

République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de
l'enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université MOULOU D MAMMERI Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de génie civil

Mémoire de fin d'études

THÈME

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+10) A USAGE
D'HABITATION, ET COMMERCIAL**



Réalisé par :

M^r LEHAD Lyes

M^r OUAICHA Lounes

Encadré par :

M^r BAZIZ Karim

Promotion 2020/2021

Remerciements

Je remercie, tout d'abord, l'unique ALLAH de nous avoir donné le courage et la patience pour bien mener ce travail.

Je présente mes remerciements les plus sincères à Mr Baziz Karim qui a bien voulu accepter de diriger et d'encadrer ce mémoire. Les conseils et l'aide qu'il m'a fournis tout au long de l'année, ont été d'un grand apport.

Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil.

Mes remerciements à l'ensemble de la communauté estudiantine de l'Université Mouloud Mammeri et en particulier à ma promotion.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Mes vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui me feront l'honneur de juger ce travail et de l'enrichir par leur proposition.

Dédicace

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mes chers frères

A mes chères sœurs

A toute ma famille

A mon binôme lounes

A tous mes amis(es)

A toute la promotion 2020 /2021

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

lyes.

Dédicace

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mes chers frères

A mes chères sœurs

A toute ma famille

A mon binôme lyes

A tous mes amis(es)

A toute la promotion 2020 /2021

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

lounes.

Dédicace

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mes chers frères

A mes chères sœurs

A toute ma famille

A mon binôme lounes

A tous mes amis(es)

A toute la promotion 2020 /2021

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

lyes.

Dédicace

Je dédie ce travail à :

A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.

A mes chers frères

A mes chères sœurs

A toute ma famille

A mon binôme lyes

A tous mes amis(es)

A toute la promotion 2020 /2021

A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

lounes.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I- 1- Introduction	1
I-2- Présentation de l'ouvrage	1
I-3- Caractéristiques géométriques du bâtiment	1
I-4- Eléments de l'ouvrage	1
I-4-1- Ossature	1
I-4-2- Planchers	1
I-4-3- Maçonnerie	2
I-4-4- Escaliers	2
I-4-5- Revêtement	3
I-4-6- Système de coffrage	3
I-5- Caractéristique mécanique des matériaux	3
I-5-1- Béton	3
I-5-2- Aciers	7

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments

II .1- Les planchers	11
II .2- Poutres	12
II .2.1- les Poutres principales	12
II .2.2- Les poutres secondaires	12
II .3- Les voiles	13
II .3.1- Pré dimensionnement des voiles	13
II .3.2- L'épaisseur du voile	14
II .4 - Les poteaux	15
II.4.1 : Détermination des charges et surcharges	16
II.4.2 -Descente de charge	18

CHAPITRE III : calcul des éléments

III-1- Calcul des plancher	25
III-1-1- Ferrailage de la dalle de compression	25

III-1-2 –Calcul de la poutrelle	26
III-1-2-1- Disposition des poutrelles	26
III-1-3- Calcul à L'ELU	27
III-1-3-1- Combinaison de charges	27
III-1-3-2- Calcul du moment en travée	27
III-1-3-3- Calcul de l'effort tranchant	27
III-1-3-4- Calcul de la section d'armature	27
III -1- 4-1- Choix de la méthode	28
III -1- 4-2-Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	28
III -1- 4-3 Principe de la méthode	29
III -1- 4-4-Combinaison d'action	29
III -1- 4-5-Schéma statique des poutrelles	30
III -1- 4-6-Calcul des rapports des charges	31
III -1- 4-7- Calcul des moments isostatique	31
III -1- 4-8-Calcul des moments en travées	31
III -1- 4-9 Calcul de l'effort tranchant	33
III -1- 5- Calcul des moments isostatique	35
III -1- 5-1-Calcul des moments en travées	36
III -1- 5-2 Calcul de l'effort tranchant	38
III -1- 6- Ferrailage à l'ELU	41
III -1- 7-Vérification à l'ELU	43
III -1- 7-1- Condition de non fragilité	43
III -1- 7-2- Vérification de la contrainte tangentielle	43
III -1- 7-3- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement	44
III -1- 7-4- L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis	44
III -1- 7-5- l'ancrage des barres	44
III -1- 7-6-Vérification de la contrainte de cisaillement	45
III -1- 8- Calcul à l'ELS	45
III -1- 8-1 - Moment de flexion à l'E.L.S	45
III -1- 8-2-Les moments en travées	45
III -1- 8-3-Les moments en appuis	46

III -1- 8-4- Effort tranchant à l'E.L.S	46
III -1- 8-5 - Vérification à l'E.L.S	47
III -1- 8-5 -1- Etat limite d'ouverture des fissures	47
III -1- 8-5-2- Etat limite de résistance à la compression du béton	48
III -1- 8-5-3- Etat limite de déformation	48
III -1- 8-5-4Calcul de la flèche	49
III-2 .Calcul de l'acrotère	51
III-2 -1- Détermination des sollicitations	51
III-2-2 - Diagramme des efforts	52
III-2 -3 - Combinaisons des Charges	52
III-2-4 - Ferrailage de l'acrotère	52
III-3-Les balcons.....	59
III-3-1-Pré dimensionnement de la dalle pleine	59
III-3-2- Schéma statique de calcul.....	59
III -3-3- Détermination des sollicitations	59
III -3-4- Calcul à l'ELU	60
III-3-5- Calcul de ferrailage	61
III-3-6 - Calcul à l'ELS	63
III-3-7 Vérification de la flèche	64
III-4- Salle machine.....	65
III-4-1 Introduction	65
III-4-2 Calcul de la dalle pleine	65
III-4-3 -Evaluation du moment M_x et M_y	66
III-4-4 -Ferrailage	67
III-4-5 - Vérification à L'ELU	68
III-4-6- Calcul à l'ELS.....	70
III-5 - Les escaliers	74
III-5-1-Calcul de l'escalier du RDC	75
III-5-1-1-Pré dimensionnement :(Première partie)	75
III-5-1-1-1- Pré dimensionnement de la paillasse et du palier.....	76
III-5-1-1-3 - Combinaison de charges	77
III-5-1-1-2- - Charges et surcharges	78

III-5-1-1-4 - Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU	78
III-5-1-1-4-1- Réaction d'appuis	78
III-5-1-1-4-2- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant	78
III-5-1-1-4-3-Calcul du ferrailage	80
III-5-1-1-5- Vérification à l'ELU	81
III-5-1-1-6-Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS	83
III-5-1-1 -6-1- Réaction d'appuis	84
III-5-1-1-6-2- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant	84
III-5-1-1-6-3- Vérification à l'ELS	85
III-5-1 -1-6-4-Vérification de la flèche	86
III-5-1-2-Pré dimensionnement :(Deuxième partie)	88
III-5-1-2-1- Pré dimensionnement de la paillasse et du palier	89
III-5 -1-2-2- Charges et surcharges	89
III-5 -1-2-3 - Combinaison de charges	90
III-5-1-2-4 - Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU	90
III-5-1-2-4-1- Réaction d'appuis	90
III-5 -1-2-4-2- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant	91
III-5 -1-2-5-Calcul du ferrailage	92
III-5 -1-2-6- Vérification à l'ELU :	94
III-5-1-2-7-Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS	96
III-5-1-2-7-3- Vérification à l'ELS	98
III-5 -1-2-7-4 -Etat limite d'ouverture des fissurations	98
III-5-1-2-7-5-Vérification de la flèche	99
III-5-2-Calcul de l'escalier de 1 ^{er} étage	100
III-5 -2-1- Pré dimensionnement	100
III-5 -2-2 - Pré dimensionnement de la paillasse et du palier	101
III-5 -2-3 - Détermination des charges et des surcharges	102
III-5 -2-4 - Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU	103
III-5 -2-4-1- Réaction d'appuis	103
III-5 -2-4-2- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants	103
III-5 -2-5- Calcul du ferrailage	104
III-5 -2-6- Vérification à l'ELU	106

III-5-2-7-Calcul des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS	108
III-5-2-7-1- Réaction d'appuis	109
III-5 -2-7-2- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant	109
III-5 -2-7-3- Vérification à l'ELS	110
III-5 -2-7-4 -Etat limite d'ouverture des fissurations	111
III-5 -2-7-5-Vérification de la flèche	111
III-5-3-Calcul de l'escalier d'étage courant	113
III-5 -3-1- Pré dimensionnement	113
III-5 -3-2 - Pré dimensionnement de la paillasse et du palier	114
III-5 -3-3 - Détermination des charges et des surcharges	115
III-5 -3-3-1 - Charges et surcharges	115
III-5 -3-3-2 - Combinaison de charges	116
III-5 -3-4 - Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU	116
III-5 -3-4-1- Réaction d'appuis	116
III-5 -3-4-2- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants	117
III-5 -3-5- Calcul du ferrailage	118
III-5 -3-6- Vérification à l'ELU	119
III-5-3-7-Calcul des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS	122
III-5-3-7-1- Réaction d'appuis	122
III-5 -3-7-2- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant	122
III-5 -3-7-3- Vérification à l'ELS	124
III-5 -3-7-4 -Etat limite d'ouverture des fissurations	125
III-5 -3-7-5-Vérification de la flèche	125
III-6- Poutre palière	127
III-6-1-Pré dimensionnement	127
III-6 -1-1-Hauteur de la poutre h_t	127
III-6 -1-2-largeur de la poutre b	127
III-6 -1-3-Recommandations de l' RPA 99 Version 2003	127
III-6 -1-4-Conclusion	127
III-6-2-2- Déterminations des charges	128
III-6-2 -3- Calcul à l'ELU	128
III-6-2 -3-1-Combinaisons de charges	128

III-6-2 -3-2- Calcul du moment et de l'effort tranchant	128
III-6 -2-4- Diagramme du moment et de l'effort tranchant.....	129
III-6 -2-5-Ferraillage	129
III-6 -2-6-Vérification	130
III-6 -3- Calcul à l'ELS	132
III-6 -3- 1 -Combinaisons de charges.....	132
III-6 -3-2 -Calcul du moment et de l'effort tranchant	133
III-6 -3-3 -Diagramme du moment et de l'effort tranchant	133
III-6 -3-4-Vérification des contraintes	134
III-7-Etude de la poutre de chaînage	136
III-7-1- Le pré dimensionnement de la poutre	136
III-7-2- Détermination des charges et surcharges	136
III-7-3- Combinaisons des charges	136
III-7-4- Calcul à l'ELU	136
III-7-5- Calcul à l'E.L.S	139

CHAPITRE IV: Modélisation de la structure

IV: Modélisation de la structure	143
IV- 1- DESCRIPTION DE L'ETABS	143
IV- 2- ETAPES DE MODELISATION	143
IV- 3- Choix de la méthode de calcul	143
IV- 4- Principe de la méthode d'analyse modale spectrale	144
IV- 5- Description du logiciel ETABS	144
IV- 6-Etapes de la modélisation	144

CHAPITRE V: VERIFICATIONS DES EXIGENCES DU RPA99 VERSION 2003

V-1- Introduction	160
V -2-Présentation de l'ouvrage.....	160
V -3-Étude dynamique	160
V -3-1-Vérification du pourcentage de participation de la masse modale	160
V -3-2-Nombre de modes propres	162
V -3-3-Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS	172
V -3-4-Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	174

V -3-5-Vérification des déplacements relatifs	174
V -3-6-Vérfications De l'effet P-Delta	176
V -3-7-Déplacement maximal	179
V -3-8-Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical	180

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

VI-1-Ferraillage des poteaux	182
VI -1-1-Introduction	182
VI -1-2-Recommandation du RPA 99version 2003	182
VI -1-3-Calcul des armatures longitudinales à l'ELU	184
VI -1-4-Ferraillage des poteaux à l'ELU	187
VI -1-5-Vérfications à l'ELU	192
VI -1-6-Vérfication au cisaillement.....	193
VI -1-7-Vérfication à L'ELS	193
VI -2-Ferraillage des poutres	196
VI -2-1-Introduction.....	196
VI -2-2-Recommandations du RPA99/version 2003	196
VI -2-3-Calcul des armatures longitudinales.....	197
VI -2-4-Vérfication des armatures longitudinales.....	201
VI -2-5-Vérfication à L'ELS	206
VI -2-6-Vérfication de la flèche	207
VI -3-Ferraillage des voiles.....	208
VI -3-1-Introduction	208
VI -3-2-Exposé de la méthode de calcul	208
VI -3-3-Vérfications	213
VI -3-4-Vérfication à l'ELS.....	216
VI -3-5-Ferraillage des voiles longitudinales.....	216
VI -3-6- Ferraillage des linteaux	223

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure

VII-1-Introduction.....	228
VII-2-Choix du type de fondations	228
VII-2-1-Semelles isolées	228
VII-2-2-Semelles filantes.....	229
VII-2-3-Radier général	231
VII-3-Ferraillage du radier	238
VII.3.1. Ferraillage de la dalle du radier.....	238
VII.3.2-Vérifications à l'ELU	242
VII.3.3-Vérification des contraintes à l'ELS.....	243
VII.4-Ferraillage du débord	244
VII.5-Ferraillage des nervures	245

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1- types d'aciers.....	9
Tableau II.1 -Valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse	16
Tableau II.2 - Valeur de la charge permanente de l'étage courant	17
Tableau II.3 - Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur).....	17
Tableau II.4 - Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)	17
Tableau II.5 - valeur de la charge de la dalle pleine (balcon).....	18
Tableau II.6 - récapitulatif de la descente de charge.....	22
Tableau III-3-1 - Les charges permanentes revenant au balcon	59
Tableau IV.1- vérification des critères de qualités	154
Tableau V-1 - La période et les masses participantes.....	161
Tableau V-2- Période choisie en fonction de la condition sur T	163
Tableau V-3-les valeurs du poids total de la structure	166
Tableau V-4-les forces horizontales dans le sens X-X.....	167
Tableau V-5- les forces horizontales dans le sens Y-Y.....	169
Tableau V-6- les forces verticales à la base.....	170
Tableau V-7- les forces verticales reprise par les poteaux	170
Tableau V-8-valeurs du coefficient de comportement R.....	171
Tableau V-9- Les valeurs des forces sismiques dans les deux sens X et Y	172
Tableau V-10-les valeurs de l'effort tranchant sur ETABS	173
Tableau V-11- Comparaison des résultats des forces sismiques suivant X et Y	173
Tableaux V-12- les déplacements sous l'action EX.....	175
Tableaux V-13- Déplacements absolu sous l'action EY	176
Tableau V-14-Les déplacements relatifs	176
Tableau V-15- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta	177
Tableau V-16-vérification de l'effet de torsion	181
Tableau VI-1- Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle	182
Tableau VI-2 -Récapitulatif des sections d'acier recommandées	183
Tableau VI-3-Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal.....	188

Tableau VI-4 - Les sections d'armatures longitudinales des poteaux.....	189
Tableau VI-5- Les valeurs de l'élançement géométrique λ_g	190
Tableau VI-6- L'Effort tranchant max à l'ELU et l'ELS	190
Tableau VI-7-Sections des armatures transversales	192
Tableau VI-8-Vérification au cisaillement	193
Tableau VI-9-vérification de la condition de non fragilité.....	194
Tableau VI-10 -Résultats de ferrailage des poteaux	195
Tableau VI-11- Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.....	199
Tableau VI-12-Détermination des armatures longitudinales des poutres principales	200
Tableau VI-13-Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires.....	200
Tableau VI-14 - l'état limite de compression du béton des poutres Principales.....	207
Tableau VI-15- l'état limite de compression du béton des poutres Secondaires	207
Tableau VI-16-Tableau des efforts normaux	209
Tableau VI-17 -Ferrailage de 1 ^{er} voile longitudinale	217
Tableau VI-18 - Ferrailage de 2 ^{eme} voile longitudinale	218
Tableau VI-19 - Ferrailage de 3 ^{eme} voile longitudinale	219
Tableau VI.20 : Ferrailage de 1 ^{er} voile transversale	220
Tableau VI.21 : Ferrailage de 2 ^{eme} voile transversale	221
Tableau VI-22-Ferrailage des voiles transversales avec ouvertures	222
Tableau VII-1-Semelles filantes sous voiles dans le sens longitudinal.....	229
Tableau VII-2- Semelles filantes sous voiles dans le sens transversal	229
Tableau VII-3- Résultante des charges pour les semelles sous poteaux	230
Tableau VII-4- Détermination du poids propre du radier.....	234
Tableau VII-5-Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier	242
Tableau VII-6- Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.....	244
Tableau VII-7-charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal.....	247
Tableau VII-8-charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal	248
Tableau VII-9-Les efforts internes dans les nervures.....	248
Tableau VII-10-Ferrailage des nervures à L'ELU	249

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 - Les éléments constituant un plancher	2
Figure I-2 - Dalle pleine	2
Figure I-3 - Composants d'un escalier	3
Figure I-4 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU	6
Figure I-5 - Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS	7
Figure I-6 - Diagramme contrainte-déformation de l'acier	8
Figure II-1 - Coupe d'un plancher	11
Figure II-2 - Dimensions de la poutre principale	13
Figure II-3- Dimensions de la poutre secondaire	13
Figure II-4 - Coupe de voile en élévation	14
Figure II-5 - Coupe de voile en plan	14
Figure II-6- Coupe verticale du plancher terrasse	16
Figure II-7 - Coupe verticale du plancher d'étage courant	16
Figure II-8 - Coupe verticale du mur double cloison	17
Figure II-9- surface d'influence du poteau le plus sollicité	18
Figure III-1-1-Treillis soudées de 15 x15 cm	39
Figure III-1-2-Diagramme des moments fléchissant	46
Figure III-1-3- diagramme des efforts tranchants	48
Figure III-2-1- coupe verticale de l'acrotère	51
Figure III-2-2- Schema statique de calcul de l'acrotère	52
Figure III-2-3- Plan de Ferrailage de l'acrotère	58
Figure III-3-1- Ferrailage du balcon	64
Figure III-4-1- schéma statique de la salle machine	65
Figure III-4-2 - Les moments dans les deux sens à l'ELU	67
Figure III-4-3 - Les moments dans les deux sens à l'ELS	71
Figure III-4-4 -Ferrailage de la dalle de la salle machine	73
Figure III -5-1- Terminologie de l'escalier	74
Figure III- 5-2 Diagramme des moments fléchissant (ELU	79

Figure III 5-3 Diagramme des moments fléchissant (ELS	85
Figure III-6-1- Schéma statique de la poutre.....	127
Figure III-6-2 -Plan de ferrailage de poutre palière	135
Figure III-7-1 -Schéma statique de la poutre de chaînage à l'E.L.U.....	137
Figure III-7-2- moments fléchissant et des efforts tranchant à l'E.L.U.....	137
Figure III-7-3- moments fléchissant et des efforts tranchant à l'E.L.S	140
Figure III-7-4 : Plan de ferrailage de la poutre de chaînage.....	142
Figure IV.1: l'icône d'ETABS	144
Figure IV-2-fenêtre de dialogue	145
Figure IV-3- choix de l'unité.....	145
Figure IV-4- la géométrie de base	146
Figure IV-5-les lignes de construction.....	147
Figure IV-6- définition des étages.....	148
Figure IV-7- l'interface e l'ETABS	148
Figure IV-8- définition des propriétés de matériaux.....	149
Figure IV-9-dimensionnement des poteaux.....	150
Figure IV-10- dimensionnement des poutres	150
Figure IV-11- dimensionnement des voiles.....	151
Figure IV-12- dimensionnement des dalles pleines	151
Figure IV-13- Vue en trois dimensions de la structure	152
Figure IV-14- définition des charges statiques (G et Q.....	153
Figure IV-15- définition du spectre de calcul	155
Figure IV-16- introduction du spectre dans ETABS.....	155
Figure IV-17- définition de la réponse séismique dans les deux directions.....	156
Figure IV-18- les combinaisons d'actions	157
Figure IV-19-encastrement des appuis.....	158
Figure IV-20- le diaphragme.....	158
Figure IV-21- définition des options d'analyse.....	159
Figure IV-22- lancement d'analyse.....	159
Figure V-4-Les options pour l'obtention du tableau des informations modales	161

Figure V-2 - Extraction du poids de la structure sur ETABS.....	166
Figure V-3-introduction d'un nouveau spectre.....	172
Figure V-4- Extraction du l'effort tranchant sur ETABS.....	173
Figure V-5 -Extraction des déplacements relatifs sur ETABS	175
Figure V-6-Déplacements absolu sous l'action EX	178
Figure V-7- Déplacements absolu sous l'action EY	178
Figure V-8-Déplacements absolu sous le poids	179
Figure V-9-Extraction des centres de rigidités et de masses relatifs sur ETABS	180
Figure VI-1 -zone nodale dans le poteau.....	183
Figure VI-2-Section de ferrailage	184
Figure VI-3 - Section partiellement comprimée (S.P.C.....	185
Figure VI-4-Schéma de Ferrailage des poutres simplement armée.....	198
Figure VI-5-Schéma de Ferrailage des poutres doublement armée	198
Figure VI-6-Délimitation de la zone nodale.....	205
Figure VI-7- Disposition des armatures verticales dans les voiles	212
Figure VII-1- Schéma statique de calcul du débord du radier.....	244
Figure VII-2- Schéma statique d'un panneau	245

Introduction générale

Dans le cadre de ce travail, faisant l'objet d'un mémoire de master professionnel, nous nous intéressons à l'étude d'un immeuble à usage d'habitation.

Le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un coût optimal.

Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables. Son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique.

L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base donc sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment (R+10), il regroupe à la fois commerces et logements d'habitations et il est contreventé par des voiles porteurs.

Nos trois premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite nous entamant l'étude dynamique dans le V chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles porteurs.

Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre VI et enfin le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VII.

I- 1- Introduction

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation, et nos calculs vérifiés aux règlements en vigueur de **RPA 99(version 2003)** et les règlements du béton aux états limites **CBA**.

I-2- Présentation de l'ouvrage

Notre étude va comporter sur une tour en (**R + 10**) à usage d'habitation et service implantée à **Tizi Ouzou** classée zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) selon le **RPA 99 modifié en 2003**, composé de :

- Un **RDC** ,**1^{er} étage** à usage commerciale.
- **2^{ème} étage** à usage bureau.
- **(08)** étages courants à usage d'habitation.

L'accès aux différents étages est assuré par la cage d'escalier et un ascenseur.

I-3- Caractéristiques géométriques du bâtiment

Hauteur total.....	35.02 m
Longueur total.....	25.00 m
Largeur total.....	17.55 m
Hauteur des étages courants.....	3.06 m
Hauteur du RDC.....	4.22 m
Hauteur de l'acrotère	0.55 m

I-4- Eléments de l'ouvrage

I-4-1- Ossature : L'ossature d'un bâtiment est mixte constituée de poteaux et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles en béton armé ayant pour objet d'assurer la stabilité et la rigidité du bâtiment.

I-4-2- Planchers : Les planchers sont des aires généralement planes, destinées à limiter les étages, à supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs.

I-4-2- 1- Plancher en corps creux

Porté par des poutrelles disposées parallèlement à la petite portée des travées (espacées de 65 cm) sur lesquelles on pose les corps creux (Hourdis).

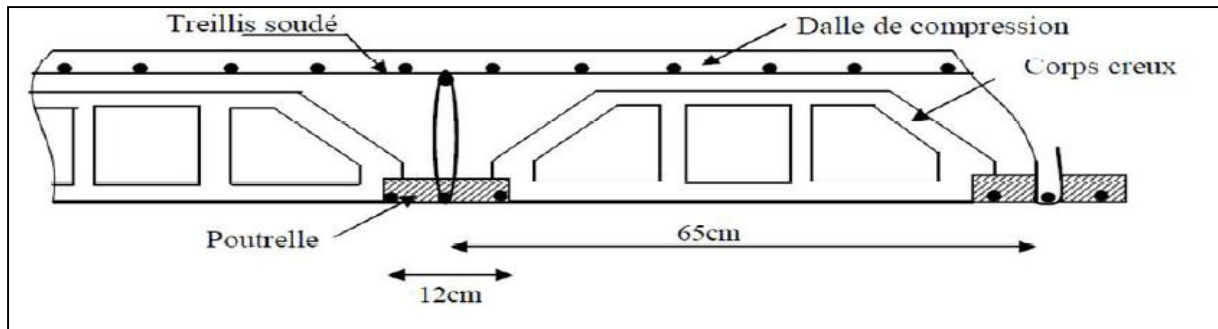


Figure I.1 : Les éléments constituant un plancher (étage courant)

I-4-2-2- Dalle pleine :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et de la salle machine.

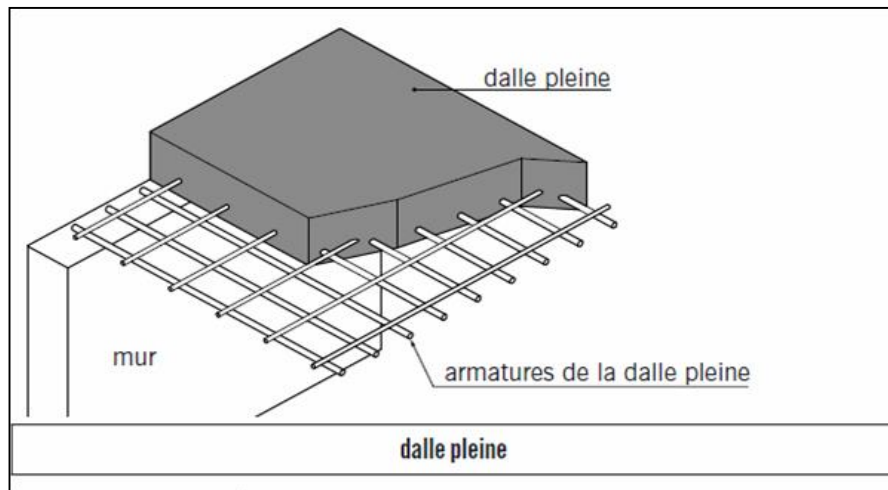


Figure I.2 : Dalle pleine

I-4-3- Maçonnerie

- ❖ **Les murs extérieurs** : seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5cm ($10+5+10=25$ cm).
- ❖ **Les murs de séparation intérieure** : seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur

I-4-4- Escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux, de caractéristiques géométriques suivantes :

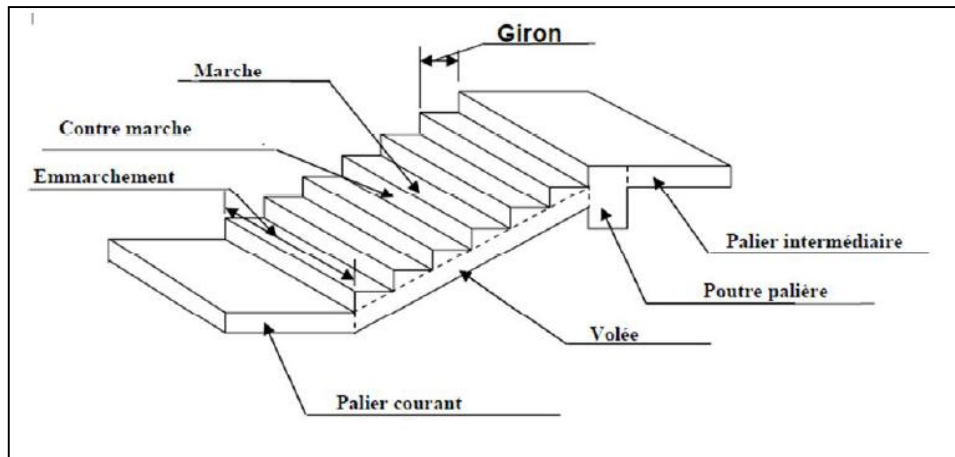


Figure I.3 : Composants d'un escalier

I-4-5-Revêtement

- Mur extérieur, sanitaire, cage d'escalier enduit ciment.
- Mur intérieure + plafond..... enduit plâtre.
- Salle d'eau+cuisine.....céramique.
- Locaux de service.....enduit en ciment lissé.
- Espace habitable.....dalle de sol+ seuil en marbre.

I-4-6- Système de coffrage

On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les poteaux.

I-5- Caractéristique mécanique des matériaux

Nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir le **Béton** et l'**Acier**, qui doivent reprendre au RPA 99 version 2003 ainsi que les règles du Béton armé aux états limites (BAEL 91 modifier 99).

I-5-1-Béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton.

Chapitre I Présentation de l'ouvrage

La composition du béton sera dotée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances. Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de **350 kg/m³** de ciment portland composé **325 (CPJ 325)**, destiné à offrir une protection efficace des armatures.

A titre indicatif, nous avons pour **1m³** de béton armé:

I-5-1-1- Granulats

Sable propre.....380 à 450cm³ ($D_g \leq 5\text{mm}$).

Gravier750 à 850 cm³ ($D_g \leq 25\text{mm}$)

Dosage de ciment CPJ 325.....300 à 400 kg.

Eau de gâchage150 à 200 l.

La réalité pratique conduit vers le rapport $\frac{\text{Eau}}{\text{Ciment}} \left(\frac{E}{C} \right) = 0.5$

I-5-1-2- Résistance caractéristique du béton

on peut définir deux types de résistances.

a) Résistance caractéristique à la compression

le béton est définie par la valeur de sa résistance mécanique à l'âge de **28 jours** noté **fc₂₈**,

Qu'on détermine après un essai de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées (**16x32**) et cela après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend **fc₂₈ = 25 MPa**.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge **≤ 28 jours**, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1- 11 BAEL 91).

$$f_{c_j} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c_{28}} \quad \text{pour} \quad f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{c_j} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c_{28}} \quad \text{pour} \quad f_{c_{28}} > 40 \text{ MPa.}$$

b) Résistance caractéristique à la traction

A l'âge « j » jours notés **ft_j** donnée par la formule suivante :

$$f_{t_j} = 0.6+0.06 f_{c_j} \quad \text{pour} \quad f_{c_j} \leq 60 \text{ MPa (Art / A.2.1, 12 BAEL 91)}$$

On prend **fc_j = 25 MPa**

$$f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06 \times (25) \qquad f_{t_{28}} = 2.1 \text{ MPa.}$$

I-5-1-3- Module de déformation longitudinale du béton

a) **Module d'élasticité instantanée** : sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet que le module de déformation longitudinale qu'on note « E_{ij} » est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa. (Art .2.1, 22 BAEL 91).}$$

Pour $j = 28$ jours $f_{c28} = 25$ MPa.

