
Sf_7	18.35	4317.83	329.70	1.1	3	19.85	21.59	95.21	Cv
Sf_8	10.8	4440.93	411.1	1.80	3	12.3	22.20	155.44	Cv

VI.4.1.3Vérification du chevauchement entre les semelles :

❖ **Notion des bulbes de pression :**

La charge d'une semelle se diffuse dans le sol entrainent des pressions dans les couches sous-jacentes jusqu'à une certaine profondeur (variable suivant le type de fondation). Si on trace les courbes d'égale pression on obtient un bulbe des pressions, ce qui permet de savoir quelles couches de sol sont influencées par ces pressions.

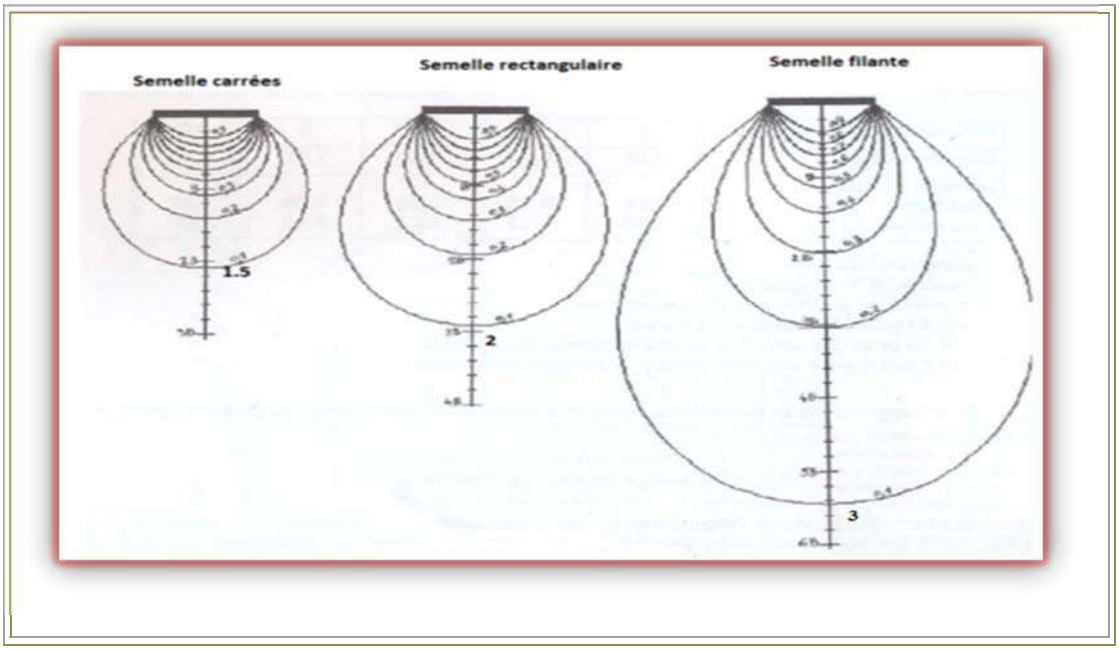


Figure VI –2 : Bulbes de pression dans différents types de semelles

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucherait la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations que sous chaque une des fondations, ainsi que les semelles très chargées auront un bulbe beaucoup plus profond que les autres, le tassement sera plus important que le simple rapport charge/périmètre.**[7]**

Chevauchement entre semelles **F**ilantes : $C = \frac{C1+C2}{2} \times 3$

Ou L : distance entre deux semelles.