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

b) **Module d'élasticité différée**

On l'utilise pour les charges de longue durée (cas courant). La déformation différée du béton comprenant le **retrait** et le **fluage** ; on considère dans les calculs que les effets de ses deux phénomènes qui s'additionnent sans atténuation, noté E_{vj} , il est donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 22)}$$

Pour $j = 28$ jours $\rightarrow f_{c28} = 25$ MPa $\rightarrow E_{vj} = 10818.865$ MPa.

I-5-1- 4- Module de déformation transversale du béton

Il est noté « G », il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 3).}$$

Avec : $\rightarrow E$: module de Young.

$\rightarrow \nu$: Coefficient de poisson.

Coefficient de poisson (ν) (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3)

c'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{à ELU.} \\ \nu = 0 \rightarrow \text{à ELS.} \end{cases}$$

I-5-1- 5- Contraintes limites

elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

a) **Etat Limite Ultime (ELU)** : Correspond à la perte d'équilibre (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine.

La contrainte limite à la compression notée « f_{bu} » est par

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41}).$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{pour les situations courantes.} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations} \\ \text{accidentelles.} \end{cases}$

θ : Coefficient dépendant de durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

♣ $\theta = 1 \rightarrow t \geq 24 \text{ h.}$

♣ $\theta = 0.9 \rightarrow 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.}$

♣ $\theta = 0.85 \rightarrow t \leq 1 \text{ h.}$

t : Durée d'application de la combinaison d'action considérée, à j = 28 jours en situation courante on aura :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Le coefficient « 0.85 » en numérateur et θ en dénominateur à pour objet de tenir compte de la résistance du béton est une fonction décroissante de la durée d'application de la charge (à ELU, c'est un diagramme nom linéaire dit parabole – rectangle).

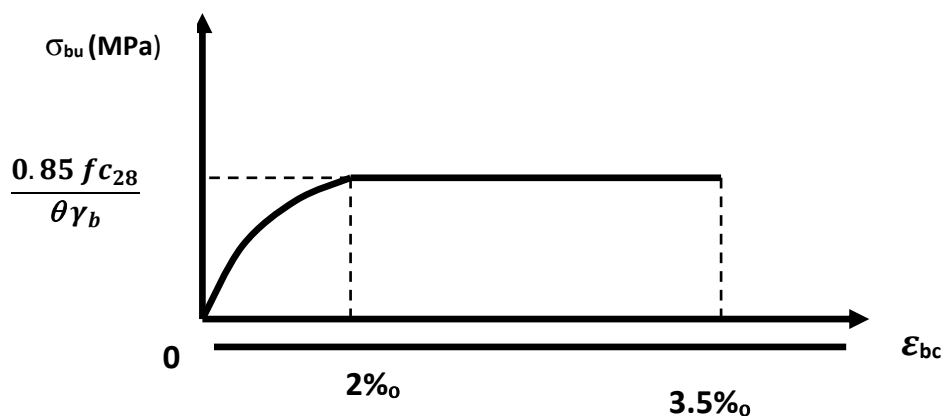


Fig. 1-4 - Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

b) **Contrainte de cisaillement (τ_u)** : elle est donnée par la formule suivante

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o \times d} \quad (\text{Art A.5.1.21 BAEL 91}).$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min\{0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min\{0.10f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$

c) Contrainte limite de service (ELS)

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de la durabilité.

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c_j} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.5, 2})$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à ELS.

A $j = 28$ jours ; $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

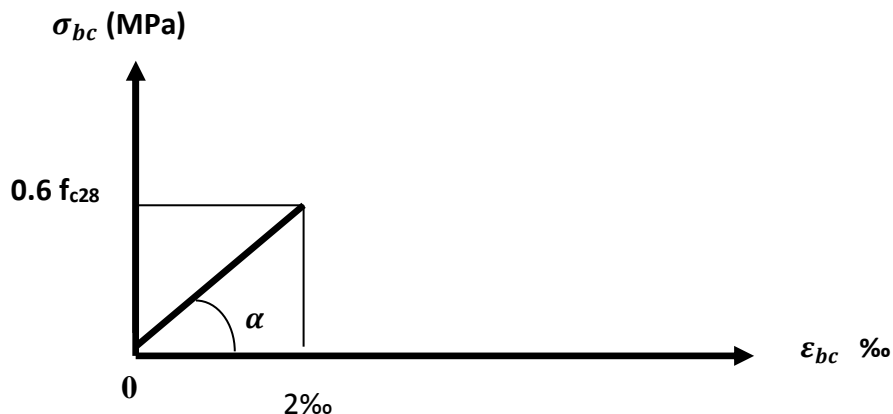


Fig.1-5 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

I-5-2- Aciers

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- ✓ **Les aciers à haute adhérence** : FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500(MPa).
- ✓ **Treillis soudé** : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type TS520.

I-5-2-1- Module de déformation longitudinale :

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale sera égale à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/ Art A.2.2, 1}).$$

I-5-2-2- Contrainte limite :

a) Contrainte limite ultime :

$$\sigma_{st} = f_{su} = f_e / \gamma_s \quad (\text{Art.4.3, 2, BAEL 91})$$

Avec : σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité $\rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{pour les situation accidentelles.} \end{cases}$

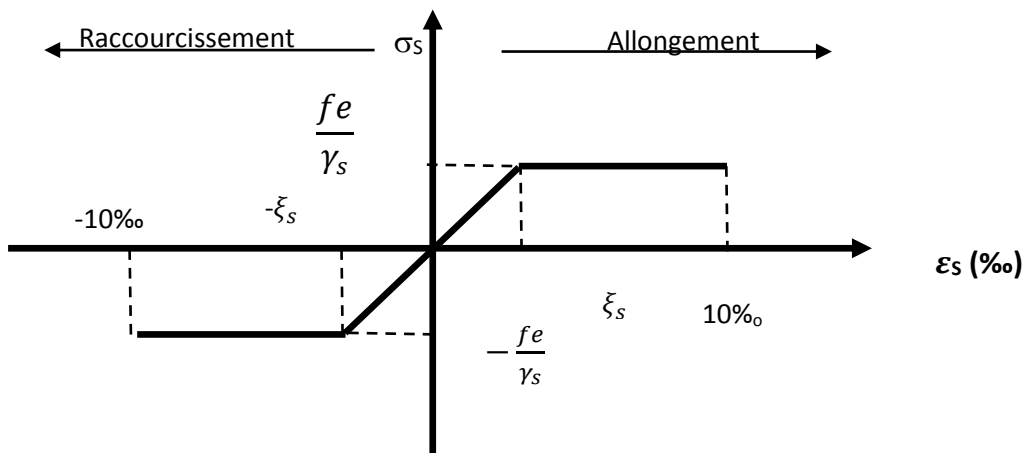


Fig1-6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Remarque :

Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Résistance à la rupture (MPa)	Allongement relatif à la rupture (%)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
HA	Haute Adhérence FeE 400	H A	400	480	14%	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé TL 520 ($\phi < 6$)	TS TL	550	550	8%	1.3	1

Tableau I.1: types d'aciers.

b) Contrainte limite de service :

Etat limite d'ouverture de fissuration : Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

- ❖ **Fissuration peu nuisible :** (BAEL 91/ Art A.4.5, 32), cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99/ A.4.5, 32})$$

- ❖ **Fissuration préjudiciable :** (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.4.5, 33)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ (MPa).}$$

η : coefficient de fissuration ; $\eta = 1.6$pour les HA si $\phi \geq 6$ mm.

$\eta = 1.3$pour les HA si $\phi \leq 6$ mm.

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Pour les HA 400 et HA 500}$$

- ❖ **Fissuration très préjudiciable** (BAEL91 modifiée 99/A.4.5, 34)

La fissuration est considéré comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 0,8 \{ 2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \} \}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 161.304 \text{ MPa}$$

I-5-2-3- Protection des aciers (BAEL 91 modifiée 99/A.7.2, 4)

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs ainsi qu'avoir un bétonnage correct, on doit veiller à ce que l'enrobage (**c**) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **c ≥ 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- **c ≥ 3cm** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- **c ≥ 2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- **c ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

Caractéristique du sol

La contrainte admissible du sol en cette structure à une profondeur de **1m** est égale à :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars.}$$

Dans notre structure on prend un enrobage : $C = 2 \text{ cm}$

Conclusion

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, on passe au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres principales et secondaires, les voiles et enfin les poteaux. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II.1- Les planchers

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils doivent être conçus de manière à :

- Transmettre les efforts aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs ;
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux ;
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Ils sont constitués de panneaux à corps creux associés et des poutrelles disposées suivant l'axe de la petite portée, son épaisseur est déterminée par la norme suivante :

[BAEL91 modifiées 99/ Art B.6.8.423]

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :

h_t : Epaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée libre dans le sens porteur considéré. (Sens des poutrelles)

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{375}{22,5} = 16,66 \text{ cm}$$

On prend $h_t = 20 \text{ cm}$

On optera pour un plancher de (16+4) cm et il sera valable pour tous les planchers.

-l'épaisseur du corps creux : 16cm

-l'épaisseur de la dalle de compression: 4cm

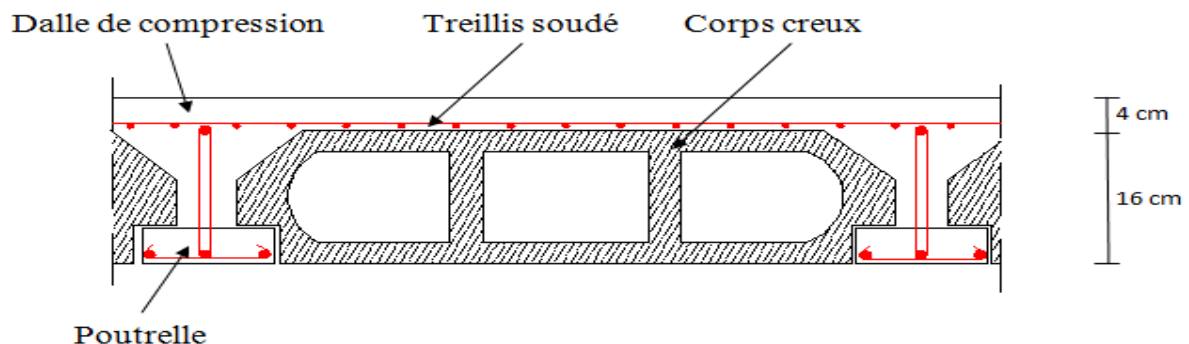


Fig. II.1 : Coupe d'un plancher

II.2- Poutres

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, elles sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, leurs dimensions sont données par les relations suivantes : (Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon RPA99/V2003)

- **h_t** : hauteur comprise entre $L/15 \leq h_t \leq L/10$.
- **b** : largeur comprise entre $0.4h_t \leq b \leq 0,7 h_t$.
 - Largeur : $b \geq 20$ cm
 - Hauteur : $h \geq 30$ cm
 - Rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$
 - $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$.

II.2.1- les Poutres principales (les poutres porteuses).

- **Hauteur de la poutre**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : h_t : hauteur totale de la poutre ;

L : portée maximale considérée entre nus d'appuis ;

Dans notre cas $L = 425 - 25 = 400$ cm

$$\text{Donc : } \frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \implies 26,66 \leq h_t \leq 40 \quad (\text{cm}).$$

On prendra comme hauteur h_t pour les poutres principales, et pour des raisons de sécurité h_t = 40 cm.

- **Largeur de la poutre** $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

$$\text{Donc : } 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad 16 \leq b \leq 28 \quad (\text{cm})$$

Et pour mesure de sécurité on prendra une largeur de 30 cm.

➤ Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1)

- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow$ condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t / b = 40 / 30 = 1.33 \leq 4 \quad \rightarrow$ condition vérifiée.

La section de la poutre principale (**b x h_t**) = **(30* 40) cm²**.

II.2.2- Les poutres secondaires

Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

- **Hauteur de la poutre** : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$

Avec $L = 400 - 25 = 375$ cm

$$\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10} \implies 25 \leq h_t \leq 37.5 \text{ (cm)}$$

On prend $h_t = 35$ cm

- **Largeur de la poutre** $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \implies 14 \leq b \leq 24.5 \text{ (cm)}$$

Soit $b = 30$ cm

➤ **Vérification des exigences** :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ → condition vérifiée.
- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ → condition vérifiée.
- $h_t / b = 1.16 \leq 4 \text{ cm}$ → condition vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

→ Poutres principales : **(30 * 40) cm²**.

→ Poutres secondaires : **(30 * 35) cm²**.

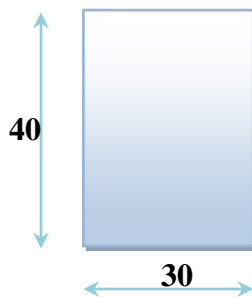


Fig. II.2 : Dimensions de la poutre principale

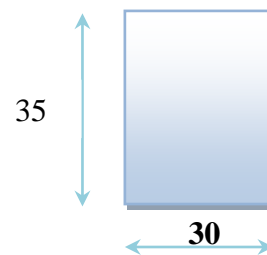


Fig. II.3: Dimensions de la poutre secondaire

II .3- Les voiles

II .3.1- Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 de RPA 99)

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

D'après le (RPA99 version 2003 article 7.7.1) : on considère les éléments satisfaisant la condition [$L \geq 4a$] comme des voiles.

Avec

L: Longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

II .3.2- L'épaisseur du voile

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (**he**) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.

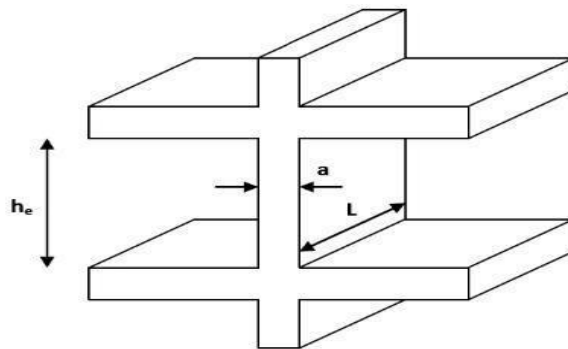


Fig. II.4 : Coupe de voile en élévation

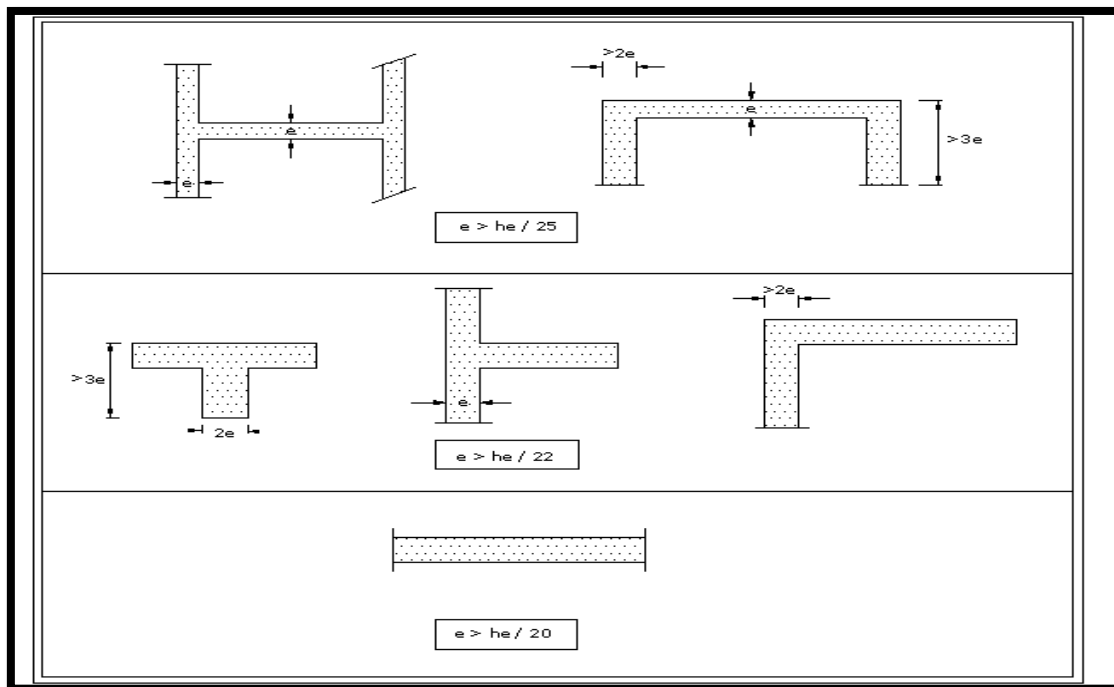


Fig. II.5 : Coupe de voile en plan

$$a \geq \frac{h_e}{20} \quad ; \quad \text{Avec :} \quad h_e = h - e_p \quad \text{et} \quad e_p : \text{ hauteur de la poutre principale.}$$

$$h_e = 422 - 40 = 382 \text{ cm.}$$

CAS 1: $a \geq h_e / 25 = 382 / 25 = 15.28 \text{ cm.}$

CAS 2: $a \geq h_e / 22 = 382 / 22 = 17.36 \text{ cm.}$

CAS 3: $a \geq h_e / 20 = 382 / 20 = 19.1 \text{ cm.}$

he: la hauteur libre max d'étage (**he = 422 cm**).

On prend : **ep = 20 cm.**

❖ Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1)

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} = 4 \times a \quad \Rightarrow \quad L_{\min} = 100 \geq 4 \times 20 = 80 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec : L_{\min} : la portée minimale d'un voile.

a : épaisseur du voile.

II.4 - Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en considérant un effort de compression simple N_s , en supposant que seul béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante : $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

N_s : effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

S : section transversale du poteau.

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL 91.

II.4.1 : Détermination des charges et surcharges

Pour déterminer les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q nous allons utiliser le DTR B.C.22

II.4.1.a : Charges permanentes G

a) Plancher terrasse (inaccessible) :

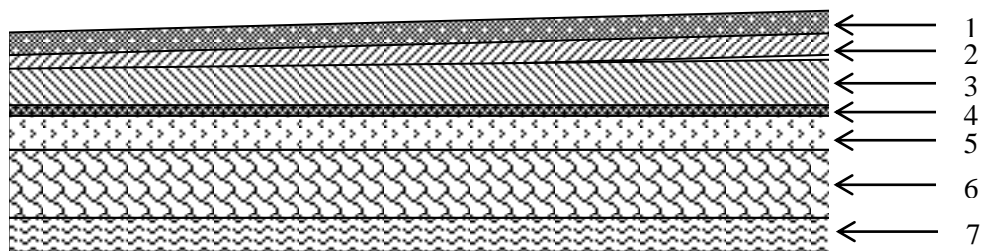


Fig. II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse

Tableau II.1 Valeur de la charge permanente G_t du plancher terrasse.

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Couche de gravillon	1.5	1.00
2. Etanchéité multicouche	5	0.12
3. Béton en forme de pente	7	1.55
4. Feuille de polyane	/	0.01
5. Isolation thermique en liège	5	0.16
6. Plancher à corps creux	(16+4)	2.80
7. Enduit sous plafond en plâtre	2	0.2
		$G_t = 5.84 \text{ KN/ m}^2$.

b) Plancher étage courant

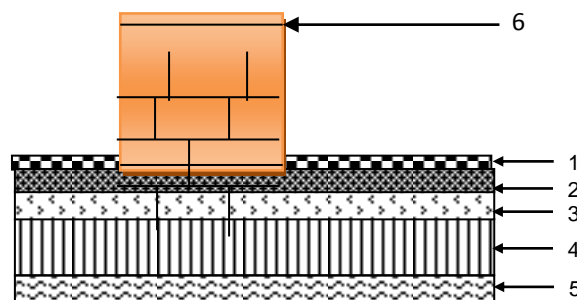


Fig. II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente de l'étage courant

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	0.40
2. Mortier de pose	3	0.54
3. Couche de sable	3	0.66
4. Dalle en corps creux	(16+4)	2.80
5. Enduit de plâtre	2	0.20
6. Cloison	10	0.90
		Gt = 5.50

c) **Maçonnerie :**

➤ **Mur extérieur**

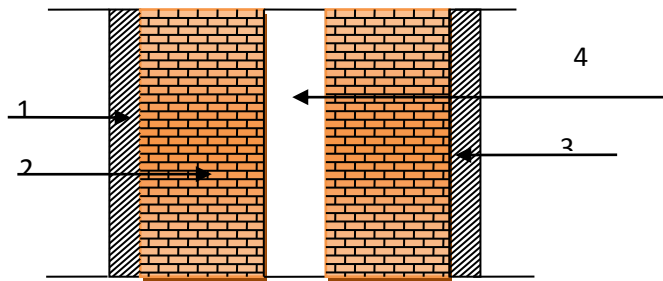


Figure II.8 : Coupe verticale du mur double cloison

Tableau II.3 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Mortier de ciment	2	0.36
2. Brique creuse	2x10	2x0.9 = 1.8
3. Enduit plâtre	2	0.20
4. lame d'air	5	/
		Gt = 2.36

➤ **Mur intérieur**

Tableau II.4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
enduit plâtre	2x2	2x0.2 = 0.4
Brique creuse	10	0.9
		Gt = 1.3

d) Dalle pleine (balcon)

Tableau II.5 : valeur de la charge de la dalle pleine (balcon).

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	0.44
2. Mortier de pose	2	0.44
3. Couche de sable	3	0.51
4. Dalle pleine en béton armé	15	3.75
5. Mortier de ciment	2	0.44
		Gt = 5.58

II.4.1.b- Les surcharge d'exploitation Q

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible → $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant à usage d'habitation → $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher à usage bureau et commercial → $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
- Balcons → $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$
- Acrotère → $Q = 1.00 \text{ KN/m}$
- Escalier → $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

II.4.2 -Descente de charge

II.4.2- 1- Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité

a) Surface d'influence

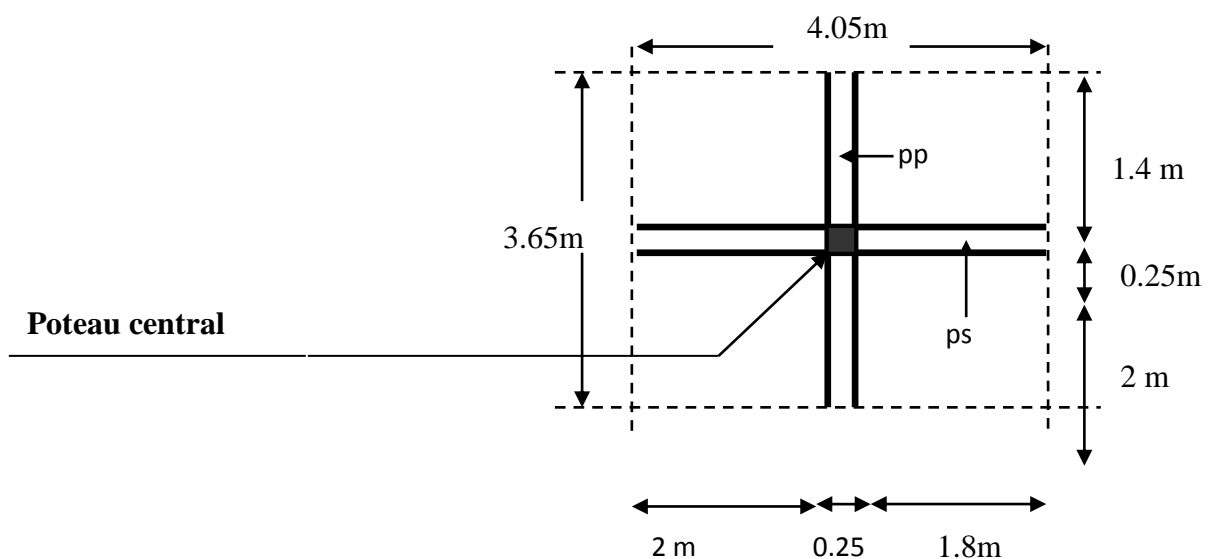


Fig. II.9: surface d'influence du poteau le plus sollicité

- Section nette :

$$S_n = (2+1.8) \times (1.4+2)$$

$$S_n = 12.92 \text{ m}^2$$

- Section brute :

$$S_b = 4.05 \times 3.65$$

$$S_b = 14.7825 \text{ m}^2.$$

a. **Charge permanente revenant à chaque plancher**

- Plancher terrasse : $G_t = 5.84 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher étage courant : $G_t = 5.50 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher RDC : $G_t = 5.50 \text{ KN/m}^2$.

b. **Poids revenant à chaque plancher**

Poids du plancher $P = G \times S$.

- **Plancher terrasse**

$$P = 5.84 \times 14.7825 = 86.3282 \text{ KN}.$$

- **Plancher étage**

$$P = 5.50 \times 12.92 = 71.06 \text{ KN}.$$

c. **Poids propre revenant à chaque poutre** $(b \times h) L \times \rho$

- **Poutres principales**

$$P = (0.30 \times 0.40) \times 25 \times 3.65 = 10.95 \text{ KN}.$$

- **Poutres secondaires**

$$P = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 4.05 = 10.63 \text{ KN}.$$

D'où le poids totale :

$$P = 10.95 + 10.63$$

Ce qui donne : **$P = 21.58 \text{ KN}$** .

d. **Surcharge d'exploitation**

- Plancher terrasse $Q_0 = 1.00 \times 14.7825 = 14.7825 \text{ KN}$.
- Plancher étage courant $Q_1, Q_2, Q_3 = \dots = Q_7 = 1.50 \times 12.92 = 19.38 \text{ KN}$.
- Plancher RDC, 1^{er} étage, 2^{eme} étage: $Q_8 = 2.5 \times 12.92 = 32.3 \text{ KN}$.

e. Poids propre des poteaux

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- Poids de poteaux d'étage courant $G = 0.30 \times 0.30 \times 2.86 \times 25 = 6.435 \text{ KN.}$
- Poids de poteau du RDC $G = 0.30 \times 0.30 \times 4.22 \times 25 = 9.495 \text{ KN.}$

II.4.2.2 - Loi de dégression de charge

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad ; \text{ Pour } n \geq 5.$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

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

$$\Sigma_0 = Q_0$$

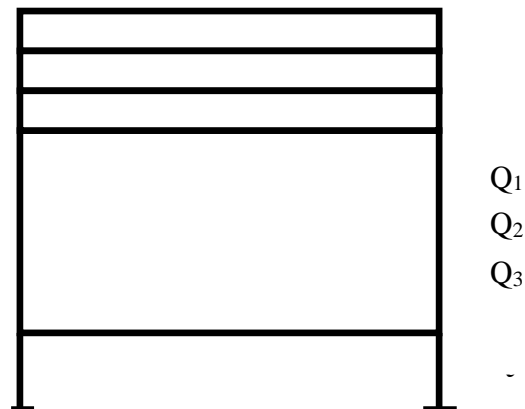
$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1+Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \left[\frac{3+n}{2n} \right] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i$$

$$n \geq 5$$



II.4.2.3 - Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.67	0.65

Les surcharges cumulées

Niveau 10 : $Q_0=14.783 \text{ KN}$.

Niveau 09 : $Q_1=Q_0+Q_1= 34.163\text{KN}$.

Niveau 08 : $Q_2=Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)= 51.605 \text{ KN}$.

Niveau 07 : $Q_3= Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)= 67.109 \text{ KN}$.

Niveau 06 : $Q_4= Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 80.675\text{KN}$.

Niveau 05 : $Q_5= Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 92.303 \text{ KN}$.

Niveau 04 : $Q_6= Q_0+0.75 (Q_1 +Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 101.993 \text{ KN}$.

Niveau 03 : $Q_7= Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 111.102\text{KN}$.

Niveau 02 : $Q_8= Q_0+0.69 (7Q_1+Q_8)= 13.14+0.69 (7 \times 17.085+28.475)=130.675 \text{ KN}$.

Niveau 1 : $Q_9= Q_0+0.67 (7Q_1+2Q_8)=13.14+0.67 (7 \times 17.085+2 \times 28.475)= 148.957 \text{ KN}$.

Niveau RDC: $Q_{\text{RDC}}=Q_0+0.65 (7Q_1+3Q_8) = 13.14+0.65 (7 \times 17.085+3 \times 28.475)=165.947 \text{ KN}$.

La loi de dégression des charges dans les bâtiments à plusieurs étages, ne donne pas un dimensionnement suffisant pour les sections des poteaux, et vue la hauteur de notre ouvrage et aussi l'effet du séisme, il est préférable d'augmenter la section des poteaux, en respectant les conditions de **RPA99 (version 2003)** suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{en zone IIa.} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

NIVEAUX	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planches	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulé	Q _i	Q _{cum}		Section trouvée $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
10	86.328	21.58	/	107.90	107.908	14.78	14.783	122.691	81.794	35x35
9	71.060	21.58	6.435	99.075	206.983	19.38	34.163	241.146	160.764	35x35
8	71.060	21.58	6.435	99.075	306.058	19.38	51.605	357.663	238.442	35x35
7	71.060	21.58	6.435	99.075	405.133	19.38	67.109	472.242	314.828	40x40
6	71.060	21.58	6.435	99.075	504.208	19.38	80.675	584.883	389.922	40x40
5	71.060	21.58	6.435	99.075	603.283	19.38	92.303	695.586	463.724	40x40
4	71.060	21.58	6.435	99.075	702.358	19.38	101.99	804.351	536.234	40x40
3	71.060	21.58	6.435	99.075	801.433	19.38	111.10	912.535	608.356	45x45
2	71.060	21.58	6.435	99.075	900.508	32.3	130.67	1031.18	687.455	45x45
1	71.060	21.58	6.435	99.075	999.583	32.3	148.95	1148.54	765.693	45x45
RDC	71.060	21.58	9.495	102.13	1101.71	32.3	165.94	1267.66	845.11	45x45

Tableau II.6 : récapitulatif de la descente de charge

Vérification relative aux coffrages

D'après l'article 7.4.1 du RPA 99 version 2003 on doit vérifier les conditions suivantes:

$$\left. \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq h_e/20 \\ 0.25 \leq b/h \leq 4 \end{array} \right\} \text{En zone II}_a \quad (\text{Art 7.4.1.RPA99/2003})$$

Avec :

b et h : dimensions des poteaux

h_e : est la hauteur libre du poteau.

a) Poteaux du RDC (45×45)

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 422 \text{ cm} \rightarrow \frac{h_e}{20} = 21.1 \text{ cm} .$$

$$\rightarrow \text{Min} (b; h) = 45 \text{ cm} > 21.1 \text{ cm}.$$

$$0.25 \leq \left(\frac{b}{h} \right) = \frac{45}{45} = 1 \leq 4$$

b) Poteaux d'étage 1, 2 et 3 (45×45)

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 286 \text{ cm} \rightarrow \frac{h_e}{20} = 14.3 \text{ cm}.$$

$$\rightarrow \text{Min} (b; h) = 45 \text{ cm} > 14.3 \text{ cm}.$$

$$0.25 \leq \left(\frac{b}{h} \right) = \frac{45}{45} = 1 \leq 4$$

c) Poteaux du 4ème au 7ème étage (40×40)

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 286 \text{ cm} \rightarrow \frac{h_e}{20} = 14.3 \text{ cm}.$$

$$\rightarrow \text{Min} (b, h) = 40 \text{ cm} > 14.3 \text{ cm}.$$

$$0.25 \leq \left(\frac{b}{h} \right) = \frac{40}{40} = 1 \leq 4$$

d) Poteaux du 8ème au 10ème étage (35×35)

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 286 \text{ cm} \rightarrow \frac{h_e}{20} = 14.3 \text{ cm}.$$

$$\rightarrow \text{Min} (b; h) = 35 \text{ cm} > 14,3 \text{ cm}.$$

$$0.25 \leq \left(\frac{b}{h} \right) = \frac{35}{35} = 1 \leq 4$$

Conclusion

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

Vérification au flambement

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de

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

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

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

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 l_0$).

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : Moment d'inertie du poteau : $I = b^4/12$

B : section transversal du poteau ($B = b^2$)

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7l_0}{b} \Rightarrow \lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{l_0}{b} \quad \lambda = 2.42 \frac{l_0}{b}$$

→ Poteau (35 x 35)..... $\lambda = 2.42 \times 2.86 / 0.35 = 19.77 < 50$

→ Poteau (40 x40)..... $\lambda = 2.42 \times 2.86 / 0.40 = 17.30 < 50$

→ Poteau (45 x 45)..... $\lambda = 2.42 \times 2.86 / 0.45 = 15.38 < 50$

→ Poteau RDC (45 x 45)..... $\lambda = 2.42 \times 4.22 / 0.45 = 22.69 < 50$

Conclusion :

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement.

III-1- Calcul des plancher

Introduction

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposées dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

On fera l'étude pour les deux types de planchers (plancher à usage bureau, à usage d'habitation)

Plancher en corps creux

III-1-1- Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au *BAEL 91 (art B.6.8.423)*.

33 cm pour les barres //aux poutrelles.

20 cm pour les barres \perp aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

III-1-1-1- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec : **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

$$\underline{D'où} A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm

III-1-1-2- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm.

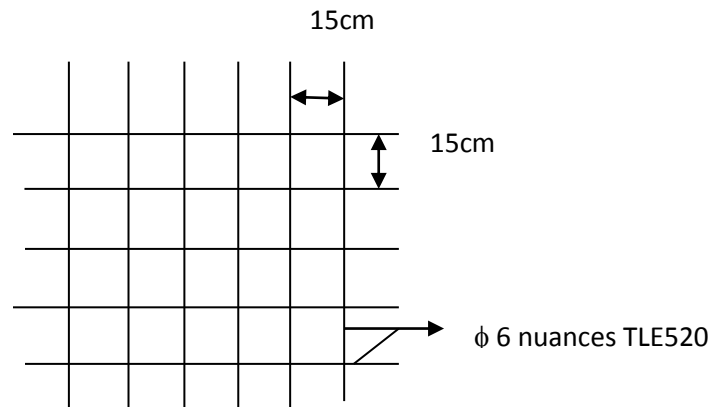


Fig III-1.1. Treillis soudées de 15 x15 cm

Conclusion : On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions (6x6x150x150).

III-1-2 –Calcul de la poutrelle

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

III-1-2-1- Disposition des poutrelles : La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

III-1-2-1-a- Critère de la petite portée

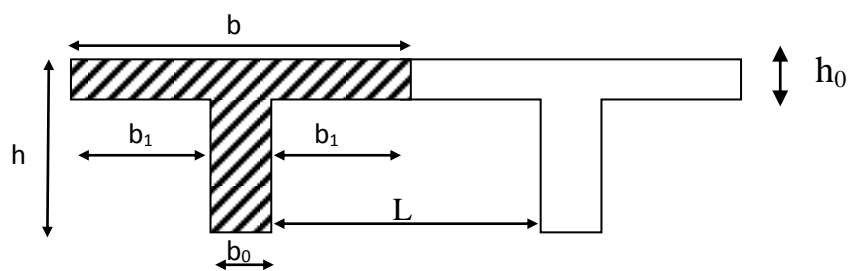
Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

III-1-2-1-b- Critère de la continuité

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles **BAEL91** préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$



Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ;

l₁ : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 3.75$ m (la travée la plus sollicitée) ;

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

b₀ : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;

h₀ : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm) ;

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités .elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à 0.95 KN / m^2 et la surcharge de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$ KN / ml

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62$ KN / ml

Avec : $l = 65$ cm ; largeur de l'hourdis

$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74$ KN/ml

Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1$ KN/ml.

III-1-3- Calcul à L'ELU :

III-1-3-1- Combinaison de charges

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(0.74) + 1.50(1) = 2.5$$
 KN/ml

III-1-3-2- Calcul du moment en travée

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.75)^2}{8} = 4.394$$
 KN.ml

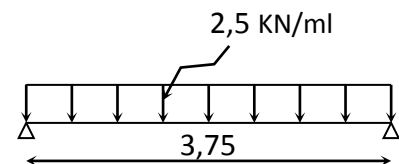
III-1-3-3- Calcul de l'effort tranchant

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.75}{2} = 4.687$$
 KN

III-1-3-4- Calcul de la section d'armature

Soit l'enrobage $c = 2$ cm

La hauteur $d = h - c = 4 - 2 = 2$ cm



$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.394 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 6.445 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

Conclusion :

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (Asc = 0) ne soient pas nécessaires.

2^{ème} étapes : Après coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encadrée partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

- Poids propre du plancher : $G = 5,50 \times 0.65 = 3,575 \text{ KN / ml}$

- Poids propre du plancher dernier étage : $G = 5.84 \times 0.65 = 3.796 \text{ KN / ml}$

- Surcharge d'exploitation : usage d'habitation : $Q = 1,5 \times 0.65 = 0,98 \text{ KN / ml}$

Usage de commerce et bureau : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN / ml}$

Dernier étage : $Q = 1 \times 0.65 = 0,65 \text{ KN / ml}$

III -1- 4-1- Choix de la méthode

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire ;
- ✓ Méthode de Caquot ;
- ✓ Méthode des trois moments ;

III -1- 4-2-Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

1°/La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m².

$$Q = 2.5 \text{ (commercial)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\} = 11 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$Q = 1.5 \text{ (habitation)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\} = 11 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

2°/Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
 \Rightarrow la condition est vérifiée.

3°/Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25** :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$
$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{400}{360} = 1.11 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{360}{310} = 1.16 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{310}{360} = 0.86 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{360}{400} = 0.9 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4°/La fissuration est considérée comme non préjudiciable

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

III -1- 4-3 Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

III -1- 4-4-Combinaison d'action

I^{em}type : (usage d'habitation) :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 3,575 + 1.5 \times 0,98 = 6,296 \text{ KN / ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q$$

$$q_s = G + Q = 3,575 + 0,98 = 4,555 \text{ KN/ml}$$

2^{em} type (usage commercial et bureau) :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 3,575 + 1.5 \times 1.625 = 7.263 \text{ KN / ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q$$

$$q_s = 3,575 + 1.625 = 5.2 \text{ KN/ml}$$

3^{em} type (dernier étage) :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 3.796 + 1.5 \times 0,65 = 6.099 \text{ KN / ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q$$

$$q_s = 3.796 + 0,65 = 4.446 \text{ KN/ml}$$

III -1- 4-5-Schéma statique des poutrelles $q_u = 7.263 \text{ KN / ml}$

✓ Poutre continue a cinq travées :

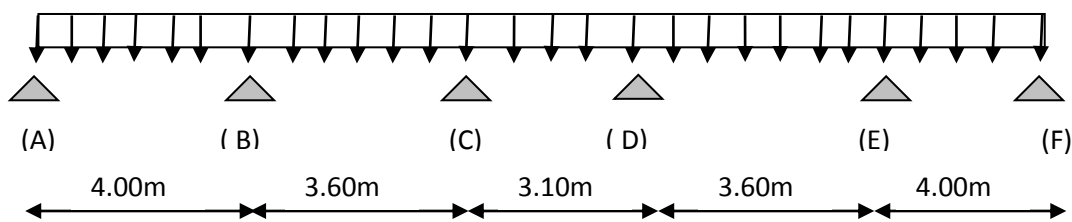


Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

✓ Poutre continue à sept travées :

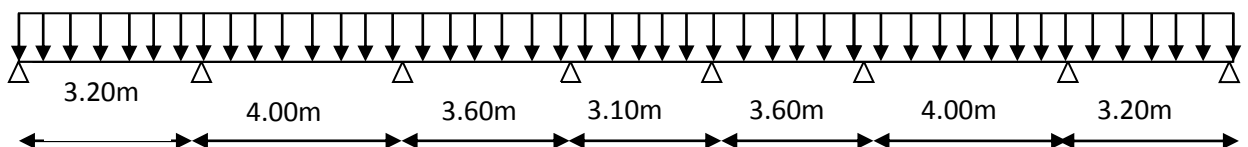


Schéma statique de la poutre continue reposant sur huit appuis

III -1- 4-6-Calcul des rapports des charges : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ avec $0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$

$$\alpha = \frac{1.625}{3.575 + 1.625} = 0.3125 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.3125	1.0937	0.5469	0.6469

III -1- 4-7- Calcul des moments isostatique Poutre continue a cinq travées

➤ **En travée :**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8}$$

Travée	A -B	B-C	C-D	D -E	E -F
L(m)	4.00	3.60	3.10	3.60	4.00
M ₀	14.526	11.766	8.725	11.766	14.526

➤ **En appuis :**

$$M_{appui} = \beta M_0^{max}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.4	0.5	0.3
M _{appui}	4.358	7.263	4.706	4.706	7.263	4.358

III -1- 4-8-Calcul des moments en travées

➤ **Travée de rive A – B**

$$\diamond M_{IAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \text{ et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{IAB} \geq 1.0937 \times 14.526 - \frac{4.358 + 7.263}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 10.077 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \quad M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0.6469 \times 14.526 = 9.397 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 10.077 \text{ KN.m}$

➤ **Travée intermédiaire B - C**

$$\diamond \quad M_{tBC} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tBC} \geq 1.0937 \times 11.760 - \frac{7.263 + 4.706}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 6.877 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \quad M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} = 0.5469 \times 11.760 = 6.432 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tBC} = 6.877 \text{ KN.m}$

➤ **Travée intermédiaire C - D**

$$\diamond \quad M_{tCD} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tCD} \geq 1.0937 \times 8.725 - \frac{4.706 + 4.706}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 4.836 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \quad M_{tCD} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} = 0.5469 \times 8.725 = 4.772 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tCD} = 4.836 \text{ KN.m}$

➤ **Travée intermédiaire D - E**

$$\diamond \quad M_{tDE} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tDE} \geq 1.0937 \times 11.760 - \frac{4.706 + 7.263}{2}$$

$$M_{tDE} \geq 6.877 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \quad M_{tDE} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{04} = 0.5469 \times 11.760 = 6.432 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tDE} = 6.877 \text{ KN.m}$

➤ Travée de rive E - F

◆ $M_{tEF} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2}$ et $(1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$

$$M_{tEF} \geq 1.0937 \times 14.526 - \frac{7.263 + 4.358}{2}$$

$M_{tEF} \geq 10.077 \text{ KN} \cdot \text{m}$

◆ $M_{tEF} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{05} = 0.6469 \times 14.526 = 9.396 \text{ KN} \cdot \text{M}$

On prend : $M_{tEF} = 10.077 \text{ KN} \cdot \text{m}$

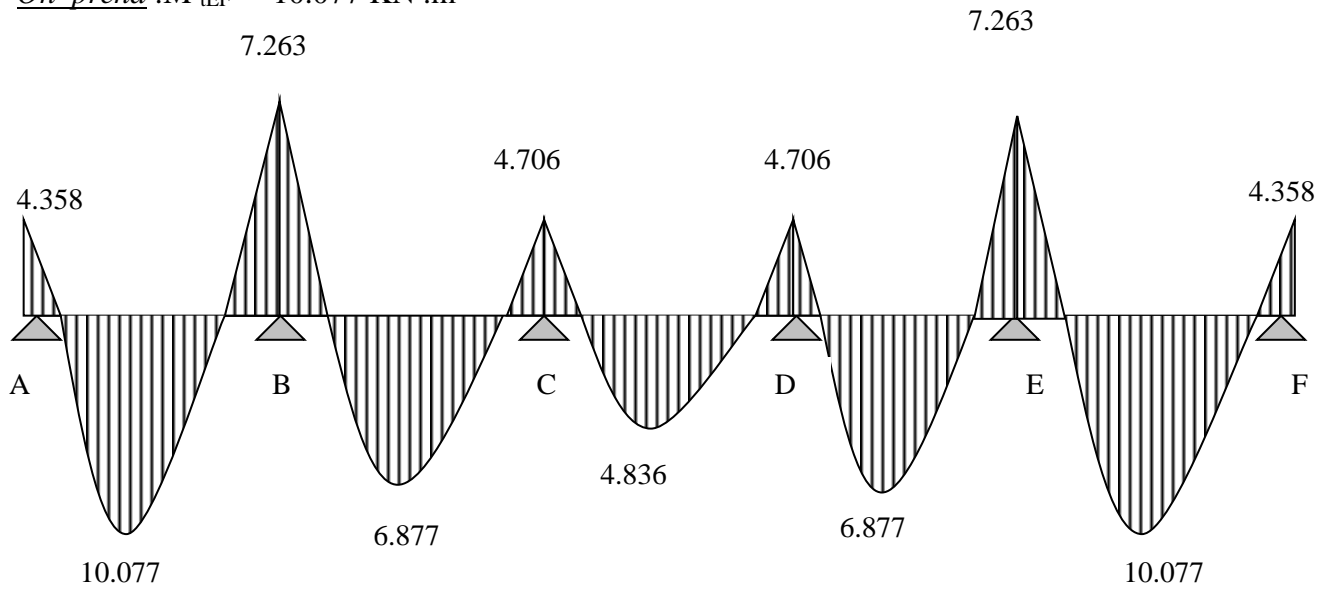


Fig.III.1.2. Diagramme des moments fléchissant

III -1- 4-9 Calcul de l'effort tranchant

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

➤ La travée A - B

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = \frac{7.263 \times 4.00}{2} + \frac{(-7.263) - (-4.358)}{4.00} = 13.799 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{7.263 \times 4.00}{2} + \frac{(-7.263) - (-4.358)}{4.00} = -15.252 \text{ KN}$$

➤ **La travée B-C**

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_B = \frac{7.263 \times 3.60}{2} + \frac{(-4.706) - (-7.263)}{3.60} = 13.784 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{7.263 \times 3.60}{2} + \frac{(-4.706) - (-7.263)}{3.600} = -12.363 \text{ KN}$$

➤ **La travée C-D**

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = \frac{7.263 \times 3.10}{2} + \frac{(-4.706) - (-4.706)}{3.60} = 11.258 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -\frac{7.263 \times 3.10}{2} + \frac{(-4.706) - (-4.706)}{3.10} = -11.258 \text{ KN}$$

➤ **La travée D-E**

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_D = \frac{7.263 \times 3.60}{2} + \frac{(-7.263) - (-4.706)}{3.60} = 12.363 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_E = V_E = -\frac{7.263 \times 3.60}{2} + \frac{(-7.263) - (-4.706)}{3.60} = -13.784 \text{ KN}$$

➤ La travée E-F

$$V_E = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_E = \frac{7.263 \times 4.00}{2} + \frac{(-4.358) - (-7.263)}{4.00} = 15.252 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_F = V_F = -\frac{7.263 \times 4.00}{2} + \frac{(-4.358) - (-7.263)}{4.00} = -13.799 \text{ KN}$$

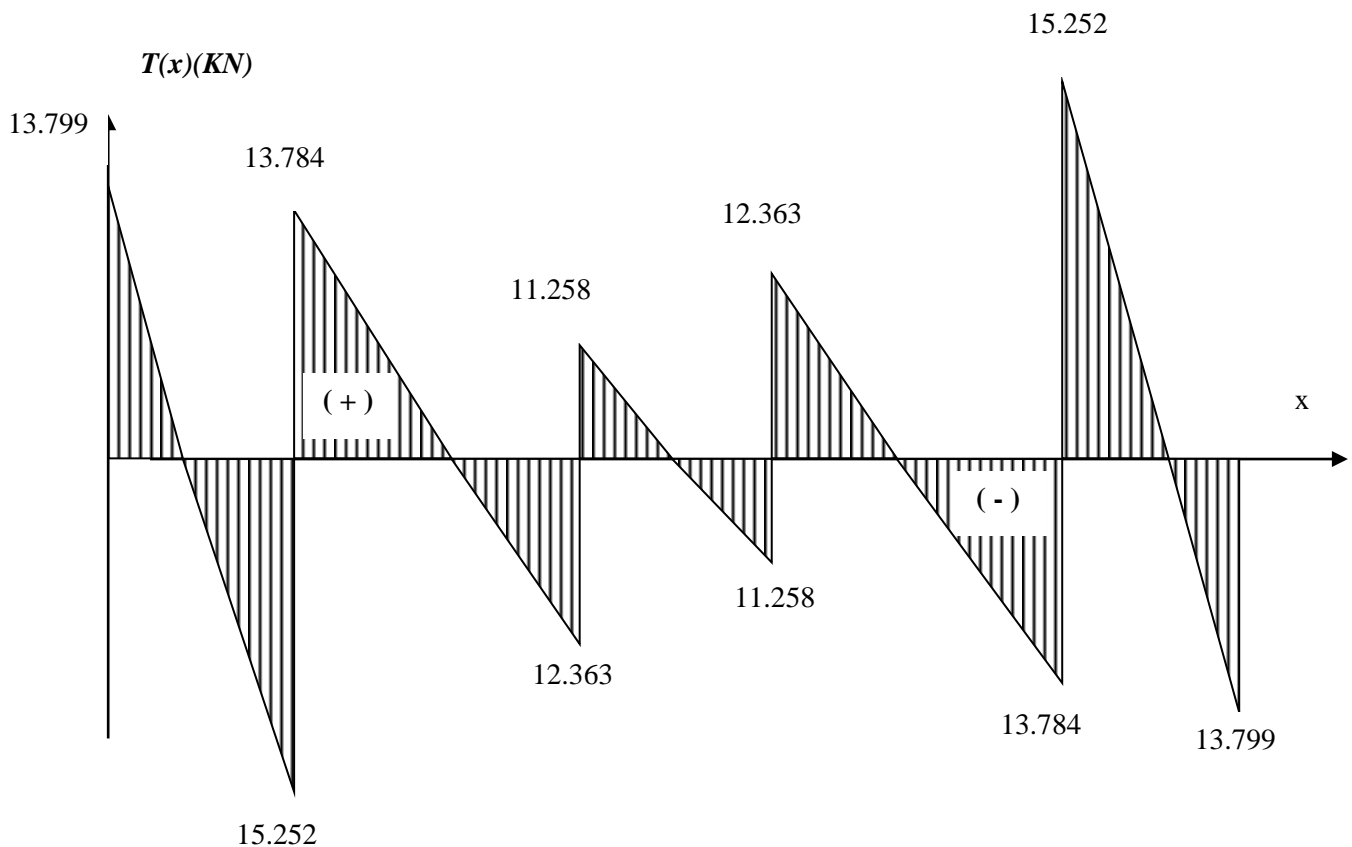


Fig.III.1.3.. diagramme des efforts tranchants

III -1- 5- Calcul des moments isostatique Poutre continue a sept travées

➤ En travée :

$$M_0 = \frac{q_u J_2^2}{8}$$

Travée	A -B	B-C	C-D	D -E	E -F	F-G	G-H
L(m)	3.20	4.00	3.60	3.10	3.60	4.00	3.20
M ₀	9.297	14.526	11.766	8.725	11.766	14.526	9.297

➤ En appuis :

$$M_{appui} = \beta M_0^{max}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.5	0.3
M _{appui}	2.789	7.264	5.810	4.706	4.706	5.810	7.264	2.789

III -1- 5-1-Calcul des moments en travées

➤ Travée de rive A - B

$$\diamond M_{iAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \text{ et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iAB} \geq 1.0937 \times 9.297 - \frac{2.789 + 7.264}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 5.142 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\diamond M_{iAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0.6469 \times 9.297 = 6.014 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

On prend : $M_{tAB} = 6.014 \text{ KN} \cdot \text{m}$

➤ Travée intermédiaire B - C

$$\diamond M_{iBC} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \text{ et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iBC} \geq 1.0937 \times 14.526 - \frac{7.264 + 5.810}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 9.350 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\diamond M_{iBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} = 0.5469 \times 14.526 = 7.944 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_{tBC} = 9.350 \text{ KN} \cdot \text{m}$

➤ Travée intermédiaire C- D

$$\diamond M_{iCD} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \text{ et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iCD} \geq 1.0937 \times 11.766 - \frac{5.810 + 4.706}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 7.610 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_{iCD} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} = 0.5469 \times 11.766 = 6.435 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{tCD} = 7.610 \text{ KN. m}$

➤ **Travée intermédiaire D - E**

$$\diamond M_{iDE} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iDE} \geq 1.0937 \times 8.725 - \frac{4.706 + 4.706}{2}$$

$$M_{tDE} \geq 4.836 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_{iDE} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{04} = 0.5469 \times 8.725 = 4.772 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{tDE} = 4.836 \text{ KN. m}$

➤ **Travée de rive E - F**

$$\diamond M_{iEF} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iEF} \geq 1.0937 \times 11.766 - \frac{4.706 + 5.810}{2}$$

$$M_{tEF} \geq 7.610 \text{ KN. m}$$

$$\diamond M_{iEF} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{05} = 0.5469 \times 11.766 = 6.434 \text{ KN. M}$$

On prend : $M_{tEF} = 7.610 \text{ KN. m}$

➤ **Travée de rive F-G**

$$\diamond M_{iFG} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{06} - \frac{M_F + M_G}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iFG} \geq 1.0937 \times 14.526 - \frac{5.810 + 7.264}{2}$$

$$M_{tFG} \geq 9.350 \text{ KN. m}$$

$$\diamond M_{iFG} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{06} = 0.5469 \times 14.526 = 7.944 \text{ KN. M}$$

On prend : $M_{tFG} = 9.350 \text{ KN} \cdot \text{m}$

➤ **Travée de rive G-H**

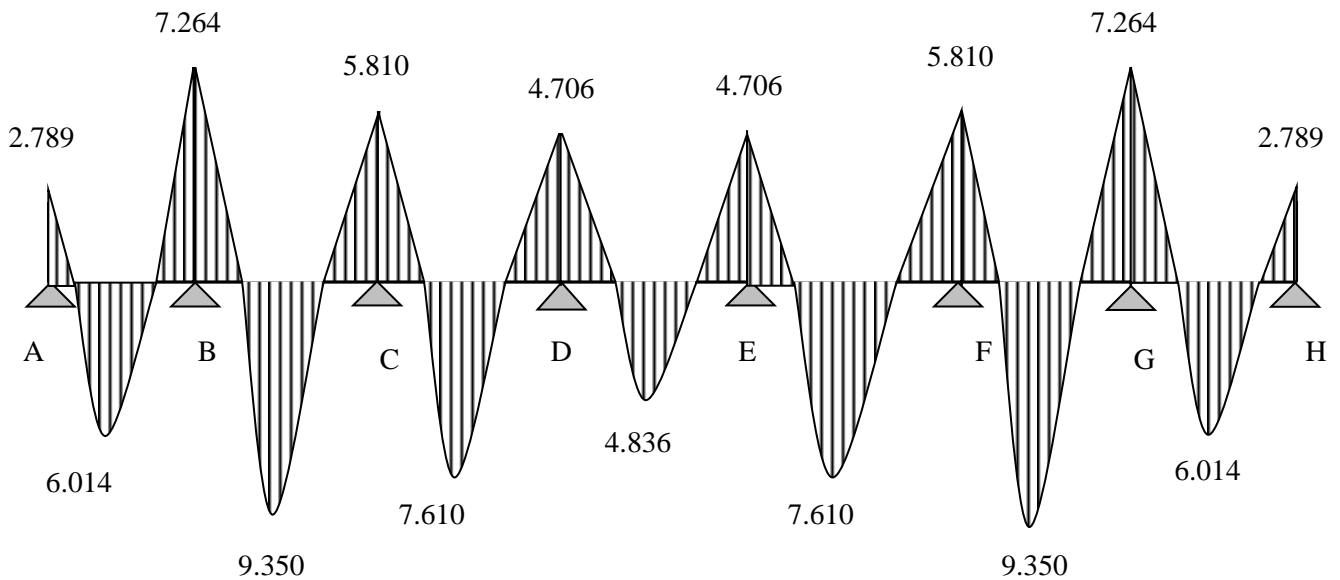
◆ $M_{tGH} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{07} - \frac{M_G + M_H}{2}$ et $(1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$

$$M_{tGH} \geq 1.0937 \times 9.297 - \frac{7.264 + 2.789}{2}$$

$M_{tGH} \geq 5.142 \text{ KN} \cdot \text{m}$

◆ $M_{tGH} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{07} = 0.6469 \times 9.297 = 6.014 \text{ KN} \cdot \text{m}$

On prend : $M_{tGH} = 6.014 \text{ KN} \cdot \text{m}$



FigIII.1.4. Diagramme des moments fléchissant

III -1- 5-2 Calcul de l'effort tranchant

➤ **La travée A - B**

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = \frac{7.263 \times 3.20}{2} + \frac{(-7.264) - (-2.789)}{3.20} = 10.222 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{7.263 \times 3.20}{2} + \frac{(-7.264) - (-2.789)}{3.20} = -13.019 \text{KN}$$

➤ La travée B-C

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_B = \frac{7.263 \times 4.00}{2} + \frac{(-5.810) - (-7.264)}{4.00} = 14.889 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{7.263 \times 4.00}{2} + \frac{(-5.810) - (-7.264)}{4.00} = -14.162 \text{KN}$$

➤ La travée C-D

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = \frac{7.263 \times 3.60}{2} + \frac{(-4.706) - (-5.810)}{3.60} = 13.380 \text{KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -\frac{7.263 \times 3.60}{2} + \frac{(-4.706) - (-5.810)}{3.60} = -12.767 \text{KN}$$

➤ La travée D-E

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_D = \frac{7.263 \times 3.10}{2} + \frac{(-4.706) - (-4.706)}{3.10} = 11.258 \text{KN}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_E = V_E = -\frac{7.263 \times 3.10}{2} + \frac{(-4.706) - (-4.706)}{3.10} = -11.258 \text{KN}$$

➤ La travée E-F

$$V_E = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_E = \frac{7.263 \times 3.60}{2} + \frac{(-5.810) - (-4.706)}{3.60} = 12.767 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}}$$

$$V_F = -\frac{7.263 \times 3.60}{2} + \frac{(-5.810) - (-4.706)}{3.60} = -13.380 \text{ KN}$$

➤ La travée F-G

$$V_F = \frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$V_F = \frac{7.263 \times 4.00}{2} + \frac{(-7.264) - (-5.810)}{4.00} = 14.162 \text{ KN}$$

$$V_G = -\frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}}$$

$$V_G = -\frac{7.263 \times 4.00}{2} + \frac{(-7.264) - (-5.810)}{4.00} = -14.889 \text{ KN}$$

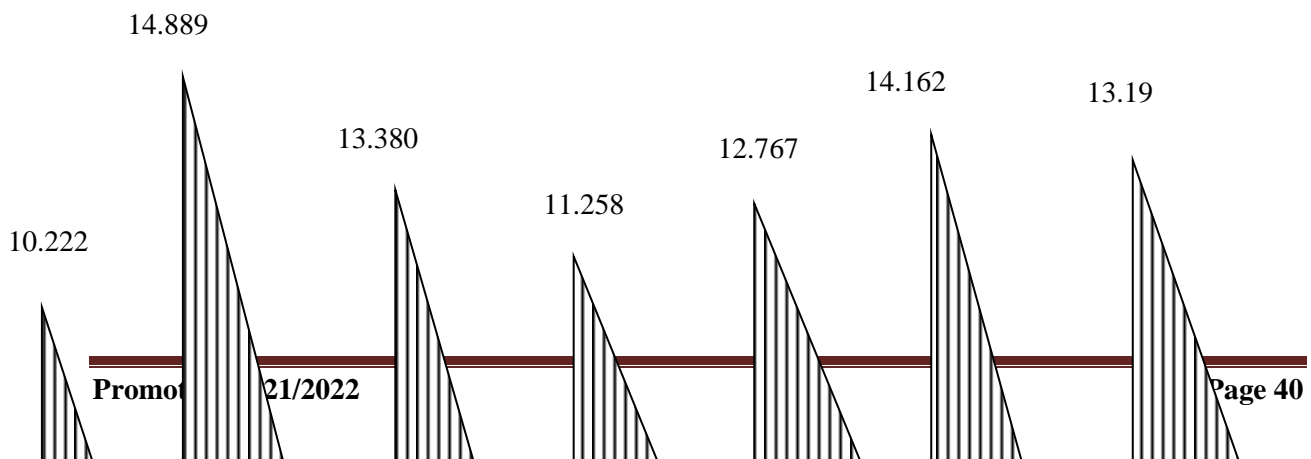
➤ La travée G-H

$$V_G = \frac{q_u l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}}$$

$$V_G = \frac{7.263 \times 3.20}{2} + \frac{(-2.789) - (-7.264)}{3.20} = 13.019 \text{ KN}$$

$$V_H = -\frac{q_u l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}}$$

$$V_H = -\frac{7.263 \times 3.20}{2} + \frac{(-2.789) - (-7.264)}{3.20} = -10.222 \text{ KN}$$



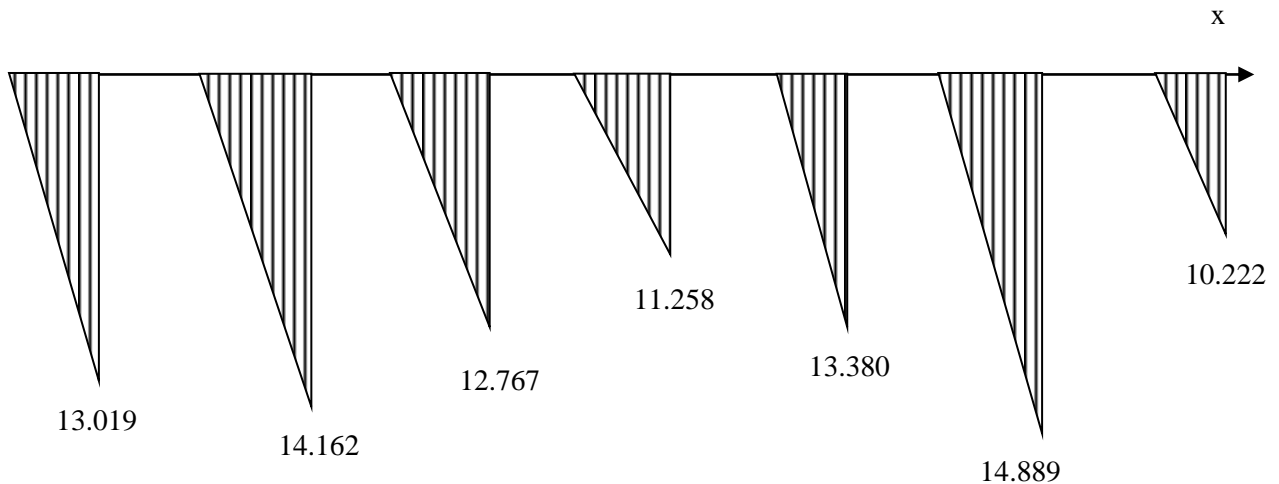


Fig.III.1.5 diagramme des efforts tranchants

III -1- 6- Ferrailage à l'ELU

III -1- 6-1 – Armatures longitudinales

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 10.077 \text{KN.m} \text{ et } M_a^{\max} = 7.263 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0=12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0=4\text{cm}; d = 18\text{cm}$$

➤ **En travées :**

$$M_t^{\max} = 10.077 \text{KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 10.077 \text{ KN.m} < M \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression ;}$$

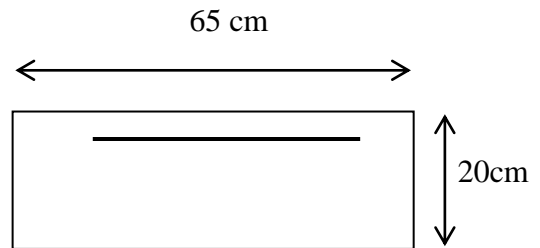
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de (65 x 20) cm².