C : largeur de la semelle

Tableau VI -3 : Vérification du chevauchement entre les semelles

	Semelles	L (m)	$\frac{C_1 \times C_2}{2} \times 3$	$L \geq \frac{C_1 \times C_2}{2} \times 3$
Sens x-x	**Sf_1-Sf_3**	5.4	4.5	C.V
	Sf_3-Sf_4	5.4	4.5	C.V
	Sf_4-Sf_6	6.23	4.5	C.V
	Sf_8-Sf_9	5.03	4.5	C.V

Tableau. VI.4 : Vérification du chevauchement entre les semelles

	Semelles	L (m)	$\frac{C_1 \times C_2}{2} \times 3$	$L \geq \frac{C_1 \times C_2}{2} \times 3$
Sens y-y	**Sf_2-Sf_3**	5.4	4.5	C.V
	Sf_3-Sf_5	5.4	4.5	C.V
	Sf_6'-Sf_8	5.4	4.5	C.V

❖ Conclusion :

D'après ces résultats, on remarque qu'il n'y a pas de chevauchement des semelles

VI.4.1. 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.

Les chargements sur la structure concèdent des moments faibles à la base des poteaux-au niveau de leurs encastrements- et avec la présence des longrines qui absorbent un pourcentage important de ces moments, on les faillit pour la facilité du calcul. Touts les efforts normaux maximaux sont obtenus par la combinaison 1.35G+1.5Q.

VI.2. Semelle filante sous deux poteaux et un voile: *(sf2 ,5)*

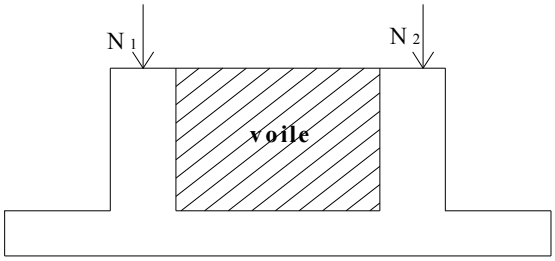


Figure VI.3 : Schéma équivalent de Semelle filante sous deux poteaux et voile

On a une semelle continue sous murs, sous l'effet d'une force uniquement, le calcul se fait pour une bande de 1ml.

VI.2.1. Vérification de la stabilité:

Le tableau VI.5 : donne la vérification de la stabilité de la semelle filante sous deux poteaux et un voile

ΣN (KN)	ΣM (KN.m)	e_0 (m)	$6e_0$ (m)	L(m)	$L \geq 6e_0$
4204.2	8.91	0.0021	0.013	5.4	Cv
2507.6	17.12	0.0068	0.041	5.4	Cv

VI.2.2. Dimensionnement: Le tableau VI.6 : donne les dimensions des semelles filantes sous deux poteaux et un voile

ΣN (KN)	b (m)	L_T (m)	h_t (m)	$C_{calculée}$ (m)	$A_{doptée}$ (m)
4204.2	0,6	8.4	0,8	3.54	3.5
2507.6	0.6	8.4	0.8	3.54	3.5

$d_b = \frac{B-b}{4} = 72.5cm \rightarrow$ on adopte: $d_b = 72.5$cm;

On adopte: h = 80cm.

Calcul du ferraillage:

$e_{0^a} = 0.0048m \leq \frac{B}{18} = 0.19m$ *on applique la méthode des bielles*

$e_{0^b} = 0.0088m \leq \frac{B}{18} = 0.19m$ *on applique la méthode des bielles*

Etat Limite Ultime:

Le résultat obtenu est:

$N_u = 351.70KN/ml \rightarrow A_{ub} = 13.37cm^2$, A=8HA14+2HA12

$A_{ua}=10.6cm^2 \rightarrow$ A=6HA14+2HA12

Etat Limite Service:

Le résultat obtenu est:

$N_{ser} = 778.5KN/ml \rightarrow A_{ser\,1} = 7cm^2 \rightarrow$4HA14+2HA12

$A_{ser\,2}=21.12cm^2 \rightarrow$A=10HA16+2HA14=23.18cm^2

$A_{ser} \geq A_u \rightarrow$ on adopte le ferraillage de l'état limite de service.

On adopte: A_1 = 4HA14 +2HA14 esp = 16cm

A_2 = 10HA16 +2HA14 esp = 8cm

Armatures de répartition:

$$A_{rep} = \frac{A_{CHOISIE}.B}{4} = 3.477cm^2$$

On adopte: A_{rep} = 4HA12=4.52cm²

Donc : A=10HA16+2HA14+4HA12

Longueur des barres:

Pour déterminer la longueur des barres; on compare la longueur de sellement droit l_s avec la largeur B.

$$l_s = \frac{\phi}{4}.\frac{f_e}{\overline{\tau_s}} = \frac{1,2}{4}.\frac{400}{2} = 60cm$$

$\frac{B}{8} = 43.75cm \leq l_s = 60cm \leq \frac{B}{4} = 87.5cm \rightarrow$ (cv) $\rightarrow$ pas de crochets.

VI.4.1.1. Semelles filantes sous poteaux :

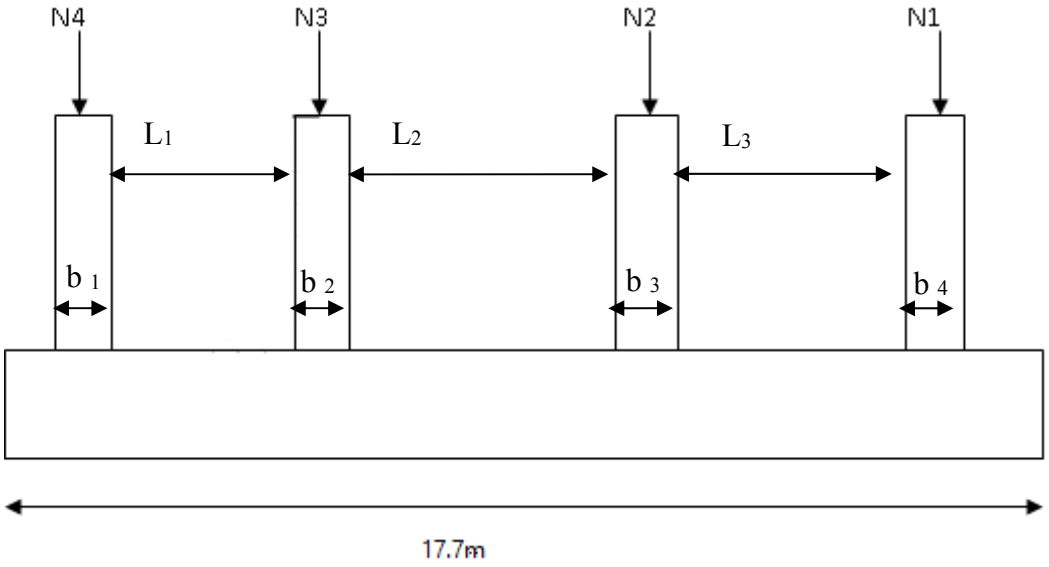


Figure VI.4 : Semelle filante sous quatre poteaux

L_0: le débord

Avec :

$L_1=L_2=L_3=L_4=5.4-0.6=4.8$ m ;

$b_1=b_2=b_3=0.60$m.

VI.3.1 Vérification de la stabilité:

Le tableau VI.7 : donne la vérification de la stabilité de la semelle filante sous quatre poteaux

ΣN (KN)	ΣM (KN.m)	e_0 (m)	$6e_0$ (m)	L(m)	$L \geq 6e_0$
7774.85	44.16	0,0056	0.034	4.8	Cv
6878.2	18.57	0,0027	0.016	4.8	Cv

Donc les semelles sont stables.

VI.4.1.1.a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \; ; \; M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- ∑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 :

$$B \geq \frac{N}{100 \cdot \sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\phi}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

VI.2.2.b . Dimensionnement: Le tableau VI.8 : donne les dimensions des semelles filantes sous quatre poteaux

ΣN (KN)	b (m)	L_T (m)	L_0 (m)	$B_{calculée}$ (m)	$B_{adoptée}$ (m)	$h_{calculée}$ (m)	$h_{adopté}$ (m)
7774.85	0,6	17.7	0.75	2.66	3.00	0,54	0,90
6878.2	0.6	17.7	0.75	2.7	3.5	0.53	0.90