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.077 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < \mu_l = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.077 \times 10^5}{0,983 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.64 \text{ cm}^2$$



Soit : **3 HA12 = 3.39 cm²**

➤ Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 7.263 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b₀=12cm** et de hauteur **h =20cm**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7.263}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.132$$

$$\mu = 0,132 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.132 \Rightarrow \beta = 0.929$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.263 \times 10^4}{0,929 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 1.248 \text{ cm}^2.$$

On adopte **2HA12 = 2.26 cm²**

Conclusion :

En travée: **3HA12 = 3.39 cm²**.

Aux appuis : **2HA 12 = 2.26 cm²**.

Pour les aciers de continuité, on place **2HA8 = 1.00cm²**

III -1- 6-2 – Armatures transversales (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,4\right) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte : **2 HA8 = 1.00 cm²**

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

III -1- 6-3 – Espacement des armatures (Art. A.5.1.22.BAEL91)

$$S_t \leq \min(0,9d,40cm)$$

$$S_t \leq \min(16,2cm,40cm) = 16,2cm$$

$$\Rightarrow S_t = 15cm$$

III -1- 7-Vérification à l'ELU

III -1- 7-1- Condition de non fragilité

➤ En travée :

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sur appuis :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1/400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III -1- 7-2- Vérification de la contrainte tangentielle

$$V_u^{\max} = 15.252 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 15.252 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0,706 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,775 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III -1- 7-3- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3,14 \times (4 \times 12) = 150,72 \text{ mm}:$$

$$\tau_{se} = \frac{15.252 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 150,72} = 0,624 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,624 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

$$\psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

III -1- 7-4- L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

(Art : A.5. 1. 313)

➤ Sur le béton :

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_{00}$$

$$V_u^{\max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 15.252 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

➤ Sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right)$$

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1,15}{400} \left(15.252 + \frac{7.263}{0,9 \times 18} \right) = 0.045$$

⇒ condition vérifiée.

III -1- 7-5- l'ancrage des barres

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2.83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42.40 \text{ cm}$$

Pour $f_e E400$, acier HA, $L_s = 40\phi = 48 \text{ cm}$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0.4L_s$

$$L_s = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm}$$

$$L_s = 20 \text{ cm}$$

III -1- 7-6-Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91Art A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 15.252 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{15.252 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.130$$

$$\tau_u = 0.130 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1,2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.15}, 5MPa \right\} = \min \{4.347, 5MPa\}$$

$$\bar{\tau}_u = 4.347 MPa$$

$$\tau_u = 0.130MPa < \bar{\tau}_u = 4.347 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III -1- 8- Calcul à l'ELS

III -1- 8-1 - Moment de flexion à l'E.L.S (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient $q_s / q_u = 0.716$

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.263 \text{ KN / m} \\ q_s = G + Q = 5.20 \text{ KN / ml} \end{array} \right\} q_s / q_u = 0.716$$

III -1- 8-2-Les moments en travées

$$M_{tAB} = 10.077 \times 0.716 = 7.215 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 6.877 \times 0.716 = 4.924 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = 4.836 \times 0.716 = 3.463 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = 6.877 \times 0.716 = 4.924 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF} = 10.077 \times 0.716 = 7.215 \text{ KN.m}$$

III -1- 8-3-Les moments en appuis

$$M_A = 4.358 \times 0.716 = 3.120 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 7.263 \times 0.716 = 5.200 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 4.706 \times 0.716 = 3.369 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 4.706 \times 0.716 = 3.369 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 7.263 \times 0.716 = 5.200 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 4.358 \times 0.716 = 3.120 \text{KN.m}$$

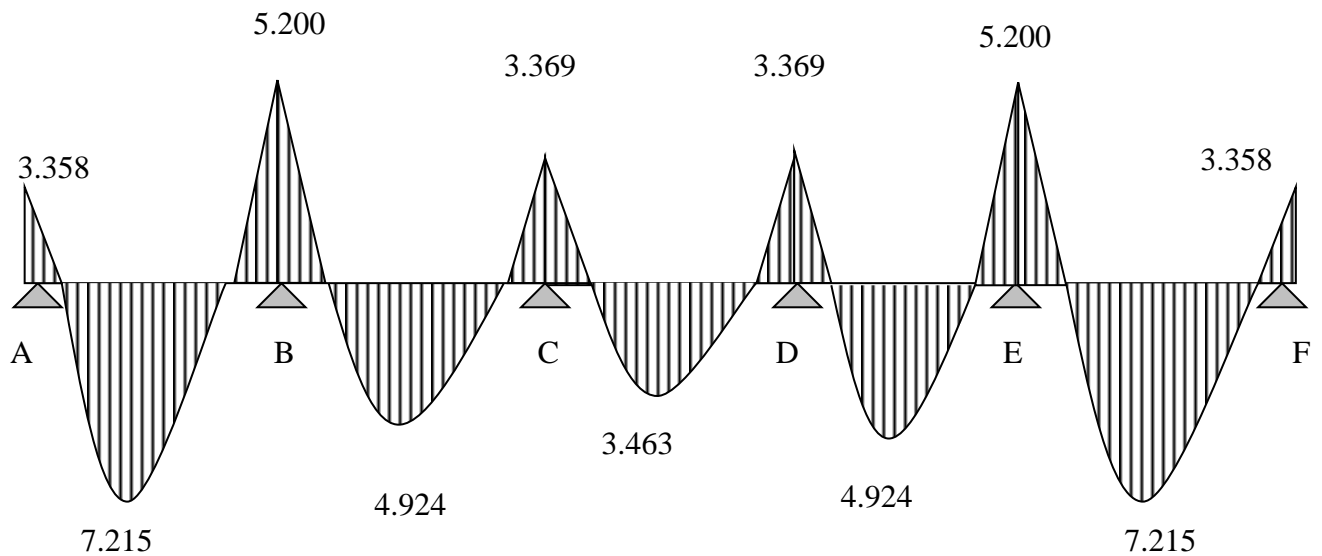


Fig.III.1.6. Diagramme des moments fléchissant

III -1- 8-4- Effort tranchant à l'E.L.S

➤ **Travée A – B :**

$$V_A = 13.799 \times 0.716 = 9.880 \text{KN}$$

$$V_B = -15.252 \times 0.716 = - 10.920 \text{KN}$$

➤ **Travée B – C :**

$$V_B = 13.784 \times 0.716 = 9.869 \text{KN}$$

$$V_C = -12.363 \times 0.716 = - 8.852 \text{KN}$$

➤ **Travée C – D :**

$$V_C = 11.258 \times 0.716 = 8.061 \text{KN}$$

$$V_D = -11.258 \times 0.716 = - 8.061 \text{KN}$$

➤ **Travée D – E :**

$$V_D = 12.363 \times 0.716 = 8.852 \text{KN}$$

$$V_E = -13.784 \times 0.716 = - 9.869 \text{KN}$$

➤ **Travée E – F :**

$$V_E = 15.252 \times 0.716 = 10.920 \text{ KN}$$

$$V_F = - 13.799 \times 0.716 = - 9.880 \text{ KN}$$

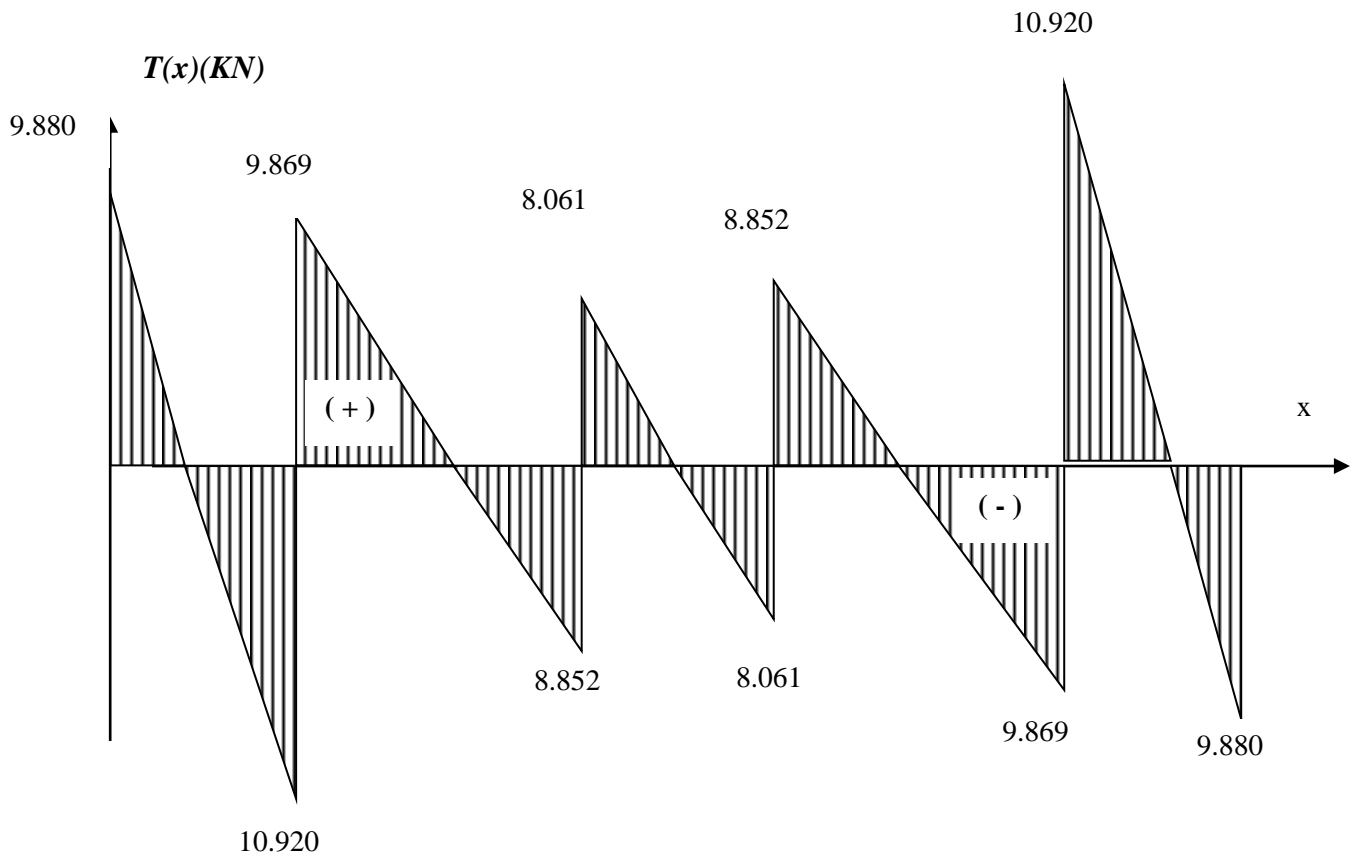


Fig.III.1.7.diagramme des efforts tranchants

III -1- 8-5 - Vérification à l'E.L.S

III -1- 8-5 -1- Etat limite d'ouverture des fissures

Les fissurations étant peu préjudiciables,

⇒Aucune vérification n'est à effectuer.

III -1- 8-5-2- Etat limite de résistance à la compression du béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.569$$

$$\beta_1 = 0.836$$

$$K_1 = 15.49K = 0.093$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{7.215 \times 10^6}{0.836 \times 18 \times 3.39 \times 10^3} = 141.435 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 13.15 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \Rightarrow K = 0.055$$
$$\beta = 0.849$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.200 \times 10^6}{0.836 \times 18 \times 2.26 \times 10^3} = 152.903 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 14.22 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III -1- 8-5-3- Etat limite de déformation (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c}$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{3.75} = 0,053 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable

III -1- 8-5-4 Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{375}{500} = 7.5 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

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

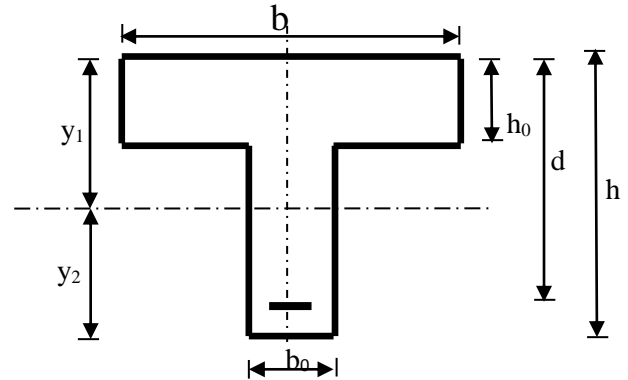
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

III -1- 8-5-4-1 Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 502.85 \text{ cm}^2$$



III -1- 8-5-4-2- Calcul de V_1 et V_2

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.436 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.436 = 12.564 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.436^3 + 12.564^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.436 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.564 - 2)^2$$

$$I_0 = 23605.37 \text{ cm}^2$$

III -1- 8-5-4-3-Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,0157$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0157} = 1.045$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0.695 ; 0\} = 0.695$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 23605.37}{1 + 1.045 \times 0.695} = 18269.446 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{7.215 \times 3.75^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 18269.446 \times 10^{-8}} = 0.0051 \text{ m} < \bar{f} = 7.5 \text{ mm}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

III-2 .Calcul de l'acrotère

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'effort « **G** » du à son poids propre et à un effort horizontale « **Q** » du à la main courante provoquant un moment de renversement « **M** » dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Les calculs se feront pour une bande de **1m** de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

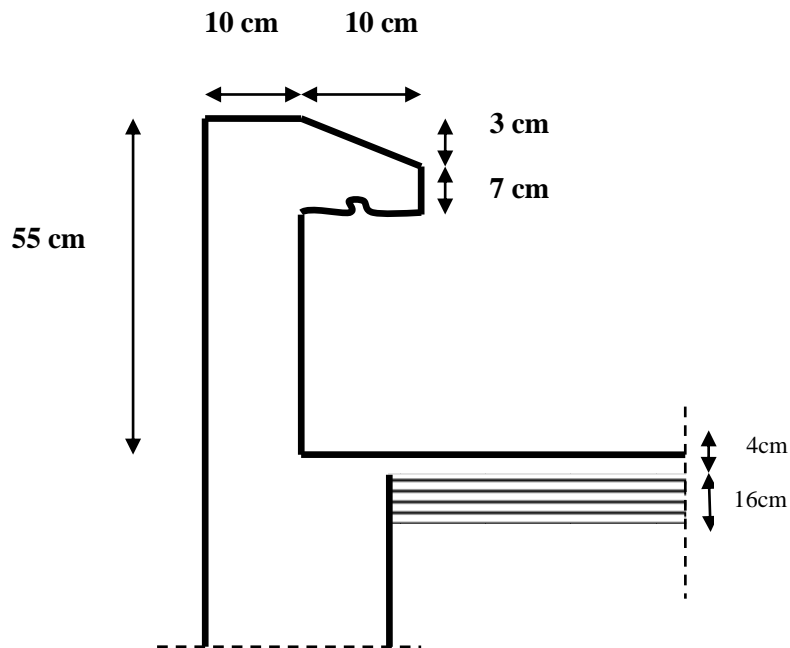


Fig. III-2-1: coupe verticale de l'acrotère

III-2 -1- Détermination des sollicitations

- Poids propre :

$$G = [(0.55 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 = 1.5875 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.5875 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation: **Q = 1.00KN/ml.**
- Effort normal dus au poids propre G :

$$N = G \times 1 = 1.5875 \text{ KN}$$

- Effort tranchant : **T = Q x 1 = 1.00KN.**
- Moment de renversement du à la surcharge Q :

$$M = Q \times H \times 1 = 0.55 \text{ KN .m}$$

III-2-2 - Diagramme des efforts

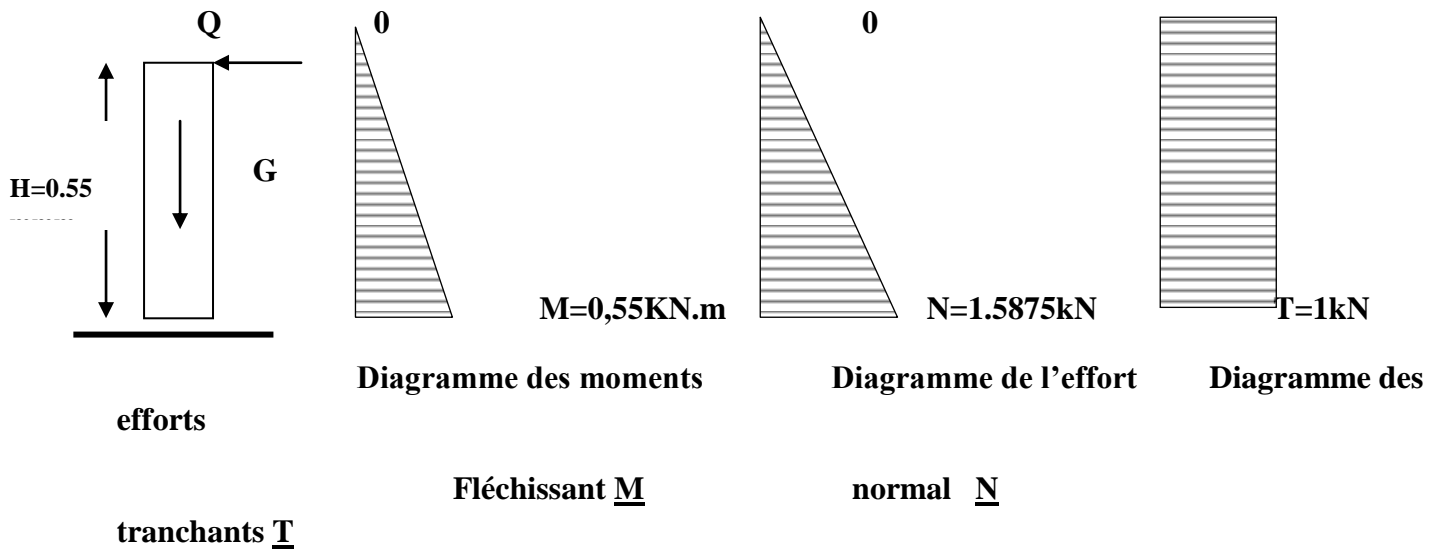


Fig. III-2-2: Schema statique de calcul de l'acrotère.

III-2-3 - Combinaisons des Charges

- ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.5875 = 2.143 \text{ KN (du à G).}$$

$$M_u = 1.5 M_q = 1.5 \times 0.55 = 0.825 \text{ KN m (du à Q).}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.}$$

- ELS : $G + Q$

$$N_s = G = 1.5875 \text{ KN.}$$

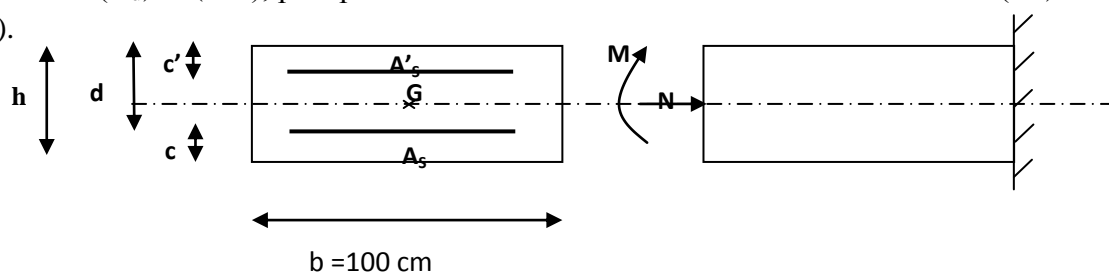
$$M_s = M = 0.55 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T = 1 \text{ KN.}$$

III-2-4 - Ferrailage de l'acrotère

III-2-4 -1- Calcul des armatures à l'ELU

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).



III-2-4 -2- Position du centre de pression :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.825}{2.143} = 0.384\text{m} = 38 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

Avec :

$$d = h - c$$

$$d = 8 \text{ cm}, \quad c = 2 \text{ cm}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad h = 10\text{cm}, \quad F_e = 400 \text{ MPa}, \quad \gamma_s = 1,15, \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$e_u > \frac{h}{2} - C \Rightarrow$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à

l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec : **Mu** : moment du à la compression ; **Nu** : effort de compression ;

Cp : centre de pression ; **e_u** : excentricité ;

C : l'enrobage ;

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « **M_f** » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

III-2-5 - Calcul en flexion simple

III -2-5-1- Moment fictif

$$M_f = Nu \times g$$

Avec : $g = eu + (\frac{h}{2} - c)$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendues.

$$M_f = 2.143 \times \left[0.38 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02 \right) \right] = 0.878\text{KN.m}$$

$$M_f = 0.878 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{Mf}{b d f_{bu}} = \frac{0.878 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.010$$

Chapitre III : calcul des éléments

$\mu_b = 0.010 < \mu_l = 0.392$. La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

$$\mu_b = 0.010$$

$$\beta = 0.995$$

III-2-5- 2- Armatures fictives (flexion simple)

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.995$$

Donc :
$$A_{stf} = \frac{Mf}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{964}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.348 \text{ cm}^2.$$

III-2-5 3- Armature réelles (flexion composée)

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = 0.348 - \frac{2.143 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.286$$

$$A_s = 0.286 \text{ cm}^2.$$

III-2-6 - Vérifications

III-2-6 - 1- Vérification à l'ELU

III-2-6 - 1- 1- Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1)

Un élément est considérée comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{\min}$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

$A_{str} = 0.286 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, alors on admettra la section minimale comme une section réelle.

Donc : $A = A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2.$

La section d'acier est **4HA 8 / ml = 2.01 cm²** avec un espacement de **St = 25 cm.**

✓ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$. Espacées de 25 cm^2 .

III-2-6 - 1-2- Vérification aux cisaillements (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \text{avec : } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ (MPa).}$$

Et $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{situation courante.} \\ V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.} \end{array} \right.$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0.018 \leq \min \{ 0.15 * 25/1.5, 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

III-2-6 -1 -3- Vérification de l'adhérence des barres

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}^- \quad \text{avec : } \tau_{se}^- = \Psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 4 \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 10.05} = 0.207 \text{ MPa.}$$

On a $\tau_{se} = 0.207 < \tau_{se}^- = 3.15 \text{ MPa}$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

Longueur de scellement droit (BAEL91 mod99/Art A.6.1.221)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Tel que : $\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$.

$$\phi = 8\text{mm}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.16\text{cm}$$

Pour les aciers à haute adhérence (FeE400) : $L_s = 40\text{cm}$.

III-2-6-1-4-Vérification des espacements des barres

(Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable ; donc $S_t \leq \min \{2\phi, 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$

$h = 10 \text{ cm}$. C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **25 cm** ; donc la condition est vérifiée.

III-2-6-2- Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}.$$

$$\text{Les aciers } \begin{cases} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ fe E 400 \end{cases} \quad \eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \left(\frac{2}{3} \right) 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\text{Calcul de } \sigma_{st} : \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad ; \quad \text{avec} : \quad A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

Calcul de β_1 :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.253$$

$$\rho = 0.253$$

$$\beta_1 = 0.920$$

$$K_1 = 47.50$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{550}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 37.178 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{st} = 37.178 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} ; \quad \longrightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

Vérifions que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma}_{st}}{K_1} = \frac{37.178}{47.50} = 0.78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

III-2-6-2 -1 Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99 / Art A.6.2.3)

D'après le RPA 99 (version 2003), les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur Les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage $\begin{cases} \text{Zone II a} & A = 0.15 \\ \text{groupe d'usage 2} \end{cases}$

C_p : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère) ; $W_p = G = 1.5875 \text{ KN/ml}$.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.5875 = 0.762 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Nota :

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force F_p .

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ Armatures principales : 4 HA8 = 2.01 cm² /ml avec un espacement de 25 cm.
- ✓ Armatures de répartition : 4 HA 8 = 2.01 cm² /ml avec un espacement de 25 cm.

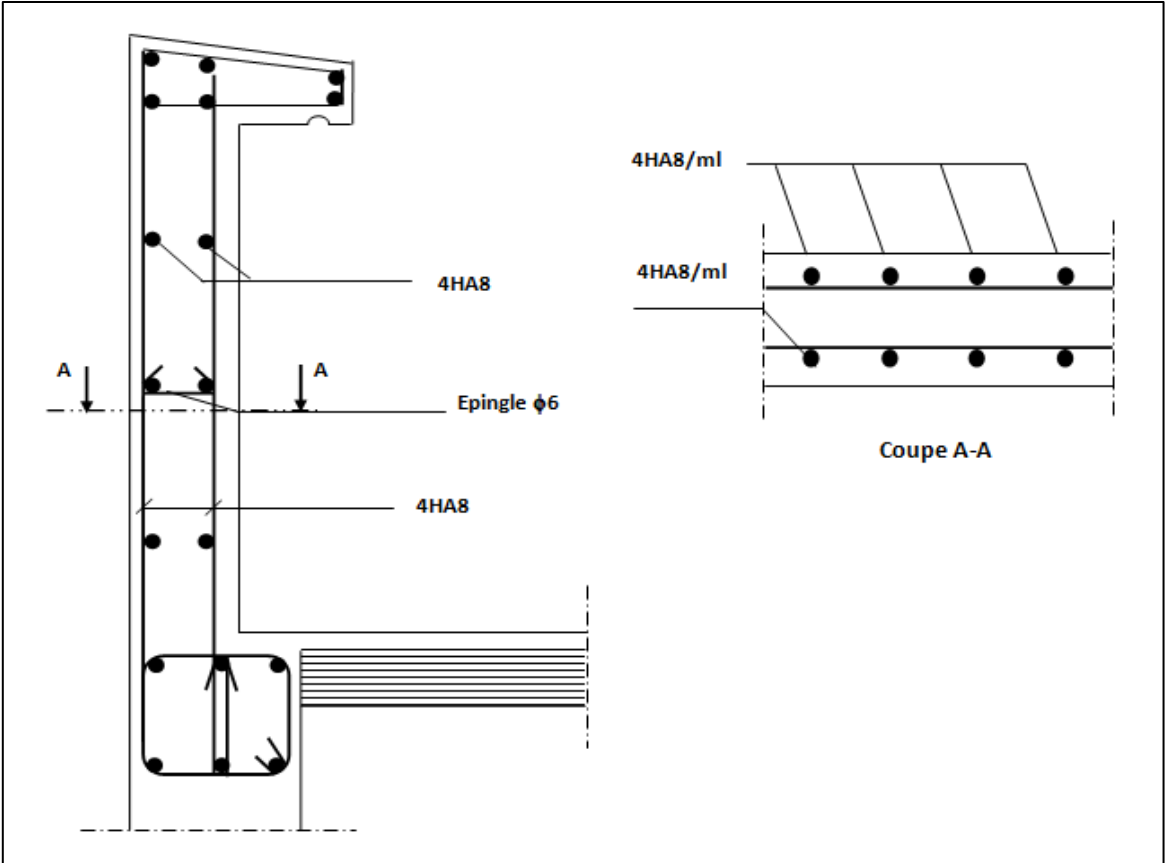


Figure III-2-3: Plan de Ferrailage de l'acrotère

III-3-Les balcons

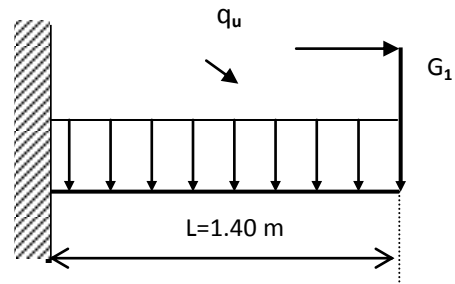
Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive de plancher .Il est réalisé en dalle pleine.

III-3-1-Pré dimensionnement de la dalle pleine

Largeur : 1,40m

$$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{1.40}{10} = 14cm \quad \text{Avec } L : \text{ largeur du balcon.}$$

On adopte $ep = 15cm$



III-3-2- Schéma statique de calcul

Avec :

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle ;

Q_1 : surcharge du garde de corps ;

G_1 : charge permanente de garde de corps ;

III -3-3- Détermination des sollicitations

III -3-3-1- Charges permanentes

<i>N°</i>	<i>Elément</i>	<i>Masse volumique</i>	<i>Epaisseur</i>	<i>Poids (KN /m²)</i>
<i>01</i>	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
<i>02</i>	Mortier de pose	22	0.02	0.44
<i>03</i>	Sable	17	0.03	0.51
<i>04</i>	Dalle pleine	25	0.15	3.75
<i>05</i>	Enduit de ciment	20	0.02	0.44
<i>G_{total}</i>	5.58 KN / m²			

Tableau III-3-1 : Les charges permanentes revenant au balcon

III -3-3-2- Garde de corps

$G_2 = \text{poids de l'enduit ciment} \times 2 + \text{poids de la brique creus}$

$$\text{Enduit ciment : } 0.44 \times 2 = 0.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Maçonnerie : } 0.9 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_2 = 1.78 \text{ KN/m}^2$$

III -3-3-3- Charges d'exploitation

Charge d'exploitation de la dalle : $Q_d = 3.5 \text{ KN/m}$

Charge horizontale due à la main courante : $q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

III -3-4- Calcul à l'ELU

La console est calculée en flexion simple avec une bonde de 1.00m de largeur.

III -3-4-1- Combinaison de charges

Dalle pleine :

$$Q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$$

$$Q_{u1} = 1,35(5.58) + 1,5(3,5) = 12.78 \text{ KN/ml}$$

Garde corps :

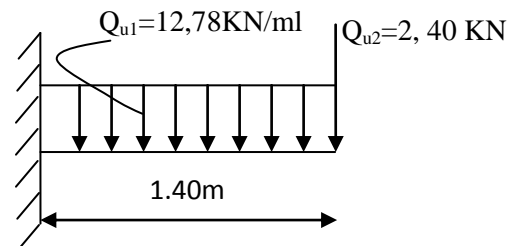
$$Q_{u2} = 1,35 G_2$$

$$Q_{u2} = 1,35 G_2 = 1.35 \times 1.78 = 2.40 \text{ KN/ml}$$

III -3-4-2- Le moment provoqué par la charge Q_U

$$M_u = -Q_{u1} \frac{L^2}{2} - Q_{u2} xL$$

$$M_u = -\frac{12.78 \times 1.40^2}{2} - 1.40 \times 2.40 = -15.88 \text{ KN.m}$$



Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieur est tendue.

III -3-4-3- Effort tranchant

$$V_u = -Q_{u1}xL - Q_{u2}$$

$$V_u = -12.87x1,40 - 2.40 = -20.29 \text{ KN}$$

III-3-5- Calcul de ferrailage

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple

III-3-5-1- Armatures principales

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.88x1000}{100x13^2 x14,2} = 0,066$$

$$\mu_b = 0,036 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,066 \Rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.88x1000}{0,966x13x348} = 3.633 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5.65 cm²** avec un espacement **S_t = 100/5 = 20cm.**

III-3-5-2- Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement **S_t = 25cm.**

III-3-5-3- Vérifications à l'ELU

III-3-5-3-1-Condition de non fragilité (ART-A-4-2-1/BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23xbxdx \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23x100x13x \frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Donc : **A_{st} = 3.633cm² > A_{min} = 1.57cm² ⇒ Condition vérifiée.**

III-3-5-3-2-Vérification de l'effort tranchant (ART- A-5-2-1)

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{20.29 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,156 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-3-5-3-3-Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

(ART-4-2-1 /BAEL91)

$$\bar{V}_u = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times \frac{0,13 \times 1}{1,15} = 1017,39 \text{ KN}$$

$$V_u = 20,29 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 1017,39 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-3-5-3-4-Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

(ART- 4-2-1 /BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{20,29 \cdot 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 0,920 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum U_i = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 0,920 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

III-3-5-3-5-Ancrage des barres aux appuis

$$\tau_{se} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{se}} = 35,27 \text{ cm} > S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{ On prévoit des crochets.}$$

Chapitre III : calcul des éléments

Soit un crochet de longueur L_r :

$$L_r = 0,4L_s = 14,11\text{cm}$$

On adopte : $L_r = 15\text{ cm}$.

III-3-5-3-5-Espacement des barres

Armatures principales :

$$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-3-6 - Calcul à l'ELS

III-3-6-1- Combinaison de charge

$$Q_{s1} = G_1 + Q_1 = 5,58 + 3,5 = 9,08\text{KN} / \text{ml}$$

$$Q_{s2} = G_2 = 1,78\text{KN} / \text{ml}$$

III-3-6-2- calcul des moments

$$M_s = M_{Qs1} + M_{Qs2}$$

$$M_s = Q_{s1} \frac{L^2}{2} + Q_{s2} x L$$

$$M_s = 9,08 \frac{1,4^2}{2} + 1,78 x 1,4$$

$$M_s = 11,39\text{ KN.m}$$

III-3-6-2 : vérification des contraintes

Acier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right\} = 201,63\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{st} \times 100}{b \times d} = \frac{5.65 \times 100}{100 \times 13} = 0,434$$

$$\beta = 0.899$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.39 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5.65} = 172.493 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$K_1 = 34.50 \quad \sigma_{bc} = \frac{172.493}{34.50} = 4.999 \text{ MPa}$$

$$\underline{D'où} : \sigma_{bc} = 4.999 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-3-7 Vérification de la flèche (BAEL99 Art B.6.5 ,1)

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors il n y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\frac{e}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{e}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_u} \rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{11.39}{10(15.88)} = 0.0717 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Conclusion : Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

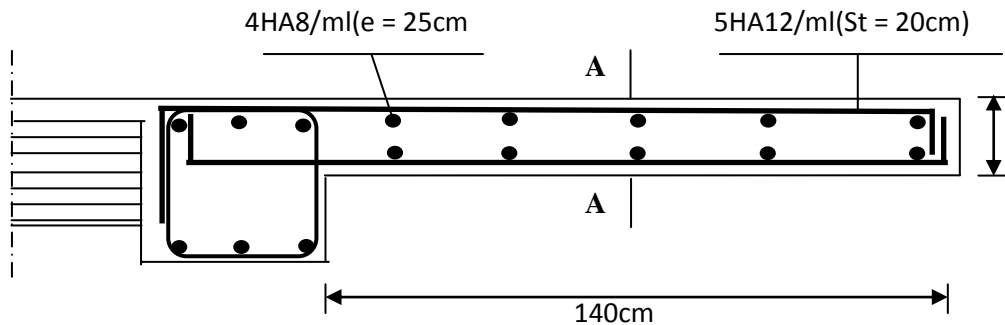


Figure III-3-1- Ferrailage du balcon

III-4- Salle machine

III-4-1-Introduction

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (10 niveaux), un ascenseur a été prévu. La surface de sa cabine est ($2.25 \times 2.05 = 4.613 \text{ m}^2$) ; la charge totale que le système de levage transmet est de 80 kN.

La dalle est soumise aux charges suivantes :

- Charges localisées sur un rectangle concentrique de la dalle.
- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle.

III-4-2-Calcul de la dalle plane

a) - épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{205}{30} = 6.83 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15 \text{ cm}$.

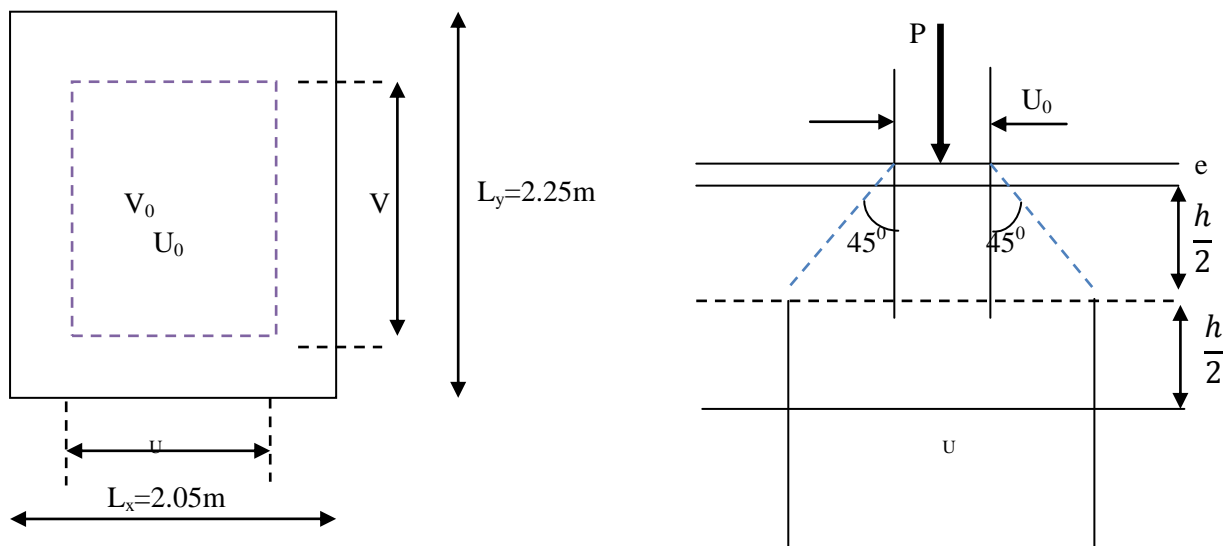


Fig -III-4-1- schéma statique de la salle machine

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de Pigeaud qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{On a : } U = U_0 + 2e + h_t \quad \text{avec : } h_t = 15 \text{ cm} ; e: \text{ revêtement de la dalle } (e = 5 \text{ cm}) \\ V = V_0 + 2e + h_t \quad \quad \quad U_0 = 100 \text{ cm} ; V_0 = 120 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où : } U = 100 + 10 + 15 = 125 \text{ cm}$$

$$V = 120 + 10 + 15 = 145 \text{ cm}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.05}{2.25} = 0.911 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

ν : coefficient de poisson ; à l'ELU, $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.25}{2.05} = 0.6 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{1.45}{2.25} = 0.6$$

Après interpolation : $M_1 = 0.089$ $M_2 = 0.058$

$$q_u = 1,35G = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KNm}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 108 \times 0,089 = 9.612 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = qM_2 = 108 \times 0,058 = 6,264 \text{ KNm}$$

III-4-3 -Evaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow 0,4 \leq 0,91 \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0,91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0448 \\ \mu_y = 0,798 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Avec : } q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 3,75) + (1,5 \times 1) = 6,56 \text{ kN/mL}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0448 \times 6,56 \times (2.05)^2 = 1.235 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,798 \times 1.235 = 0.985 \text{ kN.m}$$

III-4-3-1- Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.612 + 1.235 = 10.847 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.264 + 0,985 = 7.249 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront affectés de coefficients ; 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

- **Moment en travée : $M_t = 0,85 M$.**

$$M_{xt}=0,85 M_x =9.22 \text{ kn} \cdot \text{m} .$$

$$M_{yt}=0,85 M_y=6,16 \text{ kn} \cdot \text{m} .$$

- **Moment aux appuis : $M_a = -0,3 M$.**

$$M_{xa}=-0,3 M_x= -3.25 \text{ kn} \cdot \text{m}.$$

$$M_{ya}=-0,3 M_y=-2,17 \text{ kn} \cdot \text{m}.$$

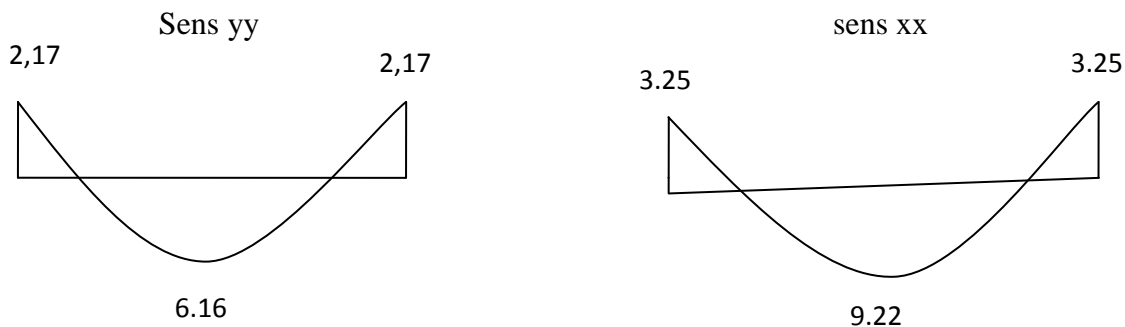


Figure III-4-2 - Les moments dans les deux sens à l'ELU

III-4-4 -Ferraillage

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

- **Dans le sens de la petite portée X-X**

➤ **Aux appuis**

$$M_a = 3.254 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.254 \cdot 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3.254 \cdot 10^3}{0,992 \times 12 \times 348} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } St = 25 \text{ cm}$$

➤ **En travée**

$$M_{xt} = 9.22 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9.22 \cdot 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,045 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.22.10^3}{0,976 \times 12 \times 348} = 2.262 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² Avec : St = 25 cm

• Dans le sens de la grande portée Y-Y

➤ Aux appuis :

$$M_a^y = 2.17 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.17.10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,010 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.17.10^3}{0,995 \times 12 \times 348} = 0,522 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² Avec : St = 25 cm

➤ En travée :

$$M_{yt} = 6.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.16.10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,030 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.16.10^3}{0,985 \times 12 \times 348} = 1.497 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² Avec : St = 25 cm

III-4-5 - Vérification à L'ELU

III-4-5-1-Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)

$$A > A_{\min} = \rho \times S = \rho_0 \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} \times b \times h$$

A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

ρ_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,911}{2} \right) \times (15 \times 100) = 1,253 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,253 \text{ cm}^2.$$

Alors la condition est vérifiée.

III-4-5-2-Diamètre minimal des barres (art A-7.21 BAEL91)

On doit vérifier : $\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-4-5-3-Ecartement des barres

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\text{Armatures } A_x // L_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Armatures } A_y // L_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4.5-4-Vérification au non poinçonnement (BAEL91/art : A.5.2. 42)

$$q_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2(1,25 + 1,45) = 5,40 \text{ m} ; \text{ et}$$

$$q_u = 108 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 5,40 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 607,5 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-4-5-5-Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on à $u = v$, donc :

Au milieu de u , on a :

$$V_u = \frac{p}{v_0 + 2u_0}$$

$$P = 1,35 \times 8 = 10,8 \text{ t.}$$

$$V_u = \frac{10,8}{(2 \times 1) + 1,2} = 3,375 \text{ t}$$

$$\text{Au milieu de } v \text{ on a : } V_u = \frac{P}{3U} = \frac{10,8}{3 \times 1,25} = 2,88 \text{ t}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{3,375 \times 10^4}{1000 \times 120} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-4-6- Calcul à l'ELS

III-4-6-1 les moments engendrés par le système de levage

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$q_s = P = 80 \text{ KN.}$$

$$\text{à ELS : } \nu = 0,2$$

$$M_{x1} = 80 (0,089 + 0,2 \times 0,058) \Rightarrow M_{x1} = 8,048 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 80 (0,058 + 0,2 \times 0,089) \Rightarrow M_{y1} = 6,064 \text{ KN.m}$$

III-4-6-2-Les moments engendrés par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 \Rightarrow q_s = 4,75 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,044 \times 4,75 \times (2,05)^2 = 0,878 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,798 \times 0,878 = 0,70 \text{ KN.m}$$

III-4-6-3- Superposition des moments :

$$M_x = 8,048 + 0,878 = 8,926 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 6,064 + 0,70 = 6,764 \text{ KN.m}$$

Remarque : Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

Moment en travée : $M_t = 0,85 M$.

$$M_{xt} = 0,85 M_x = 7,587 \text{ KN.m.}$$

$$M_{yt} = 0,85 M_y = 5,749 \text{ KN.m.}$$

Moment aux appuis : $M_a = -0,3 M$.

$$M_{xa} = -0,3 M_x = -2,678 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ya} = -0,3 \quad M_y = -2,029 \text{ KN. m.}$$

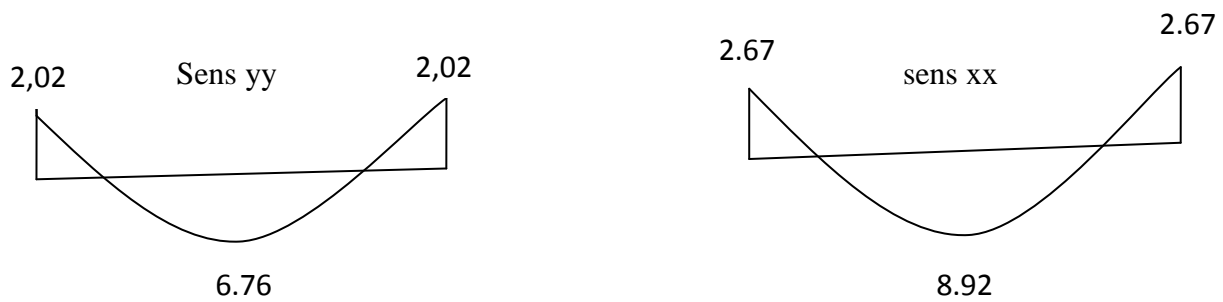


Figure III-4-3-Les moments dans les deux sens à l'ELS

III-4-6-4- Verification à L'ELS

III-4-6-4-1-Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge

Au milieu de u :

$$V_u = \frac{P}{2U + V}$$

$$V_u = \frac{80}{(2 \times 1.25) + 1.45} = 20.25 \text{ KN}$$

Au milieu de v :

$$V_u = \frac{P}{3U} = \frac{80}{3 \times 1.25} = 21.33 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{21.33 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,177 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{ 0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,177 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

III-4-6-4-2- Vérification des contraintes dans le béton

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

Sens x-x :(sens le plus défavorable) :

$$\diamond \text{ Aux appuis} \quad M_a = 2.67 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0,260 \quad \Rightarrow \quad k = 0.021 \text{ et } \beta = 0.919.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{2.67 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3.14 \times 10^2} = 77.105 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,021 \times 77.105 = 1.619 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\diamond \text{ En travée} \quad Mt = 8.92 \text{ KN.m.}$$

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,260 \quad k = 0.021 \text{ et } \beta = 0.919$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{8.92 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 10^2} = 257.595 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.021 \times 257.595 = 5.409 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

-Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

Remarque :

Il en est de même pour le sens (Y-Y), donc on peut se passer de la vérification des contraintes.

III-4-6-4-2- Vérification au poinçonnement

$$q_u \leq \frac{0,045 U_c \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2 \times (1.25 + 1.45) = 5.4 \text{ m} ; \text{ et}$$

$$q_u = 108 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 5.4 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 4050 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

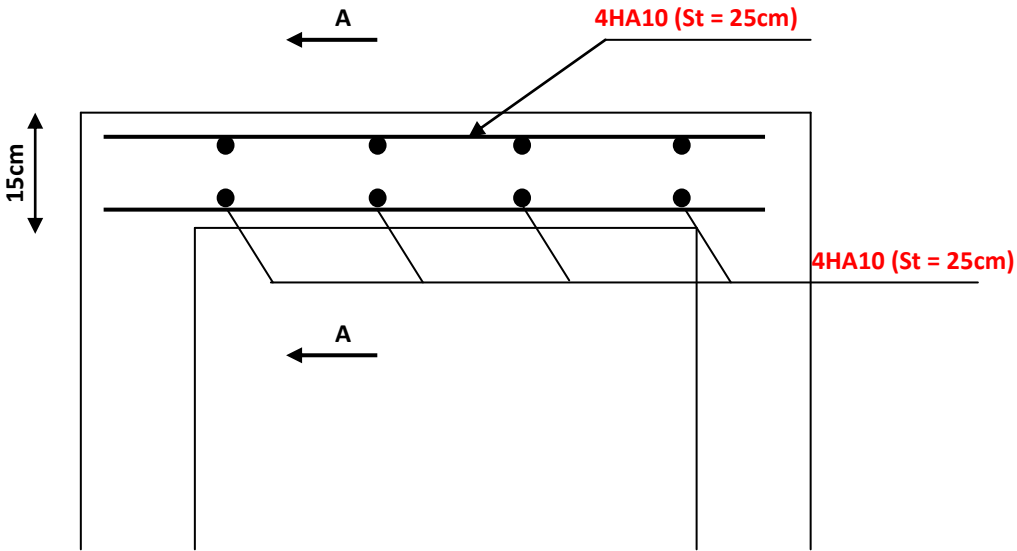


Figure III.4-4 : Ferrailage de la dalle de la salle machine

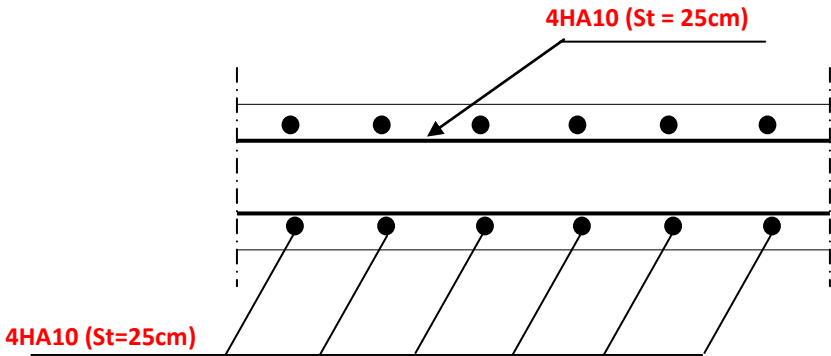


Figure III.4-5 : Coupe A-

III-5 - Les escaliers

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonnées, qui permettent de passer à pied d'un niveau à un autre.

- La marche notée « $m = n - 1$ » est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La contre marche notée « n » est la partie verticale entre deux marches consécutives sa hauteur « h » est la différence de niveau entre deux marches successive.
- Le giron « g » est la distance en plan séparant deux contres marches successives.
- La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers de repos, sa longueur projetée est « l_1 ».
- La paillasse d'épaisseur « ep » est la dalle en béton armé incorporant les marches et les contres marches.
- L'embranchement « E » représente la largeur de la marche.
- La ligne de foulée est le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier ; généralement située à **65 cm** du collet si $E \geq 1$ m.
- La montée « H » représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs.

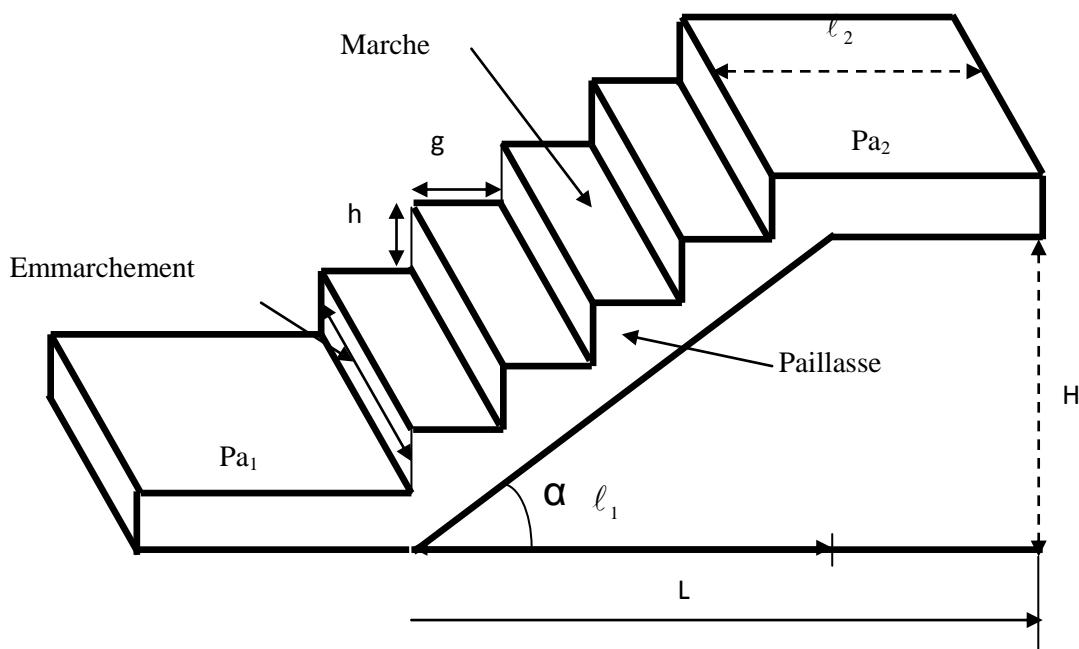


Fig-5-1- Terminologie de l'escalier

Les escaliers desservant notre bâtiment sont de type :

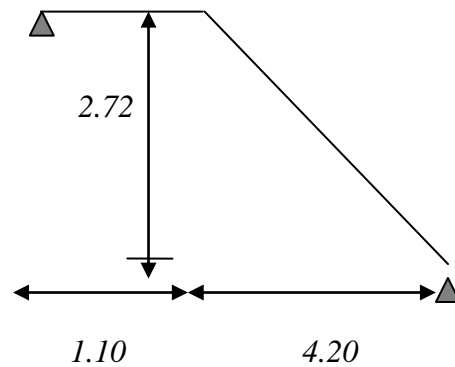
- RDC: escalier à deux volées et un palier de repos.
- 1^{er} étage : escalier à deux volées et un palier de repos.
- Etage courant : escalier à deux volées et un palier de repos.

III-5-1-Calcul de l'escalier du RDC

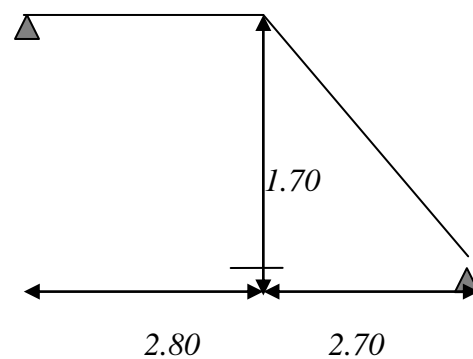
L'escalier du RDC comporte deux volées différentes et un palier intermédiaire.

Le calcul se fera en deux parties.

Première partie :



Deuxième partie :



III-5-1-1-Pré dimensionnement :(Première partie)

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$$14\text{cm} \leq g+2h \leq 18\text{cm}$$

A- Calcul du nombre de contre marches :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

On prend h égal à 17cm

$$n = H/h = 272/17 = 16 \text{ contre marches.}$$

B- Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 16 - 1 = 15 \text{ marches.}$$

C- Calcul de la hauteur de la contre marche :

$$h = H/n = 272/16 = 17 \text{ cm.}$$

D- Calcul de la hauteur du giron :

$$g = L_1/n - 1 = 420/15 = 28 \text{ cm.}$$

E- Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 28 + (2 \times 17) = 62 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

On a $h = 17 \text{ cm}$

III-5-1-1-1- Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

A- La paillasse :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

$$L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$$

Avec L_0 longueur totale entre nus des appuis.

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\operatorname{tg} \alpha = H/L_1 = 272/420 = 0.65 \text{ d'où}$$

Chapitre III : calcul des éléments

$$\alpha = \text{arc tg } 0.65 = 32.93^\circ$$

$$\text{Donc } L_0 = 420/\cos 32.93 + 110 = 610.39\text{cm.}$$

$$610.39/30 \leq e_p \leq 610.39/20$$

$$20.35 \leq e_p \leq 30.52$$

Soit $e_p = 25$ cm.

B- Le palier :

On prend la même épaisseur pour le palier $e_{\text{palier}} = 25$ cm.

III-5-1-1-2- - Charges et surcharges

✓ La volée :

<i>Eléments</i>	<i>Poids propre (KN / m²)</i>
Paillasse	$(25 \times 0.25) / 0.839 = 7.44$
Marche	$(25 \times 0.17) / 2 = 2.125$
Revêtements :	
Carrelage	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$22 \times 0.02 = 0.44$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit ciment	$22 \times 0.015 = 0.33$
Gard de corps	0.2
	$G = 11.33 \text{ KN / m}^2$

✓ Le palier :

<i>Eléments</i>	<i>Poids propre (KN / m²)</i>
Palier	$0.2 \times 25 = 6.25$
Mortier de pose	0.44
Carrelage	0.44
Lit de pose	0.36
	$G = 7.49 \text{ KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation : selon la (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service $Q = 2.5 \text{ KN / m}^2$.