VI.3.1.2. Ferraillage des semelles filantes:

*Longitudinalement: (**POUTRE DE LIBAGE**)*

La semelle travaille comme une poutre continue (renversée), sous cinq poteaux et chargée uniformément par : $q = \frac{\sum N}{L}$

ΣN : La somme des efforts normaux transmis par les poteaux

Pour semelle(1) :

Cas de Sf_1 :

$$q = \frac{\sum N}{L} = 7777.85/17.7 = 439.25 KN/ml$$

$A = N(1+3e_0/B)/(B - b/8d_b\sigma_s)$

ELU :

$A = 15039.4[1 + 3(0.0056)/3][3 - 0.6/(3 * 0.6 * 400)]$

$A = 18.90\,cm^2$

Donc : A=6HA20

ELS :

$A = 7774.85[1 + 3(0.0056)/3][3 - 0.6/(3 * 0.6 * 400)]$

$A = 9.77\,cm^2$

Donc : A=6HA14.

Pour $Sf_{6'}$:

ELU :

A=11.53 cm^2 avec ∑N=9203.3 KN.

Donc : A=6HA16=12.06cm²

ELS :

A=8.62 cm^2 avec ∑N=6878.2 KN.

Donc : A=4HA16+2HA12=10.30cm²

Semelle filante sous cinq poteaux et voile :

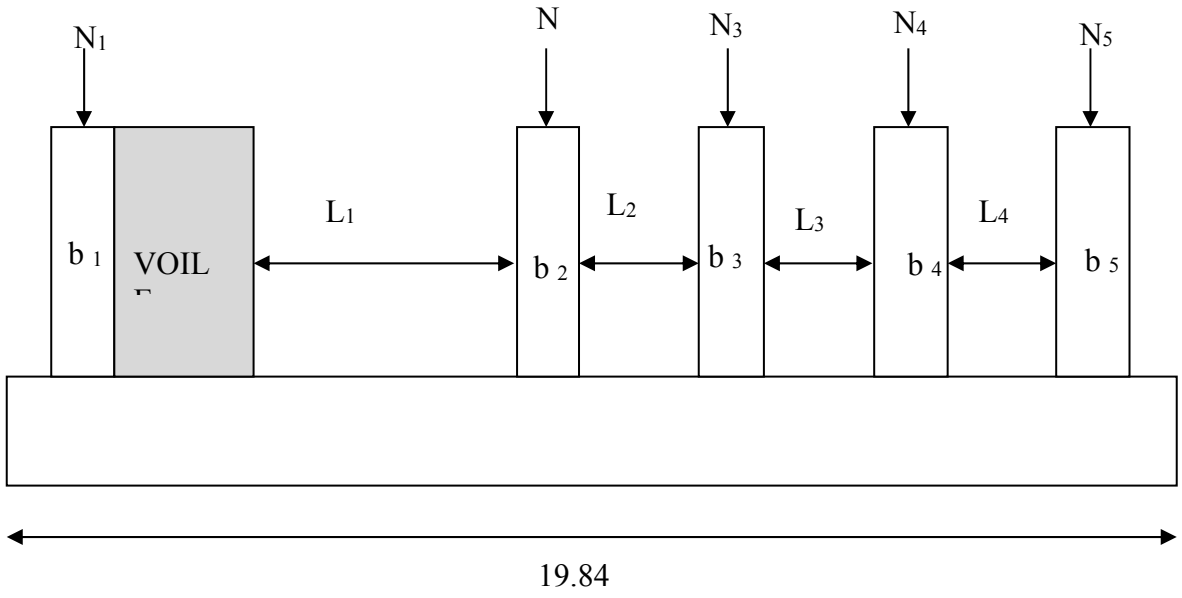


Figure VI.5 : Semelle filante sous cinq poteaux et voile

Le tableau VI.9 : donne la dimension de semelle filante sous cinq poteaux et voile