III-5-1-1-3 - Combinaison de charges

✓ **ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

La volée : $q_{u1} \text{ (vol 1)} = (1.35 \times 11.33 + 1.5 \times 2.5) = 19.04 \text{ KN / m}$

Le palier : $q_{u2} = (1.35 \times 7.49 + 1.5 \times 2.5) = 13.86 \text{ KN / m}$

✓ **ELS** : $q_s = G + Q$

La volée : $q_{s1} = (11.33 + 2.5) = 13.83 \text{ KN / m}$

Le palier : $q_{s2} = (7.49 + 2.5) = 9.99 \text{ KN / m}$

III-5-1-1-4 - Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU

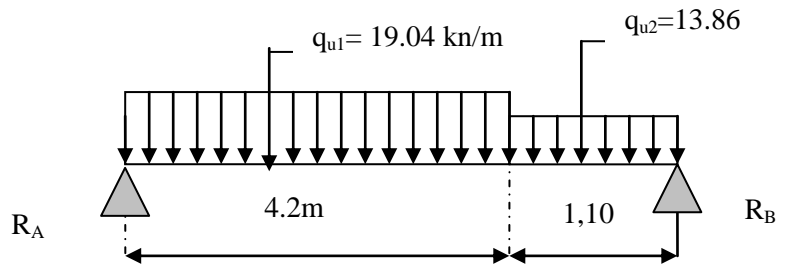


Schéma statique

III-5-1-1-4-1- Réaction d'appuis

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 4.0q_{u1} + 1.10q_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 4.2 \times 19.04 + 1.10 \times 13.86 = 95.21 \text{ KN / ml}.$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times 4.2 \times \frac{4.2}{2} + q_{u2} \times 1.10 \times \left(4.20 + \frac{1.10}{2} \right)$$

$$R_B \times 5.3 = 19.04 \times 4.2 \times 2.1 + 13.86 \times 1.10(4.2 + 0.55)$$

$$R_B = \frac{240.35}{5.3} = 45.34 \text{ KN}.$$

$$R_A = 95.21 - 45.34 = 49.87 \text{ KN}$$

III-5-1-1-4-2- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment [KNm]
Moment aux appuis [M_a]	$(-0.3) \times 65.30$	-19.59
Moment en travée [M_t]	$(0.85) \times 65.30$	55.50

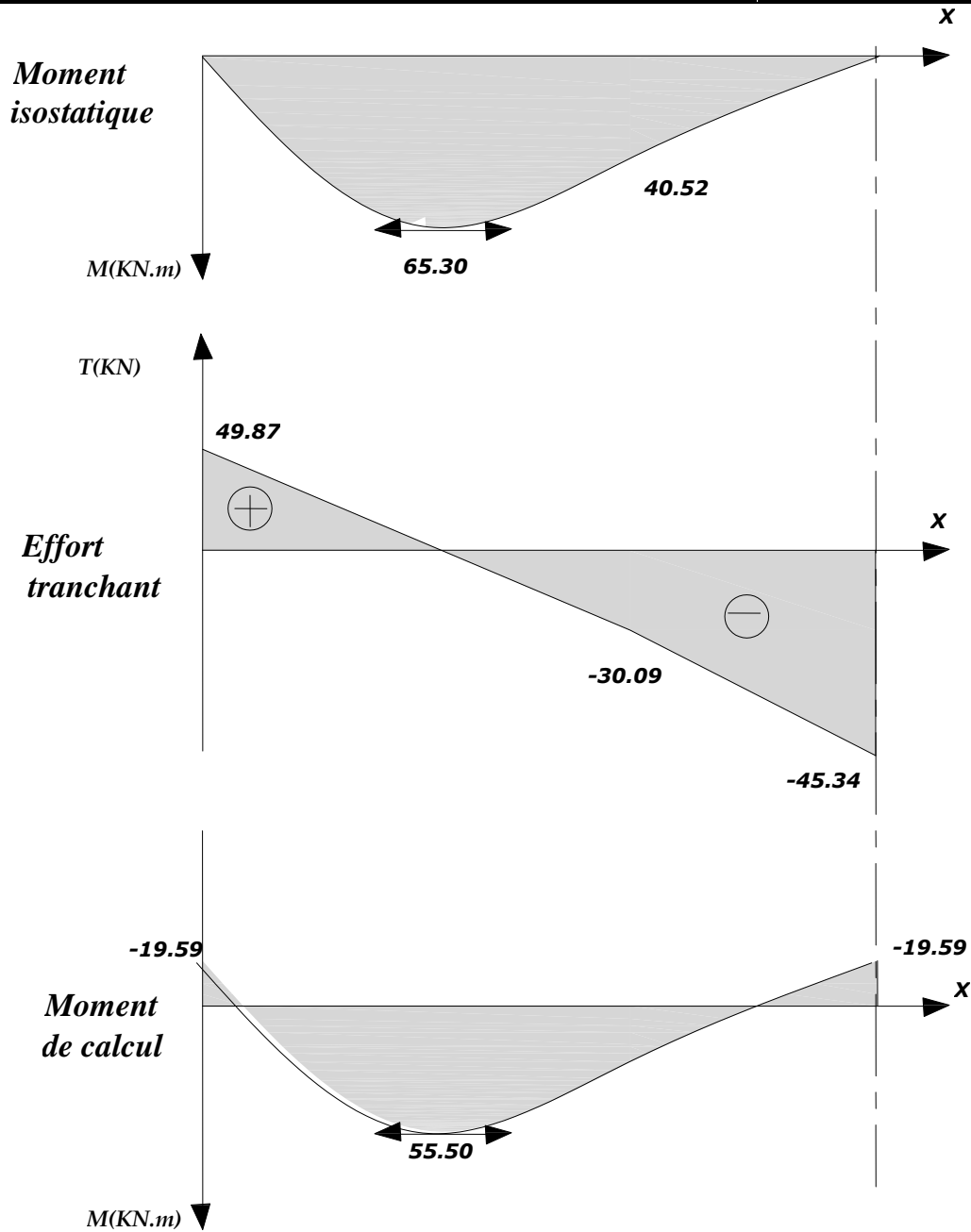
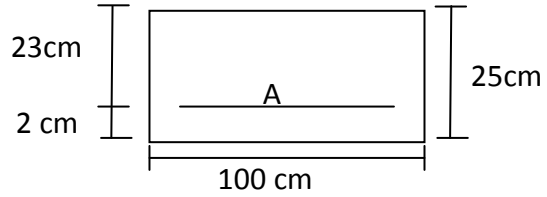


Fig.5-2 Diagramme des moments fléchissant (ELU)

III-5-1-1-4-3-Calcul du ferrailage

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$B = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 23 \text{ cm}$



✓ **Aux appuis :**

$M_u = - 19.59 \text{ KN.m}$

A-Armatures principales

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.59 \times 10^3}{100 \times (23)^2 \times 14.2} = 0.026$$

$\mu_b = 0.026 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.987$

$$A_{al} = \frac{M_u}{bd \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{19.59 \times 10^3}{0.987 \times 23 \times 348} = 2.47 \text{ cm}^2$$

$A_{al} = 2.47 \text{ cm}^2$ on opte pour **5HA8 = 2.51 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**.

B-Armatures de répartition

$$A_{r1} = \frac{A_{al}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de **S_t = 25 cm**.

✓ **En travée :**

$M_u = 55.50 \text{ KN.m}$

A-Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{55.50 \times 10^3}{100 \times (23)^2 \times 14.2} = 0.073 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$\mu_u = 0.074 \longrightarrow \text{tableau } \beta = 0.962$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \cdot \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{55.50 \cdot 10^3}{0.962 \times 23 \times 348} = 7.20 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_t = 5HA 14 = 7.69 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**.

B- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit : $4AH8 = 2.01 \text{ cm}^2$; Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

III-5-1-1-5- Vérification à l'ELU

III-5-1-1-5 -1- Condition de non fragilité (Art A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} = 2.77 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_{a1} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.77 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.77 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-5-1-1-5 -2- Espacement des barres

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

A-Armatures principales

$$S_{\text{tmx}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_{t \text{ max}} \leq 33 \text{ cm}$$

Sur appuis : $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

B-Armatures de répartition

$$S_{t \text{ max}} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

Sur appuis : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

III-5 -2-1-5 -3- Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5)$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 49.67 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98$ cm.

d : hauteur utile est égale à 23 cm

$$\tau_{se} = \frac{49.87}{0.9 \times 23 \times 21.98} = 0.109 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.109 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

❖ Ancrage des armatures :

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.109 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_c}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{400}{4 \times 2.835} = 35.27 \phi$$

$$\text{Pour } \emptyset = 0.8 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = 35.27 \times 0.8 = 28.21 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \emptyset = 1.4 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = 35.27 \times 1.4 = 49.37 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 28.21 = 11.28 \text{ cm}$$

$$L_t = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 49.37 = 19.74 \text{ cm}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

(BAEL 91 ArtA.5.1, 313)

Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267abf_{c28}$$

Avec : a : désigne la section d'appuis égale à 0.9d.

$$a = 0.9 \times 230 = 207 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 207 \times 1000 \times 25 \times 10^{-3} = 1381.725 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 49.87 \text{ KN} < 1081.350 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers : (formulaire BA page 268)

$$A_a \geq \frac{\frac{V_u + M_u}{0.9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(49.87 + \frac{19.59 \times 10^2}{207} \right)$$

$$A_a \geq 0.170 \text{ cm}^2$$

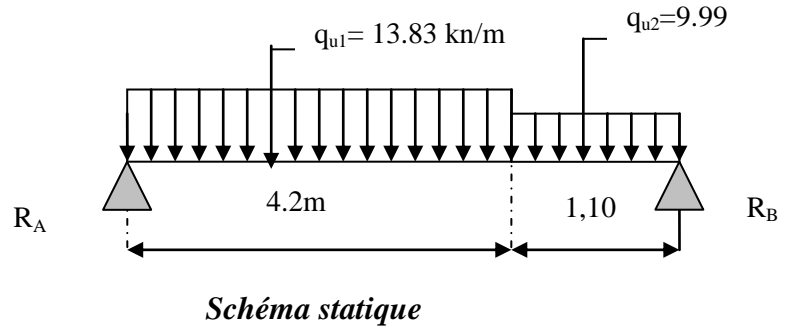
$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2 > 0.170 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-5-1-1-6-Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

✓ **ELS** : $q_s = G + Q$

La volée : $q_{s1} = (11.33 + 2.5) = 13.83 \text{ KN / m}$

Le palier : $q_{s2} = (7.49 + 2.5) = 9.99 \text{ KN / m}$



III-5-1-1 -6-1- Réaction d'appuis

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2.4q_{s1} + 1.10q_{s2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 4.2 \times 13.83 + 1.10 \times 9.99 = 69.07 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{s1} \times 4.2 \times \frac{4.2}{2} + q_{s2} \times 1.10 \times \left(4.2 + \frac{1.10}{2} \right).$$

$$R_B = \frac{174.17}{5.3} = 32.86 \text{ KN}.$$

$$R_A = 69.07 - 32.86 = 36.21 \text{ KN}.$$

$$R_A = 36.21 \text{ KN}.$$

III-5-1-1-6-2- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres.

	Expression	Moment [KNm]
Moment aux appuis [M _a]	(-0.3) x 47.40	-14.22
Moment en travée [M _t]	(0.85) x 47.40	40.29

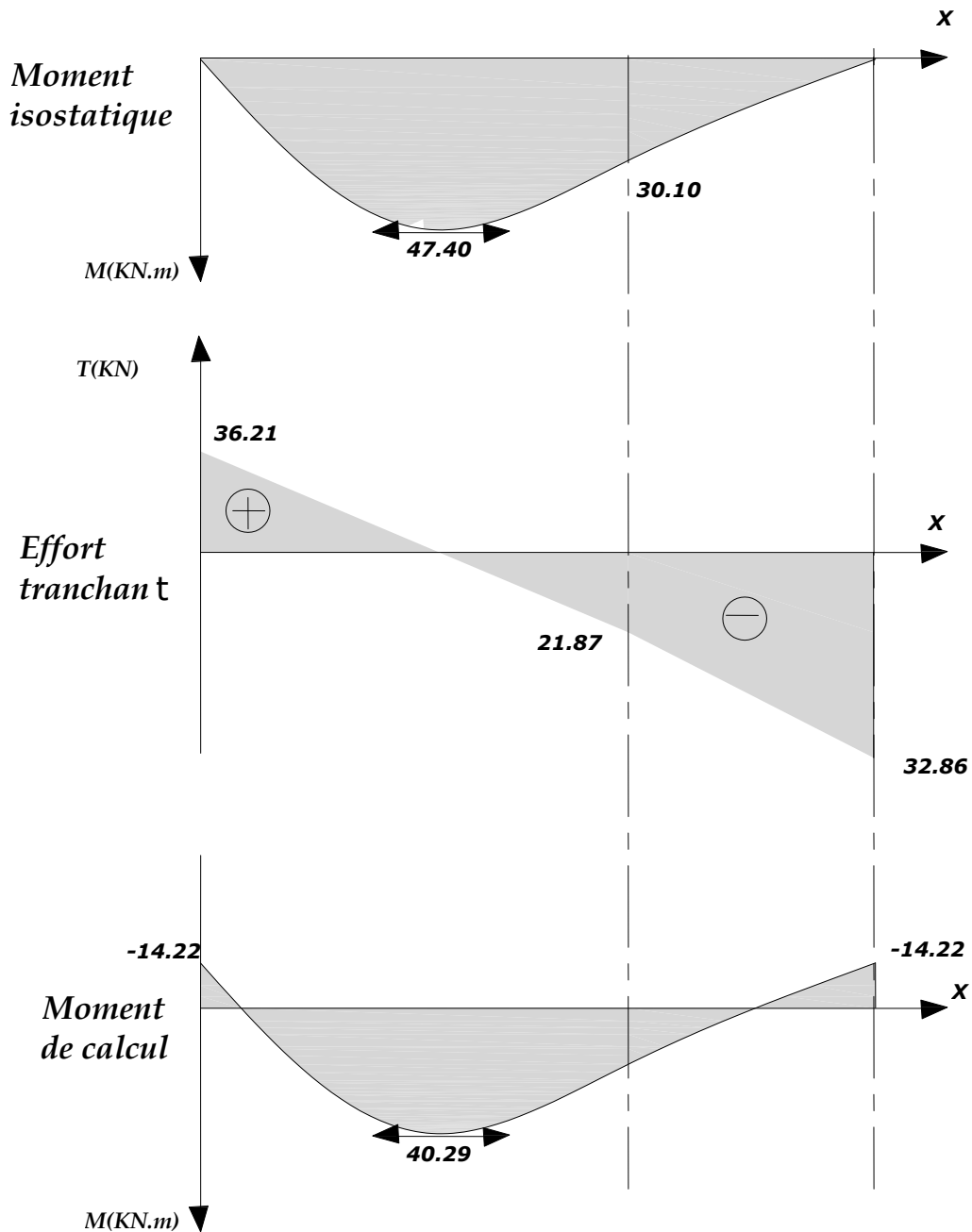


Fig.5-3 Diagramme des moments fléchissant (ELS)

III-5-1-1-6-3- Vérification à l'ELS

A- Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

B- Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5,2 /BAEL91) :

La contrainte de compression est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 23} = 0,334 \Rightarrow \text{Après interpolation on trouve } K_1 = 40.49$$

$$\text{et } \beta_1 = 0.909$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{40.29 \times 10^3}{0.909 \times 23 \times 7.69} = 250.59 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{250.59}{40.49} = 6.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 23} = 0.109 \Rightarrow K_1 = 75.91 \quad \text{et } \beta_1 = 0.945$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{14.22 \times 10^3}{0.925 \times 23 \times 2.51} = 266.29 \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{266.29}{75.91} = 3.50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

C- Etat limite d'ouverture des fissurations :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

III-5-1 -1-6-4-Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{25}{530} = 0.047 \leq 0.0625$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

- $A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(13.83 ; 9.99) = 13.83 \text{ KN / mL}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

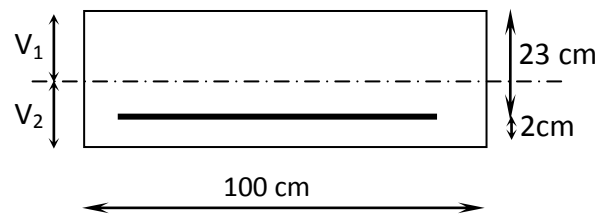
$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (25)^2}{2} + (15 \times 7.69 \times 23) = 33903.05 \text{ cm}^3$$



B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 25) + (15 \times 7.69) = 2615.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{33903.05}{2615.35} = 12.96 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 25 - 12.96 = 12.04 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((12.96)^3 + (12.04)^3) + 15 \times 7.69 \times (12.04 - 2)^2$$

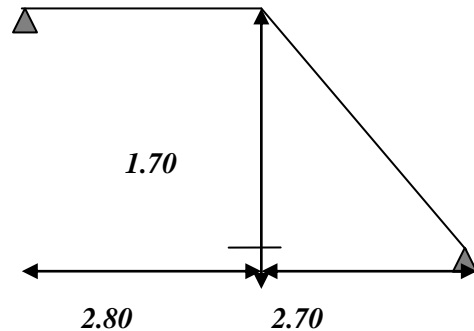
$$I = 146907.74 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{13.83 \times 10^3 \times (5.3)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 146907.74 \times 10^{-8}} = 0,0089m$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5.3}{500} = 0.0106m$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III-5-1-2-Pré dimensionnement :(Deuxième partie)



A- Calcul du nombre de contre marches :

$$14cm \leq h \leq 18cm$$

On prend h égal à 17cm

$$n = H/h = 170/17 = 10 \text{ contre marches.}$$

B- Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ marches.}$$

C- Calcul de la hauteur de la contre marche :

$$h = H/n = 170/10 = 17 \text{ cm.}$$

D- Calcul de la hauteur du giron :

$$g = L_1/n - 1 = 270/9 = 30 \text{ cm.}$$

E- Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

$$\text{On a } h = 17 \text{ cm}$$

III-5-1-2-1- Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

A- La paillasse :

$$L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$$

Avec L_0 longueur totale entre nus des appuis.

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\text{tg} \alpha = H/L_1 = 170/270 = 0.63 \text{ d'ou}$$

$$\alpha = \text{arc tg } 0.63 = 32.21^\circ$$

$$\text{Donc } L_0 = 270/\cos 32.21 + 280 = 599.11 \text{ cm.}$$

$$599.11/30 \leq e_p \leq 599.11/20$$

$$19.97 \leq e_p \leq 29.95 \quad \text{Soit } e_p = 25 \text{ cm.}$$

B- Le palier :

On prend la même épaisseur pour le palier $e_{\text{palier}} = 25 \text{ cm.}$

III-5 -1-2-2- Charges et surcharges

✓ La volée :

<i>Eléments</i>	<i>Poids propre (KN / m²)</i>
Paillasse	$(25 \times 0.25) / 0.846 = 7.38$
Marche	$(25 \times 0.17) / 2 = 2.125$
Revêtements :	
Carrelage	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$22 \times 0.02 = 0.44$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit ciment	$22 \times 0.015 = 0.33$
Gard de corps	0.2
	$G = 11.27 \text{ KN / m}^2$

✓ Le palier :

Eléments	Poids propre (KN / m ²)
Palier	0.25 x 25 = 6.25
Mortier de pose	0.44
Carrelage	0.44
Lit de pose	0.36
G = 7.49 KN/m²	

Surcharges d'exploitation : selon la (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

III-5 -1-2-3 - Combinaison de charges :

✓ ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

La volée : $q_{u1} \text{ (vol 1)} = (1.35 \times 11.27 + 1.5 \times 2.5) = 18.96 \text{ KN} / \text{m}$

Le palier : $q_{u2} = (1.35 \times 7.49 + 1.5 \times 2.5) = 13.86 \text{ KN} / \text{m}$

✓ ELS : $q_s = G + Q$

La volée : $q_{s1} = (11.27 + 2.5) = 13.77 \text{ KN} / \text{m}$

Le palier : $q_{s2} = (7.49 + 2.5) = 9.99 \text{ KN} / \text{m}$

III-5-1-2-4 - Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU

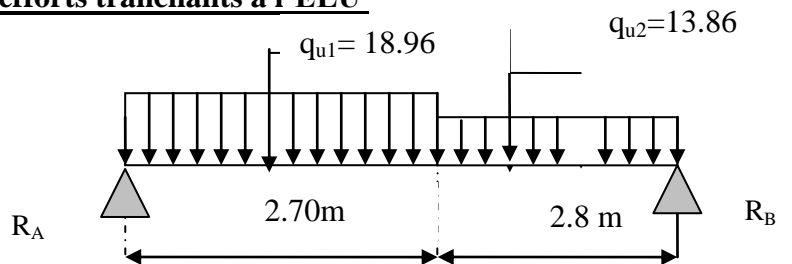


Schéma statique

III-5-1-2-4-1- Réaction d'appuis

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2.7q_{u1} + 2.8q_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 2.7 \times 18.96 + 2.8 \times 13.86 = 90 \text{ KN} / \text{ml}.$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times 2.7 \times \frac{2.7}{2} + q_{u2} \times 2.8 \times \left(2.7 + \frac{2.8}{2} \right)$$

$$R_B \times 5.3 = 18.96 \times 2.7 \times 1.35 + 13.86 \times 2.8(2.7 + 1.4)$$

$$R_B = \frac{228.22}{5.5} = 41.49 \text{ KN.}$$

$$R_A = 90 - 41.49 = 48.51 \text{ KN}$$

$$R_A = 48.51 \text{ KN}$$

III-5 -1-2-4-2- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastrements.

	Expression	Moment [KNm]
Moment aux appuis [M_a]	$(-0.3) \times 62.05$	-18.61
Moment en travée [M_t]	$(0.85) \times 62.05$	52.74

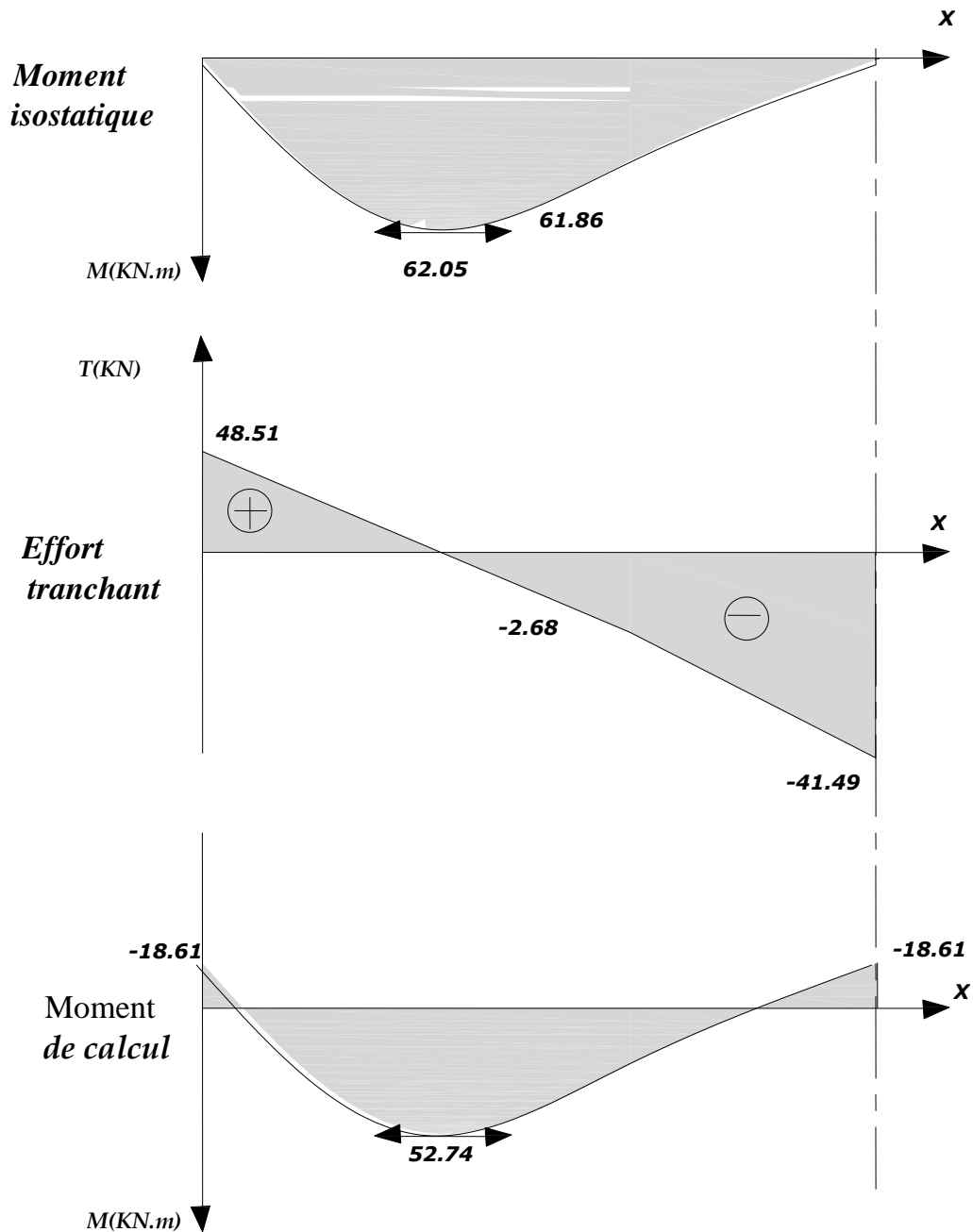


Fig.5-4 Diagramme des moments fléchissant (ELU)

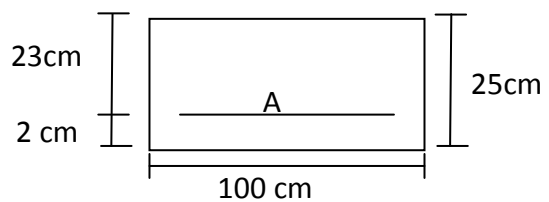
III-5 -1-2-5-Calcul du ferrailage

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$B = 100 \text{ cm}$ $c = 2 \text{ cm}$ $d = 23 \text{ cm}$

✓ Aux appuis :

$M_u = - 18.61 \text{ KN.m}$



A-Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.61 \times 10^3}{100 \times (23)^2 \times 14.2} = 0.024$$

$\mu_b = 0.024 < 0.392 \Rightarrow$ S.S.A \longrightarrow Tableau $\beta = 0.988$

$$A_{a1} = \frac{M_u}{bd \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{18.61 \times 10^3}{0.988 \times 23 \times 348} = 2.37 \text{ cm}^2$$

$A_{a1} = 2.37 \text{ cm}^2$ on opte pour **5HA8 = 2.51 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**.

B-Armatures de répartition :

$$A_{r1} = \frac{A_{a1}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de **S_t = 25 cm**.

✓ **En travée :**

$$M_u = 52.74 \text{ KN.m}$$

A-Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{52.74 \times 10^3}{100 \times (23)^2 \times 14.2} = 0.070 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow$$
 S.S.A

$\mu_u = 0.070 \longrightarrow$ tableau $\beta = 0.964$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{52.74 \cdot 10^3}{0.964 \times 23 \times 348} = 6.83 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_t = 5HA 14 = 7.69 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**.

B- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit : **4AH8 = 2.01 cm²** ; Avec un espacement de **S_t = 25 cm**.

III-5 -1-2-6- Vérification à l'ELU

III-5 -1-2-6-1- Condition de non fragilité (Art A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 23 \times 2.1}{400} = 2.77 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_{a1} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.77 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.77 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-5 -1-2-6 -3- Espacement des barres

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

A-Armatures principales

$$S_{\text{tmx}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_{t \text{ max}} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appuis} : S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée} : S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

B-Armatures de répartition

$$S_{t \text{ max}} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

$$\text{Sur appuis} : S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée} : S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-5 -1-2-6-4- Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5)$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 48.51 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98$ cm.

d : hauteur utile est égale à 23 cm

$$\tau_{se} = \frac{48.51}{0.9 \times 23 \times 21.98} = 0.106 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.106 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

❖ Ancrage des armatures :

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.106 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_c}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{400}{4 \times 2.835} = 35.27 \phi$$

$$\text{Pour } \emptyset = 0.8 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = 35.27 \times 0.8 = 28.21 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \emptyset = 1.4 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = 35.27 \times 1.4 = 49.37 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 28.21 = 11.28 \text{ cm}$$

$$L_t = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 49.37 = 19.74 \text{ cm}$$

❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL 91 Art A.5.1, 313)

Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante

Chapitre III : calcul des éléments

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267a b f_{c28}$$

Avec : a : désigne la section d'appuis égale à 0.9d.

$$a = 0.9 \times 230 = 207 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 207 \times 1000 \times 25 \times 10^{-3} = 1381.725 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 48.51 \text{ KN} < 1081.350 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers : (formulaire BA page 268)

$$A_a \geq \frac{\frac{V_u + M_u}{\gamma_s}}{\frac{0.9d}{f_e}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(48.51 + \frac{18.61 \times 10^2}{207} \right)$$

$$A_a \geq 0.165 \text{ cm}^2$$

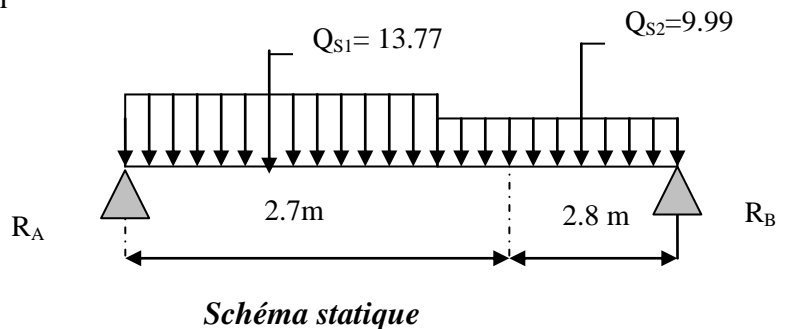
$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2 > 0.165 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-5-1-2-7-Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

$$\checkmark \quad \text{ELS} : \quad q_s = G + Q$$

La volée : $q_{s1} = (11.27 + 2.5) = 13.77 \text{ KN / m}$

Le palier : $q_{s2} = (7.49 + 2.5) = 9.99 \text{ KN / m}$



III-5-1-2-7-1- Réaction d'appuis

$$R_A = 35.18 \text{ KN.}$$

$$R_B = 29.97 \text{ KN.}$$

III-5-1-2-7-2- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment [KNm]
Moment aux appuis [M_a]	$(-0.3) \times 44.93$	-13.47
Moment en travée [M_t]	$(0.85) \times 44.93$	38.19

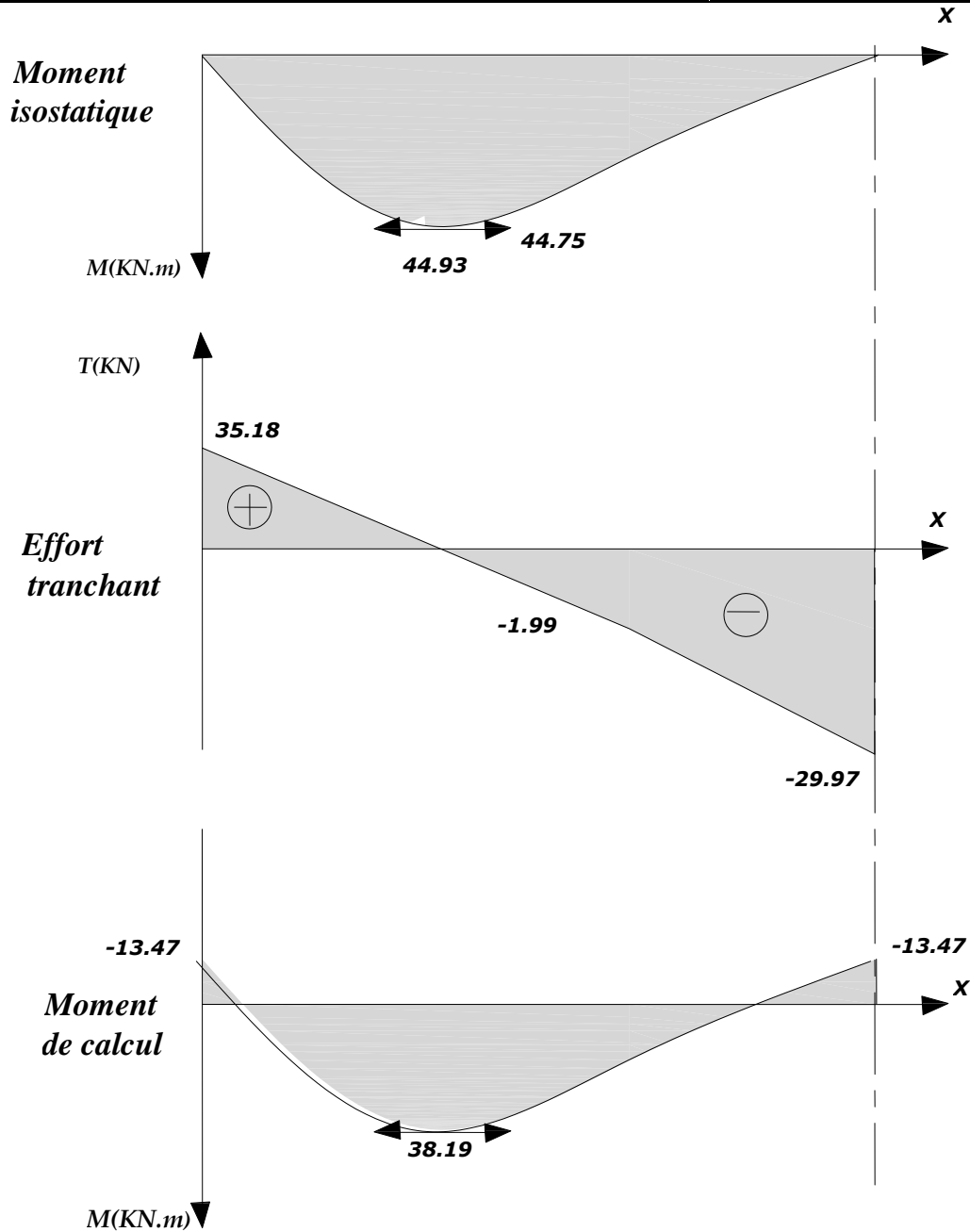


Fig.5-5 - Diagramme des moments fléchissant (ELS)

III-5-1-2-7-3- Vérification à l'ELS

A- Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

B- Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5,2 /BAEL91) :

La contrainte de compression est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 23} = 0,334 \Rightarrow \text{Après interpolation on trouve } K_1 = 40.49$$

et $\beta_1 = 0.909$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{38.19 \times 10^3}{0.909 \times 23 \times 7.69} = 237.53 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{237.53}{40.49} = 5.86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 23} = 0.109 \Rightarrow K_1 = 75.91 \quad \text{et } \beta_1 = 0.945$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{13.47 \times 10^3}{0.925 \times 23 \times 2.51} = 252.24 \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{252.24}{75.91} = 3.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

III-5 -1-2-7-4 -Etat limite d'ouverture des fissurations

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

III-5-1-2-7-5-Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{25}{550} = 0.045 \leq 0.0625$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(13.77 ; 9.99) = 13.77 \text{ KN/mL}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

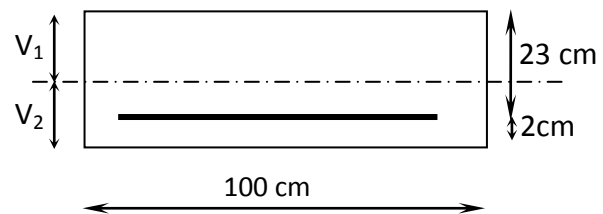
$$S_{xx'} = \frac{100 \times (25)^2}{2} + (15 \times 7.69 \times 23) = 33903.05 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 25) + (15 \times 7.69) = 2615.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{33903.05}{2615.35} = 12.96 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 25 - 12.96 = 12.04 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :



$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((12.96)^3 + (12.04^3)) + 15 \times 7.69 \times (12.04 - 2)^2$$

$$I = 146907.74 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{13.83 \times 10^3 \times (5.3)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 146907.74 \times 10^{-8}} = 0,0089m$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5.3}{500} = 0.0106m$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III-5-2-Calcul de l'escalier de 1^{er} étage

III-5 -2-1- Pré dimensionnement

La hauteur d'étage est $H = 3.06m$, Notre étage c comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

Pour dimensionner les marches et les contres marches on utilise généralement la formule de **BLONDEL**.