Semelle	L(m)	N_{ELS}(KN)	N(KN/ml)	B_{CAL}(m)	B_{adp}**(m)**	A(m)	S(m^2)
Sf 7	18.34	4317.83	217.63	1.09	3	19.84	21.59

VI.3.1. 2.Ferraillage des semelles filantes:

*Longitudinalement: (**POUTRE DE LIBAGE**)*

La semelle travaille comme une poutre continue (renversée), sous cinq poteaux et chargée uniformément par : $q = \frac{\sum N}{L}$

ΣN : La somme des efforts normaux transmis par les poteaux.

$$q = \frac{\sum N}{L} = 4317.83/19.84 = 217.63 KN/ml$$

$A = N(1+3e_0/B)/(B - b/8d_b\sigma_s)$

ELU :

$A = 8480.843[1+3(0.00098)/3][3 - 0.6/(3*0.6*400)]$

$A = 28.29 cm^2$

Donc : A=14HA16+2HA12=32.42cm²

ELS :

$A = 4317.83[1+3(0.00098)/3][3 - 0.6/(3*0.6*400)]$

$A = 14.40 cm^2$

Donc : A=8HA16=16.08cm²

VI.3.3.1. Dimensionnement de la Poutre de libage:

Longueur élastique : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} = 357.73cm = 3.57m$

où :

I: l'inerite de la semelle .

b: la largeur du poteau.

K: coefficient de raideur du sol

Pour avoir une répartition linéaire et uniforme des contraintes sur le sol, on pose:

$$L \le \frac{\pi}{2} \cdot L_e \Rightarrow h \ge \sqrt[3]{\frac{3K}{E}\left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = 0.85cm$$

$$L \le \frac{\pi}{2} \cdot L_e \Rightarrow L = 5.4m < 5.61m$$

Avec:

L_e: longueur calculée entre nus

K: raideur du sol =40N/cm²

E: module de young =3,2.10^6 N/cm²

Hauteur utile: $d_a \ge \frac{(B-b)}{4}$

$h_{calculée}$ = 69.23cm; da = 60cm

On adopte: h = 70cm

VI.3.3.2*Ferraillage de la poutre de libage*:

Etat Limite Ultime:

Le calcul du ferraillage de la poutre de libage s'effectue en flexion simple à l'état limite ultime.

Avec: γ_b =1.15; σ_{bc} = 18.48MPa; γ_s = 1; σ_s = 400Mpa.

Le résultat obtenu est:

M_{tu} = 289.23KN.m; A_t = 12.8cm^2 → on adopte: A_t = 4HA16+2HA14

M_{au} = 593.19KN.m; A_a = 27.6cm^2 → on adopte: A_a = 14HA16

VI.3.3.3. *Vérifications*:

Etat Limite Service:

Le résultat obtenu est:

M_{tser} = 209.12KNm; $\begin{cases} \sigma_b = 6{,}00MPa \le \overline{\sigma_b} = 15MPa \\ \sigma_s = 143{,}4MPa \le \overline{\sigma_s} = 202MPa \end{cases}$ (cv)

M_{aser} = 429.90KNm; $\begin{cases} \sigma_b = 10{,}5MPa \le \overline{\sigma_b} = 15MPa \\ \sigma_s = 135{,}7MPa \le \overline{\sigma_s} = 202MPa \end{cases}$ (cv)

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, 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 prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de se projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale de l'ouvrage sans surcoût important.

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Parallèlement, on a fait, autant que possible d'avoir les principaux critères admis, à savoir : l'exploitation, l'économie , l'esthétique et la sécurité.

Bibliographie



Documents réglementaires

- **[1]** : Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 .
  (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- **[2] :** Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93
- **[3]** : Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

Manuels techniques :

- .Conception et calcul des structure sen béton «HENRY THONIER ».
- COURS PRATIQUE DE MECANIQUE DES SOLS « G. SANGLERAT »

Logiciels :SAP 200V_17

Auto CAD 2012. Auto Desk Inc. ,ROBOT EXPERT 2010,RDM 6