A- Calcul du nombre de contre marches :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

On prend h égal à 17cm

$$n = H/h = 153/17 = 9 \text{ contre marches.}$$

B - Calcul du nombre de marches :

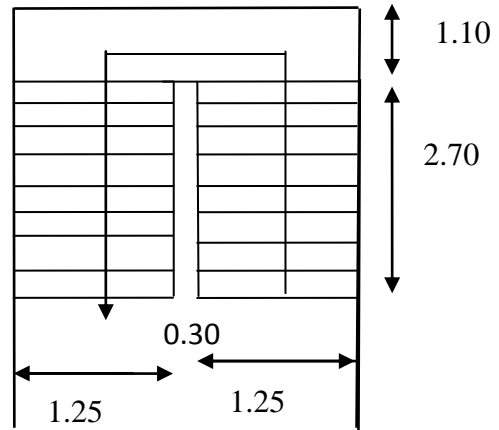
$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

C - Calcul de la hauteur de la contre marche : $h = H/n = 153/9 = 17 \text{ cm.}$

D - Calcul de la hauteur du giron : $g = L_1/n - 1 = 240/8 = 30 \text{ cm.}$

E - Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

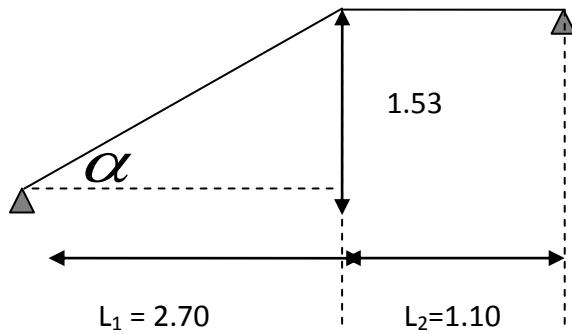


$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

On a $h = 17 \text{ cm}$

Les relations de BLONDEL sont vérifiées



L_1 : longueur projetée de la volée.

L_2 : longueur du palier d'arrivée.

III-5 -2-2 - Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \quad L' : \text{Longueur en plan de la volée}$$

A- La paillasse :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\text{tg} \alpha = H/L_1 = 153/270 = 0.566 \text{ d'ou}$$

$$\alpha = \text{arc tg } 0.566 = 29.54^\circ$$

$$\text{Donc } L_0 = 270/\cos 29.54 + 110 = 420.34 \text{ cm.}$$

$$420.34/30 \leq e_p \leq 420.34/20 \quad 14.01 \leq e_p \leq 21.017$$

Soit $e_p = 20 \text{ cm}$.

B- Le palier :

On prend la même épaisseur pour le palier $e_{\text{palier}} = 20 \text{ cm}$.

III-5 -2-3 - Détermination des charges et des surcharges

Le calcul se fera pour une bande de **1 ml** de projection horizontale de la volée et en considérant une poutre isostatique appuyée en flexion simple.

III-5 -2-3-1 - Charges et surcharges :

✓ La volée :

<i>Eléments</i>	<i>Poids propre (KN / m²)</i>
Paillasse	$(25 \times 0.2) / 0.870 = 5.74$
Marche	$(25 \times 0.17) / 2 = 2.13$
Revêtements :	
Carrelage	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$22 \times 0.02 = 0.44$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit ciment	$22 \times 0.015 = 0.33$
Gard de corps	0.2
	$G = 9.64 \text{ KN} / \text{m}^2$

✓ Le palier :

<i>Eléments</i>	<i>Poids propre (KN / m²)</i>
Palier	$0.2 \times 25 = 5$
Mortier de pose	0.44
Carrelage	0.44
Lit de pose	0.36
	$G = 6.24 \text{ KN} / \text{m}^2$

Surcharges d'exploitation : selon la (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

III-5 -2-3-2 - Combinaison de charges

✓ ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

La volée : $q_{u1} (\text{vol } 1) = (1.35 \times 9.64 + 1.5 \times 2.5) = 16.76 \text{ KN} / \text{m}$

Le palier : $q_{u2} = (1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5) = 12.17 \text{ KN} / \text{m}$

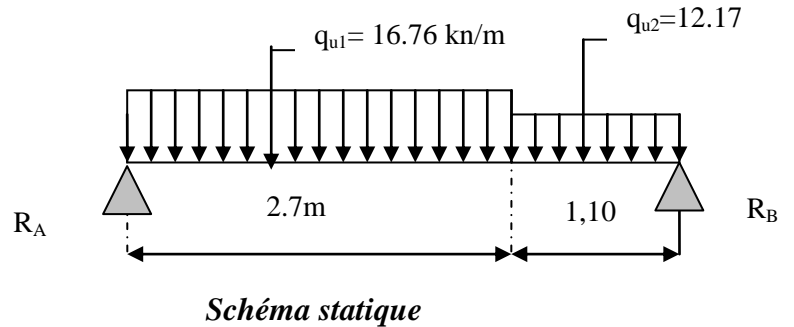
Chapitre III : calcul des éléments

✓ **ELS** : $q_s = G + Q$

La volée : $q_{s1} = (9.64 + 2.5) = 12.14 \text{ KN / m}$

Le palier : $q_{s2} = (6.24 + 2.5) = 8.74 \text{ KN / m}$

III-5 -2-4 - Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU



III-5 -2-4-1- Réaction d'appuis

$$R_A = 31.11 \text{ KN}$$

$$R_B = 27.52 \text{ KN}$$

Le calcul des efforts tranchants et moments fléchissant se fait avec le logiciel ETABS.

$$M_z^{\max} = 36.72 \text{ KNm}$$

III-5 -2-4-2- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment [KNm]
Moment aux appuis [M_a]	$(-0.3) \times 36.72$	-11.01
Moment en travée [M_t]	$(0.85) \times 36.72$	31.21

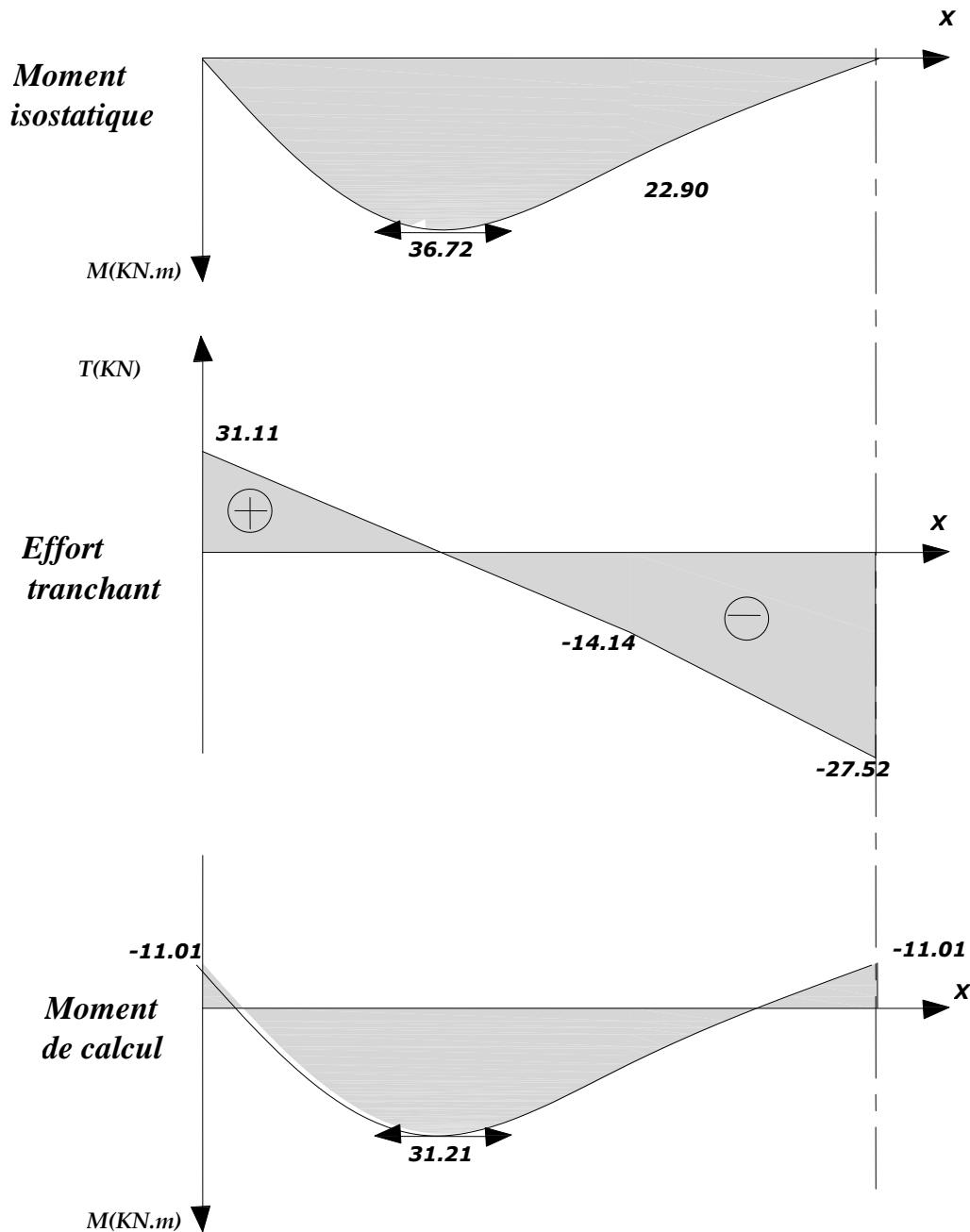


Fig. 5-6 Diagramme des moments fléchissant (ELU)

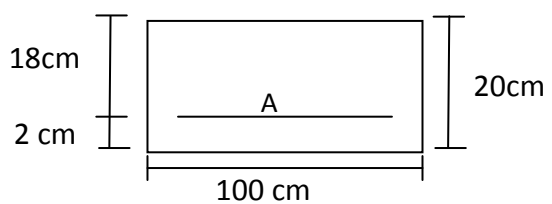
III-5 -2-5- Calcul du ferrailage

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$B = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$

✓ Aux appuis :

$M_u = - 11.01 \text{ KN.m}$



A-Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.01 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.023$$

$\mu_b = 0.023 < 0.392 \Rightarrow$ S.S.A \longrightarrow Tableau $\beta = 0.988$

$$A_{a1} = \frac{M_u}{bd \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.01 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.77 \text{ cm}^2$$

$A_{a1} = 1.46 \text{ cm}^2$ on opte pour **5HA8 = 2.51 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**.

B-Armatures de répartition :

$$A_{r1} = \frac{A_{a1}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de **S_t = 25 cm**.

✓ **En travée :**

$$M_u = 31.21 \text{ KN.m}$$

A-Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{31.21 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.067 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$\mu_u = 0.056 \longrightarrow$ tableau $\beta = 0.966$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{31.21 \cdot 10^3}{0.966 \times 18 \times 348} = 5.15 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_t = 5HA 12 = 5.65 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**.

B- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : **4AH8 = 2.01 cm²** ; Avec un espacement de **S_t = 25 cm**.

III-5 -2-6- Vérification à l'ELU

III-5 -2-6 -1- Condition de non fragilité (Art A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_{a1} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-5 -2-6 -2- Espacement des barres

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

A- Armatures principales :

$$S_{\text{tmx}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_{t \text{ max}} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appuis} : S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée} : S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

B- Armatures de répartition

$$S_{t \text{ max}} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

$$\text{Sur appuis} : S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée} : S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-5 -2-6 -3- Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5)$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 32.14 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84$ cm.

d : hauteur utile est égale à 18 cm

$$\tau_{se} = \frac{31.11}{0.9 \times 18 \times 18.84} = 0.101 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.101 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

❖ Ancrage des armatures :

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.101 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_c}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{400}{4 \times 2.835} = 35.27 \phi$$

$$\text{Pour } \emptyset = 0.8 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = 35.27 \times 0.8 = 28.22 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \emptyset = 1.2 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.32 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 28.22 = 11.29 \text{ cm}$$

$$L_t = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$$

❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

(BAEL 91 Art A.5.1, 313)

Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante

Chapitre III : calcul des éléments

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0.267a b f_{c28}$$

Avec : a : désigne la section d'appuis égale à 0.9d.

$$a = 0.9 \times 180 = 162 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 162 \times 1000 \times 25 \times 10^{-3} = 1081.350 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 31.11 \text{ KN} < 1081.350 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers : (formulaire BA page 268)

$$A_a \geq \frac{\frac{V_u + M_u}{\frac{0.9d}{f_e}}}{\gamma_s} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(31.11 + \frac{11.01 \times 10^2}{162} \right)$$

$$A_a \geq 0.108 \text{ cm}^2$$

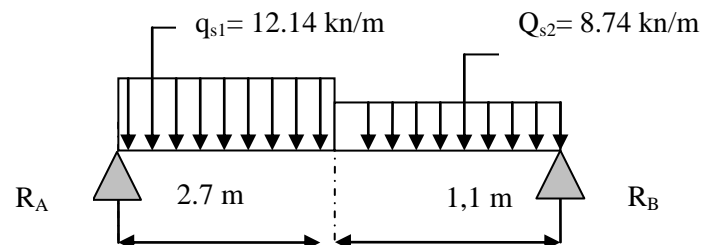
$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2 > 0.108 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-5-2-7-Calcul des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS (1^{er} étage)

✓ **ELS** : $q_s = G + Q$

La volée : $q_{s1} = (9.64 + 2.5) = 12.14 \text{ KN / m}$

Le palier : $q_{s2} = (6.24 + 2.5) = 8.74 \text{ KN / m}$



III-5-2-7-1- Réaction d'appuis

$$R_A = 22.53 \text{ KN.}$$

$$R_B = 19.86 \text{ KN.}$$

Le calcul des efforts tranchants et moments fléchissant se fait avec le logiciel ETABS.

$$M_z^{\max} = 20.90 \text{ KNm}$$

III-5 -2-7-2- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment [KNm]
Moment aux appuis [M_a]	$(-0.3) \times 20.90$	-6.27
Moment en travée [M_t]	$(0.85) \times 20.90$	17.76

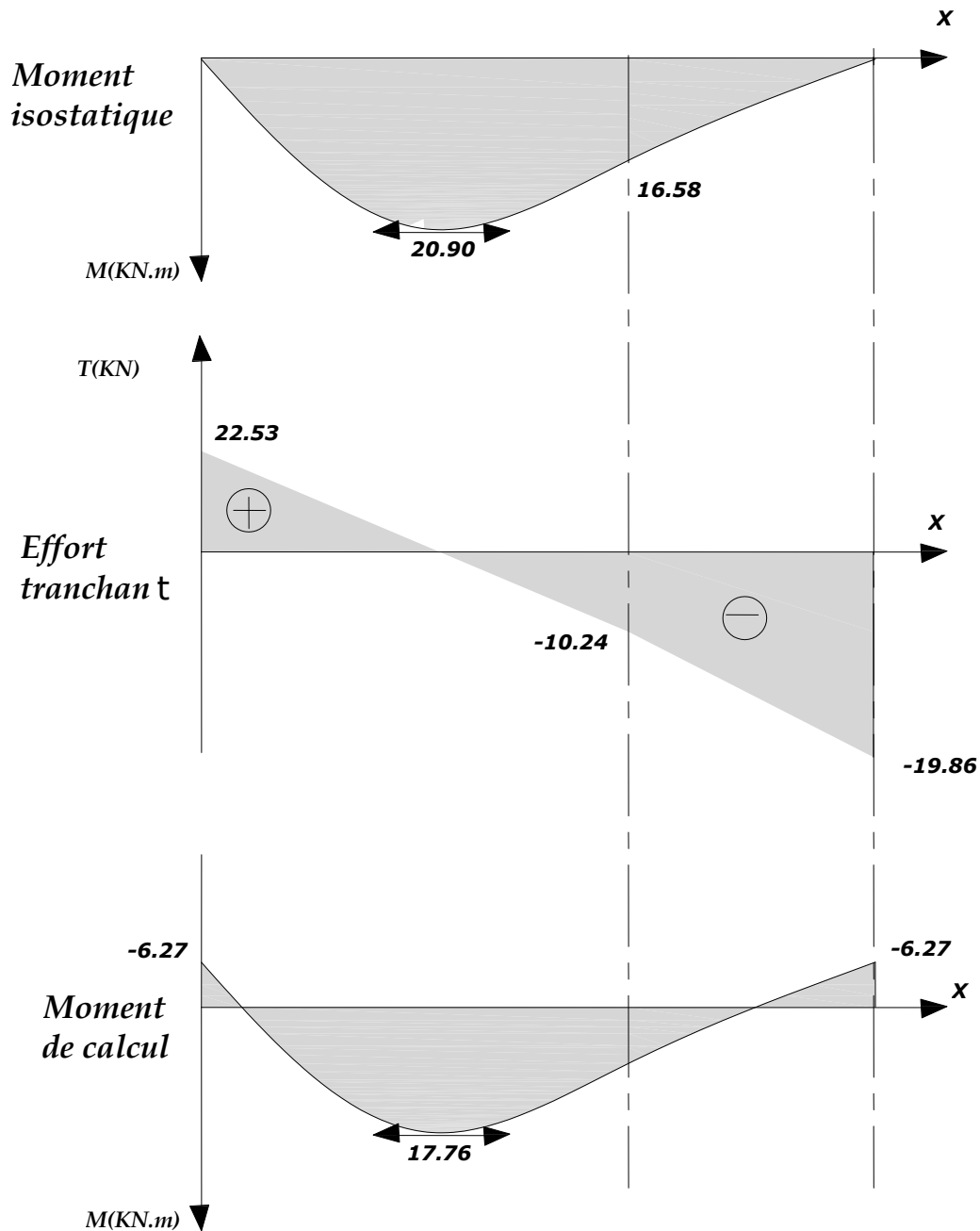


Fig.5-7 Diagramme des moments fléchissant (ELS)

III-5 -2-7-3- Vérification à l'ELS

A- Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

B- Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5,2 /BAEL91) :

La contrainte de compression est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,313 \Rightarrow \text{Après interpolation on trouve } K_1 = 42,03$$

$$\text{et } \beta_1 = 0,912$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{17,76 \times 10^3}{0,912 \times 18 \times 5,65} = 191,48 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{191,48}{42,03} = 4,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 18} = 0,139 \Rightarrow K_1 = 66,43 \text{ et } \beta_1 = 0,938$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{6,27 \times 10^3}{0,938 \times 18 \times 2,51} = 147,95 \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{147,95}{66,43} = 2,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III-5 -2-7-4 -Etat limite d'ouverture des fissurations

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

III-5 -2-7-5-Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \frac{20}{380} = 0,052 \leq 0,0625$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

- $A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(12.14 ; 8.74) = 12.14 \text{ KN/mL}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

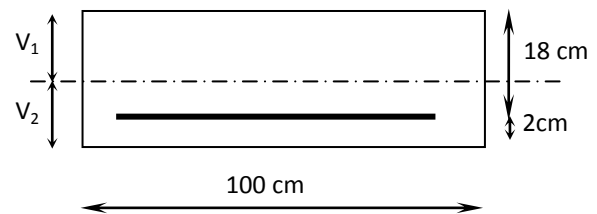
$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (18)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 18) = 17725.5 \text{ cm}^3$$



B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 5.65) = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{17725.5}{2084.75} = 8.50 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 8.50 = 11.5 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((8.50)^3 + (11.50)^3) + 15 \times 5.65 \times (11.5 - 2)^2$$

$$I = 78815.35 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.33 \times 10^3 \times (3.95)^4}{10818,86 \times 10^6 \times 78815.35 \times 10^{-8}} = 0,0045m$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3.95}{500} = 0.0079m$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III-5-3-Calcul de l'escalier d'étage courant (2^{ème} étage-9^{ème} étage)

III-5 -3-1- Pré dimensionnement

La hauteur d'étage est $H = 3.06m$, qui est à usage d'habitation ; Notre étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

Pour dimensionner les marches et les contres marches on utilise généralement la formule de **BLONDEL**.

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

On prend en compte ce qui suit

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$$

En habitation collectif, l'emmarchement

doit être $\geq 120 \text{ cm}$, la profondeur du palier

de repos est $L_2 \geq 110 \text{ cm}$ ou $L_2 \geq 3g$.

A- Calcul du nombre de contre marches :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

On prend h égal à 17cm

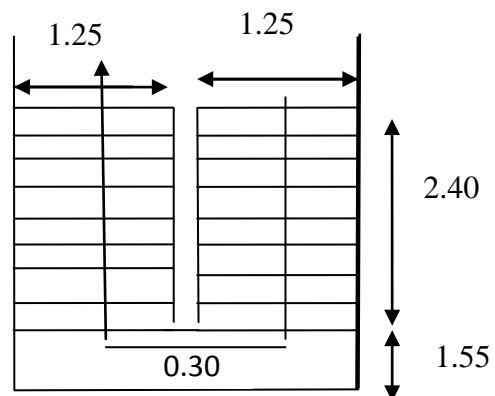
$$n = H/h = 153/17 = 9 \text{ contre marches.}$$

B - Calcul du nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

C - Calcul de la hauteur de la contre marche :

$$h = H/n = 153/9 = 17 \text{ cm.}$$



D - Calcul de la hauteur du giron :

$$g = L_1/n-1 = 240/8 = 30 \text{ cm.}$$

E - Vérification de la relation de BLONDEL :

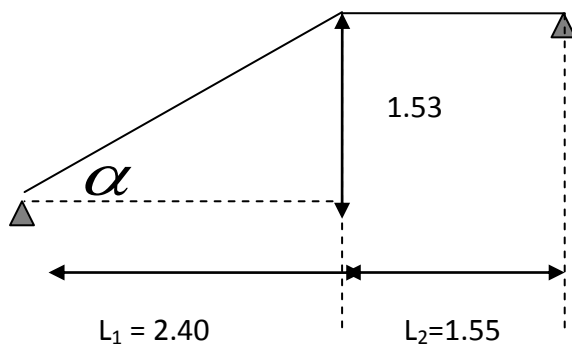
$$59 \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$$

On a $h = 17 \text{ cm}$

Les relations de BLONDEL sont vérifiées



L_1 : longueur projetée de la volée.

L_2 : longueur du palier d'arrivée.

III-5 -3-2 - Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \quad L': \text{Longueur en plan de la volée}$$

A- La paillasse :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec L_0 longueur totale entre nus des appuis.

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

$$\operatorname{tg} \alpha = H/L_1 = 153/240 = 0.6375 \text{ d'ou}$$

$$\alpha = \operatorname{arc} \operatorname{tg} 0.6375 = 32.52^\circ$$

$$\text{Donc } L_0 = 240/\cos 32.52 + 155 = 439.63 \text{ cm.}$$

$$439.63/30 \leq e_p \leq 439.63/20$$

$$14.65 \leq e_p \leq 21.98$$

Soit $e_p = 20 \text{ cm.}$

B - Le palier :

On prend la même épaisseur pour le palier $e_{\text{palier}} = 20 \text{ cm.}$

III-5 -3-3 - Détermination des charges et des surcharges

Le calcul se fera pour une bande de **1 ml** de projection horizontale de la volée et en considérant une poutre isostatique appuyée en flexion simple.

III-5 -3-3-1 - Charges et surcharges

✓ La volée :

<i>Eléments</i>	<i>Poids propre (KN / m²)</i>
Paillasse	$(25 \times 0.2) / 0.843 = 5.93$
Marche	$(25 \times 0.17) / 2 = 2.13$
Revêtements :	
Carrelage	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$22 \times 0.02 = 0.44$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit ciment	$22 \times 0.015 = 0.33$
Gard de corps	0.2
	$G = 9.83 \text{ KN} / \text{m}^2$

✓ Le palier :

Eléments	Poids propre (KN / m ²)
Palier	0.2 x 25 = 5
Mortier de pose	0.44
Carrelage	0.44
Lit de pose	0.36
G = 6.24 KN/m²	

Surcharges d'exploitation : selon la (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service $Q = 2.5 \text{ KN / m}^2$.

III-5 -3-3-2 - Combinaison de charges

✓ ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

La volée : $q_{u1} \text{ (vol 1)} = (1.35 \times 9.83 + 1.5 \times 2.5) = 17.02 \text{ KN / m}$

Le palier : $q_{u2} = (1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5) = 12.17 \text{ KN / m}$

✓ ELS : $q_s = G + Q$

La volée : $q_{s1} = (9.83 + 2.5) = 12.33 \text{ KN / m}$

Le palier : $q_{s2} = (6.24 + 2.5) = 8.74 \text{ KN / m}$

III-5 -3-4 - Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU

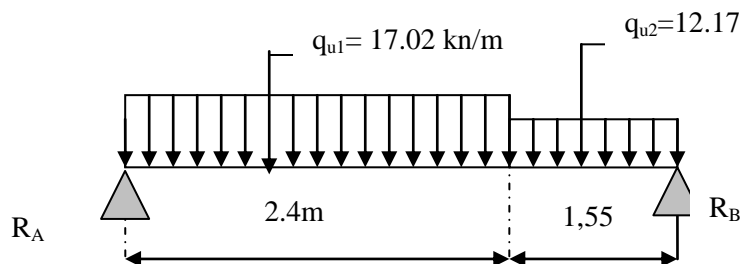


Schéma statique

III-5 -3-4-1- Réaction d'appuis

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2.40q_{u1} + 1.55q_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 2.4 \times 17.02 + 1.55 \times 12.17 = 59.71 \text{ KN / ml}.$$

$$R_A + R_B = 59.71 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + q_{u2} \times 1.55 \times \left(2.4 + \frac{1.55}{2}\right)$$

$$R_B \times 3.95 = 17.02 \times 2.4 \times 1.2 + 12.17 \times 1.55 (2.4 + 0.775)$$

$$R_B = \frac{108.91}{3.95} = 27.57 \text{ KN.}$$

$$R_A = 59.71 - 27.57 = 32.14 \text{ KN}$$

$$R_A = 32.14 \text{ KN}$$

Le calcul des efforts tranchants et moments fléchissant se fait avec le logiciel ETABS.

$$M_z^{\max} = 30.35 \text{ KNm}$$

III-5 -3-4-2- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment [KN.m]
Moment aux appuis [M_a]	$(-0.3) \times 30.35$	-9.11
Moment en travée [M_t]	$(0.85) \times 30.35$	25.79

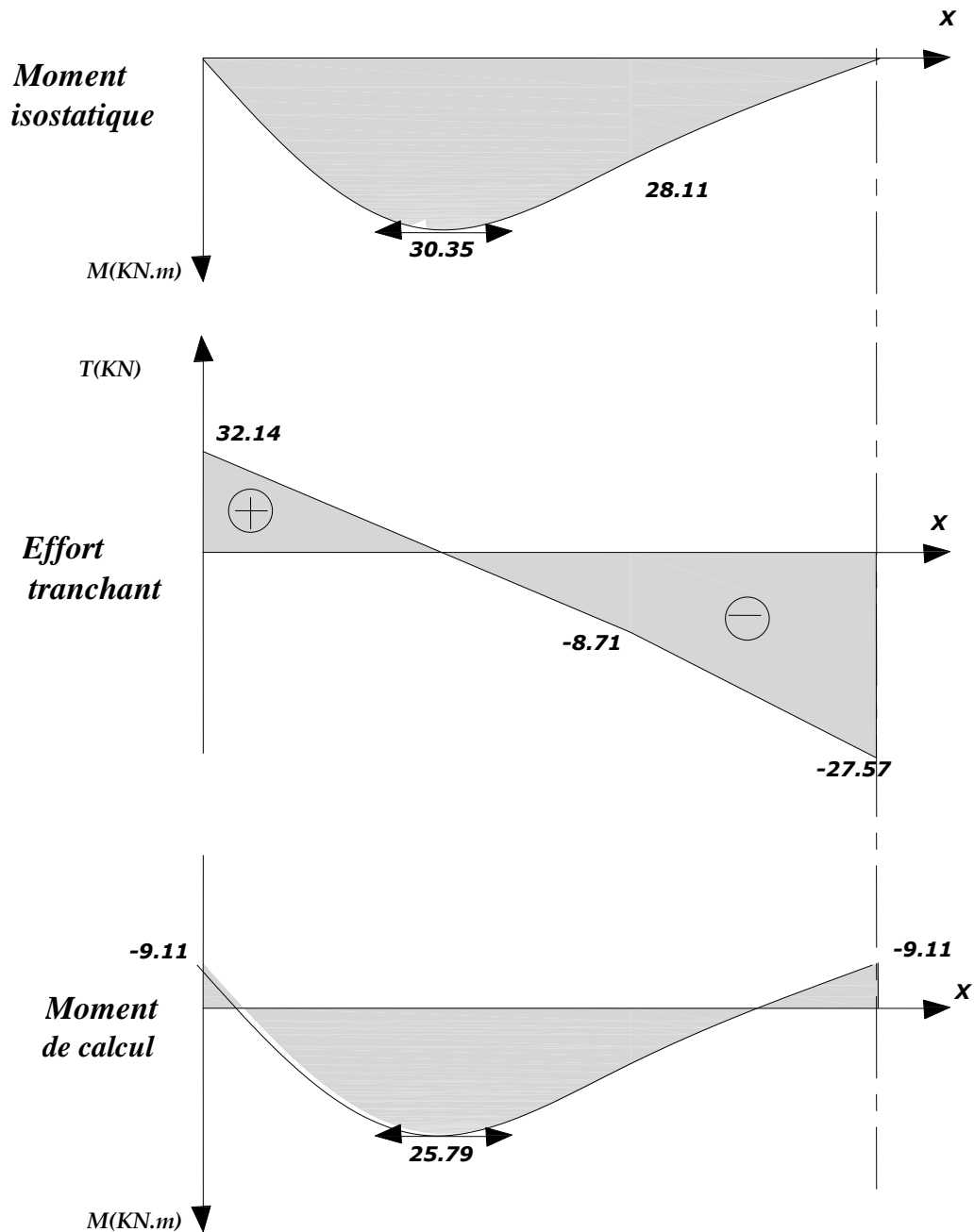


Fig. 5-8-Diagramme des moments fléchissant (ELU)

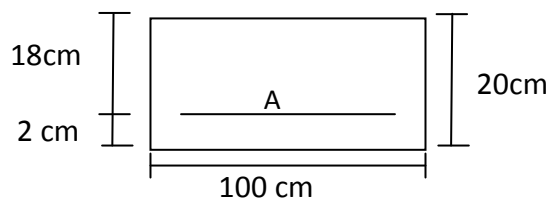
III-5 -3-5- Calcul du ferrailage

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant.

$B = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$

✓ Aux appuis :

$M_u = - 9.11 \text{ KN.m}$



A-Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.11 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.020$$

$$\mu_b = 0.020 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.990$$

$$A_{a1} = \frac{M_u}{bd \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.11 \times 10^3}{0.990 \times 18 \times 348} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$A_{a1} = 1.46 \text{ cm}^2$ on opte pour **5HA8 = 2.51 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**.

B-Armatures de répartition :

$$A_{r1} = \frac{A_{a1}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement de **S_t = 20 cm**.

✓ En travée :

$$M_u = 25.79 \text{ KN.m}$$

A-Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{25.79 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.056 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.056 \longrightarrow \text{tableau } \beta = 0.971$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{25.79 \cdot 10^3}{0.971 \times 18 \times 348} = 4.24 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_t = 5HA 12 = 5.65 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**.

B- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : **4AH8 = 2.01 cm²** ; Avec un espacement de **S_t = 20 cm**.

III-5 -3-6- Vérification à l'ELU

III-5 -3-6 -1- Condition de non fragilité (Art A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_{a1} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-5 -3-6 -2- Espacement des barres

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

C- Armatures principales :

$$S_{\text{tmx}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_{t \text{ max}} \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sur appuis} : S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée} : S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

D- Armatures de répartition :

$$S_{t \text{ max}} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

$$\text{Sur appuis} : S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée} : S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-5 -3-6 -3- Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5) \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 32.14 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$.

d : hauteur utile est égale à 18 cm

$$\tau_{se} = \frac{32.14}{0.9 \times 18 \times 18.84} = 0.105 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.105 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

❖ Ancrage des armatures :

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.105 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{400}{4 \times 2.835} = 35.27 \phi$$

$$\text{Pour } \emptyset = 0.8 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = 35.27 \times 0.8 = 28.22 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \emptyset = 1.2 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.32 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 28.22 = 11.29 \text{ cm}$$

$$L_t = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$$

❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

(BAEL 91 ArtA.5.1, 313)

Influence sur le béton : On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \quad V_u^{\max} \leq 0.267 a b f_{c28}$$

Avec : a : désigne la section d'appuis égale à 0.9d.

$$a = 0.9 \times 180 = 162 \text{ mm}$$

Chapitre III : calcul des éléments

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 162 \times 1000 \times 25 \times 10^{-3} = 1081.350 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 32.14 \text{ KN} < 1081.350 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers : (formulaire BA page 268)

$$A_a \geq \frac{\frac{V_u + M_u}{0.9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(32.14 + \frac{9.11 \times 10^2}{162} \right)$$

$$A_a \geq 0.082 \text{ cm}^2$$

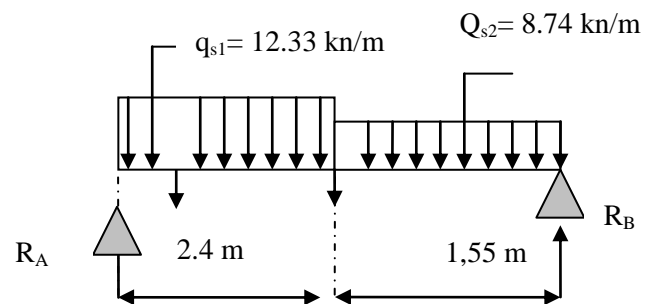
$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2 > 0.082 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

III-5-3-7-Calcul des moments fléchissants et efforts tranchants à l'ELS

✓ **ELS** : $q_s = G + Q$

La volée : $q_{s1} = (9.83 + 2.5) = 12.33 \text{ KN / m}$

Le palier : $q_{s2} = (6.24 + 2.5) = 8.74 \text{ KN / m}$



III-5-3-7-1- Réaction d'appuis

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2.4q_{s1} + 1.55q_{s2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 2.4 \times 12.33 + 1.55 \times 8.74 = 43.14 \text{ KN / ml}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{s1} \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + q_{s2} \times 1.55 \times \left(2.4 + \frac{1.55}{2} \right).$$

$$R_B = \frac{78.52}{3.95} = 19.88 \text{ KN}.$$

Chapitre III : calcul des éléments

$$R_A = 43.14 - 19.88 = 23.26 \text{ KN.}$$

$$R_A = 23.26 \text{ KN.}$$

Le calcul des efforts tranchants et moments fléchissant se fait avec le logiciel ETABS.

$$M_z^{\max} = 21.94 \text{ KNm}$$

III-5 -3-7-2- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment [KNm]
Moment aux appuis [M_a]	$(-0.3) \times 21.94$	-6.58
Moment en travée [M_t]	$(0.85) \times 21.94$	18.65

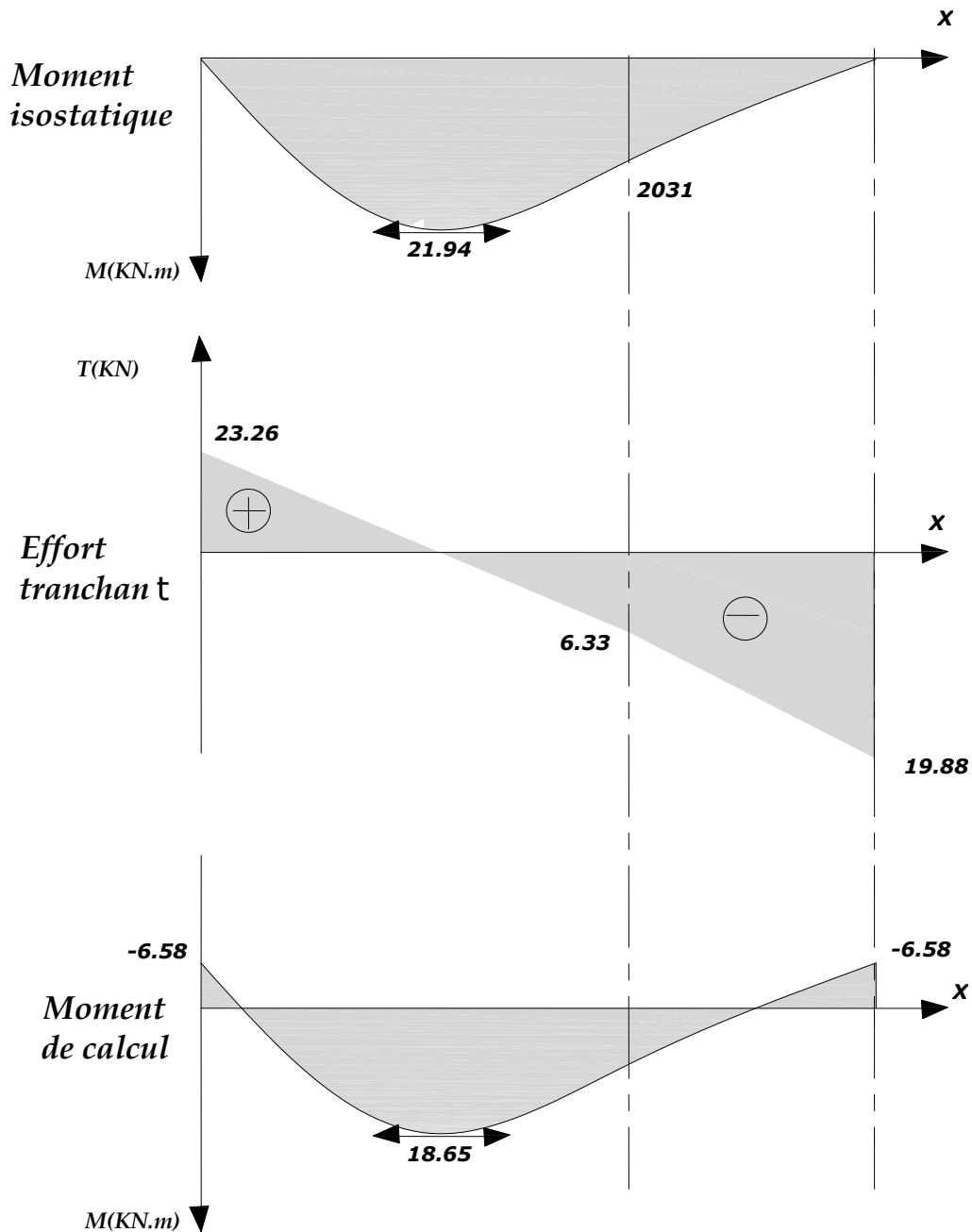


Fig.5-9-Diagramme des moments fléchissant (ELS)

III-5 -3-7-3- Vérification à l'ELS

A- Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

B- Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5,2 /BAEL91) :

La contrainte de compression est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,313 \Rightarrow \text{Après interpolation on trouve } K_1 = 42,03$$

et $\beta_1 = 0,912$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{18,65 \times 10^3}{0,912 \times 18 \times 5,65} = 201,07 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{201,07}{42,03} = 4,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 18} = 0,139 \Rightarrow K_1 = 66,43 \text{ et } \beta_1 = 0,938$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{6,58 \times 10^3}{0,938 \times 18 \times 2,51} = 155,26 \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{155,26}{66,43} = 2,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III-5 -3-7-4 -Etat limite d'ouverture des fissurations

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

III-5 -3-7-5-Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \frac{20}{395} = 0,05 \leq 0,0625$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Chapitre III : calcul des éléments

- $A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_s = \max(q_s^1 ; q_s^2) = \max(8.74 ; 12.33) = 12.33 \text{ KN/mL}$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

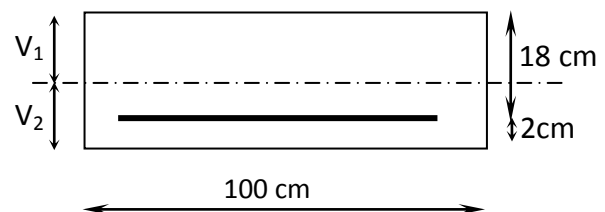
$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (18)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 18) = 17725.5 \text{ cm}^3$$



B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 5.65) = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{17725.5}{2084.75} = 8.50 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 20 - 8.50 = 11.5 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((8.50)^3 + (11.50)^3) + 15 \times 5.65 \times (11.5 - 2)^2 \quad I = 78815.35 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.33 \times 10^3 \times (3.95)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 78815.35 \times 10^{-8}} = 0.0045 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3.95}{500} = 0.0079 \text{ m} \quad f < \bar{f} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

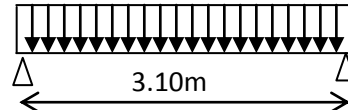
III-6- Poutre palière

L a poutre palière se situe au niveau du RDC .Elle est semi encastée dans les poteaux de la cage d’escalier, elle est destinée à supporter son poids propre ; la réaction de la paillasse et celle du palier.

III-6-1-Pré dimensionnement

III-6 -1-1-Hauteur de la poutre h_t

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$



h_t : la hauteur de la poutre

L : partie libre L = 3.10 m
palière

Figure III-6-1- Schéma statique de la poutre

$$\frac{310}{15} \leq h_t \leq \frac{310}{10}$$

$$20.66 \leq h_t \leq 31 \Rightarrow h_t = 35 \text{ cm}$$

III-6 -1-2-largeur de la poutre b

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

$$14 \leq b \leq 24,7 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

III-6 -1-3-Recommandations de l’ RPA 99 Version 2003

Le RPA exige que

$$\begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{cases}$$

On a

$$\begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

III-6 -1-4-Conclusion

La poutre aura pour dimensions : **b x h = 30 x 35 cm²**

III-6-2-2- Déterminations des charges

- Son poids : $G = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier (ELU) : $R_B = 45.34 \text{ KN/ml}$.
- Réaction du palier (ELS) : $R_B = 32.86 \text{ KN/ml}$.

III-6-2 -3- Calcul à l'ELU

III-6-2 -3-1-Combinaisons de charges

$$q_u = 1.35G + 2T_U/L$$

$$q_u = 1.35 \times 1.875 + 2 \times 45.34/3.10$$

$$q_u = 31.78 \text{ KN/ml}$$

III-6-2 -3-2- Calcul du moment et de l'effort tranchant

❖ Moment isostatique :

$$M_U = \frac{q_u \cdot \ell^2}{8} = \frac{31.78 \times 3.10^2}{8} = 38.17 \text{ KN.m.}$$

❖ Effort tranchant :

$$T_U = R_A = R_B = \frac{q_u \times \ell}{2} = \frac{31.78 \times 3.10}{2} = 49.25 \text{ KN.}$$

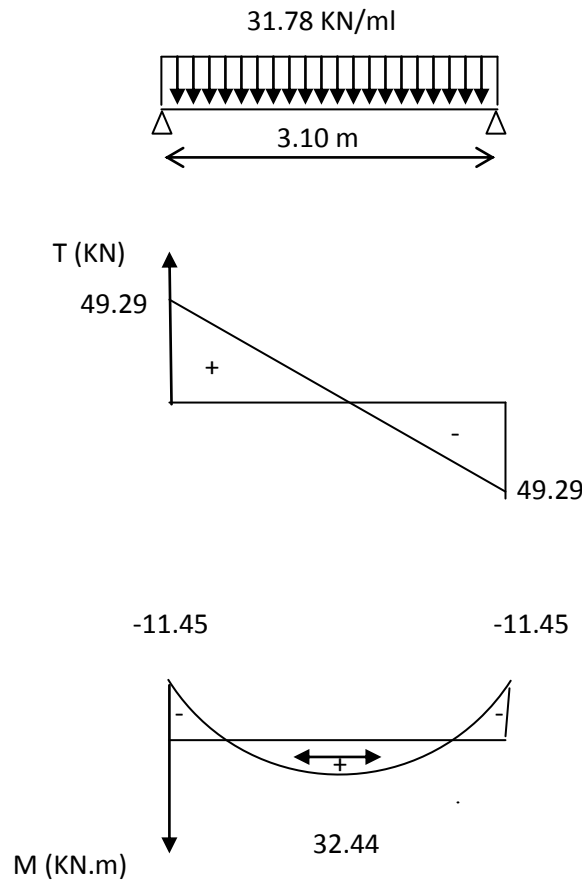
❖ Moment aux appuis :

$$M_a = -0.3 M_U = -0.3 \times 38.17 = -11.45 \text{ KN m}$$

❖ Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_U = 0.85 \times 38.17 = 32.44 \text{ KN m}$$

III-6 -2-4- Diagramme du moment et de l'effort tranchant



III-6 -2-5-Ferraillage

❖ **Aux appuis :**

$$M_u = - 11.45 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.45 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0.041 < \mu_e = 0,392.$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,041 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,979.$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.45 \times 10^3}{0.979 \times 28 \times 348} = 1.20 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA8 = 1.50 cm².

❖ **En travée :**

$$M_u = 32.44 \text{ KNm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{32.44 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.116 < \mu_e = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0.116 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.938.$$

$$A_t = \frac{32.44 \times 10^3}{0.938 \times 28 \times 348} = 3.54 \text{ cm}^2$$

On apte pour 3HA14 = 4.62 cm².

III-6 -2-6-Vérification

A- Condition de non fragilité BAEL (Art A-4-2-1)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \text{ b.d.f}_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

B- Aux appuis A_a:

$$1.50 \text{ cm}^2 > 0.845 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

C- En travée A_t

$$4.62 \text{ cm}^2 > 0.845 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

D - Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

Σu_i : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 8 = 75.36 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{u \max}}{0.9 d \Sigma u_i} = \frac{45.34 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 75.36} = 2.38 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.38 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

E- Encrage des barres :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0.6\psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 2.38 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 2,835 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

F- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{45.34 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\{0,13f_{t28}, 5\text{MPa}\} = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

G- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

a- Influence sur le béton:

$$T_u = 45.34 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times bd \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 45.34 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 250 \times 280 \frac{25}{1.5} = 420 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b- Influence sur les armatures inferieures :

$$A_a = 1.50 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(45.34 \times x + \frac{11.14}{0,9 \times 28} \right) = 0.131 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1.50 \text{ cm}^2 \geq A_u = 0.131 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c- Encrage des barres :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{su}} = 0.6\psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 2.38 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{su} = 2,835 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

H- Calcul les armatures transversales

a-Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 1,4 \right\} = \left[\min \left\{ 8, 8,5 \right\}, 25 \right] = 8 \text{ mm}$$

Nous prenons :

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

b-Espacement :

$$S_{t \max} \leq \min \{0,9.d, 40 \text{ cm}\} = S_{t \max} \leq \min \{25.2, 40 \text{ cm}\} = 25.2 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2)

L'espacement doit vérifier :

Aux appuis :

$$st \leq \min \left(\frac{h}{4}, 1,2\Phi, 30 \right) = \min(7,5, 14,4, 30).$$

$$\text{Soit } St = 7 \text{ cm}$$

En travée :

$$st \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

III-6 -3- Calcul à l'ELS

III-6 -3- 1 -Combinaisons de charges

$$q_s = G + 2T_U/L$$

$$q_s = 1.875 + 2 \times 32.86/3.10 \quad q_s = 23.07 \text{ KN/ml}$$

III-6 -3-2 -Calcul du moment et de l'effort tranchant

A- Moment isostatique :

$$M_s = \frac{qs \cdot \ell^2}{8} = \frac{23.07 \times 3.10^2}{8} = 27.71 \text{ KN.m.}$$

B- Effort tranchant

$$T_s = \frac{qs \times \ell}{2} = \frac{23.07 \times 3.10}{2} = 35.75 \text{ KN.}$$

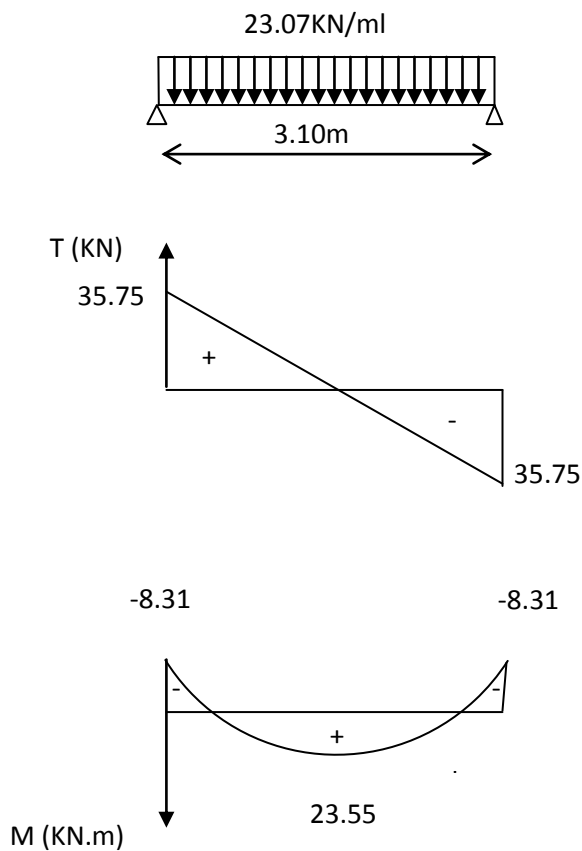
C- Moment aux appuis :

$$M_a = -0.3 M_s = -0.3 \times 27.71 = -8.31 \text{ KN m}$$

D- Moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_s = 0.85 \times 27.71 = 23.55 \text{ KN m}$$

III-6 -3-3 -Diagramme du moment et de l'effort tranchant



III-6 -3-4-Vérification des contraintes

Etat limite de résistance à la compression [BAEL91/Art.4.5,2]

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$$\rho = \frac{100A_s}{b.d} ; \sigma_{bc} = K \sigma_s ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

zone	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$
travée	23.55	4.62	0.66	0.881	0.037	206.64	7.64	15
appuis	8.31	1.50	0.214	0.925	0.019	213.89	4.06	15

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

Vérification de la flèche : [BAEL.99/Artb6.5,2] :

On peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

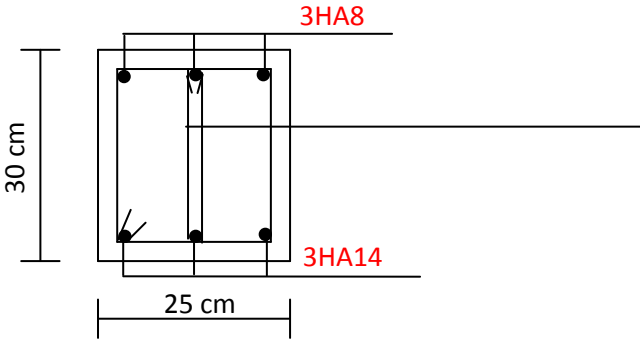
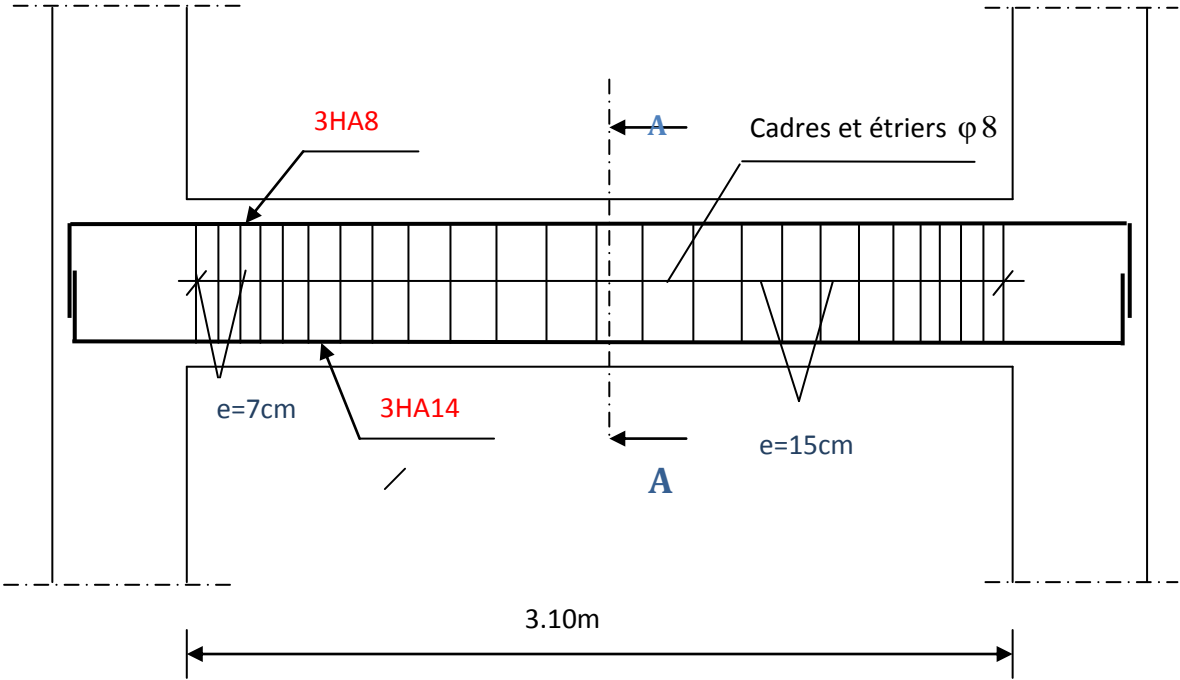
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{310} = 0.096 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.096 > \frac{M_e}{10 \times M_0} = \frac{23.55}{10 \times 27.71} = 0.085 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.0066 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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



Coupe A-A

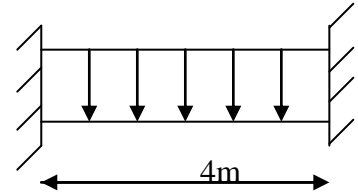
Figure III-6-2 -Plan de ferrailage de poutre palière

III-7- Etude de la poutre de chaînage

Nous allons étudier une poutre continue qui repose sur deux appuis ; elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III-7-1- Le pré dimensionnement de la poutre

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :



-La hauteur $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

-La largeur : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

Avec : L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré.

$$L = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$\frac{370}{15} = 24,66 \leq h \leq \frac{370}{10} = 37$$

D'après le **RPA version 2003 (Art 7.5.1)** la condition ($h \geq 30 \text{ cm}$) doit être vérifiée.

Donc on prend une hauteur qui soit **ht = 30 cm**.

$$-0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12 < b < 21$$

D'après le **RPA version 2003 (Art 7.5.1)** la condition ($b \geq 20 \text{ cm}$) doit être vérifiée.

Donc on prend une largeur qui soit **b = 25cm**.

La section de notre poutre de chaînage est **(25x30) cm**

III-7-2-Détermination des charges et surcharges

- **Les charges permanentes :**

Poids propre de la poutre

$$0,25 \cdot 0,30 \cdot 25 = 1,87 \text{ kN/ml}$$

Poids du mur (double cloison) :

$$(3,06 - 0,30) \cdot 2,36 = 6,51 \text{ kN/ml}$$

Poids du plancher :

$$5,5 \cdot \frac{0,65}{2} = 1,78 \text{ kN/ml}$$

$$G = 10,16 \text{ kN/ml}$$

- **La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 2,5 \cdot \frac{0,65}{2} = 0,81 \text{ kN/ml}$$

III-7-3-Combinaisons des charges

à l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot (10,16) + 1,5(0,81) = 14,93 \text{ kN/ml}$

à l'ELS : $q_s = G + Q = 10,16 + 0,81 = 10,97 \text{ kN/ml}$

III-7-4- Calcul à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée

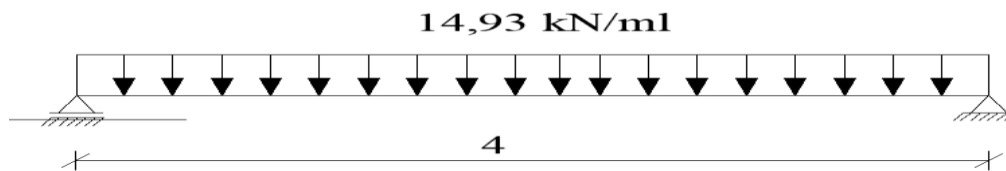


Fig. III-7-1 -Schéma statique de la poutre de chaînage à l'E.L.U

✓ Calcul des moments fléchissant :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{14,93 \times (4)^2}{8} = 29,86 \text{ kN.m}$$

- Aux appuis : $M_A = M_B = -0,3 \times M_0 = 0,3 \times 29,86 = -8,95 \text{ kN.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 29,86 = 25,38 \text{ kN.m}$

✓ Calcul des efforts tranchant :

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{14,93 \times (4)}{2} = 29,86 \text{ kN.m}$$

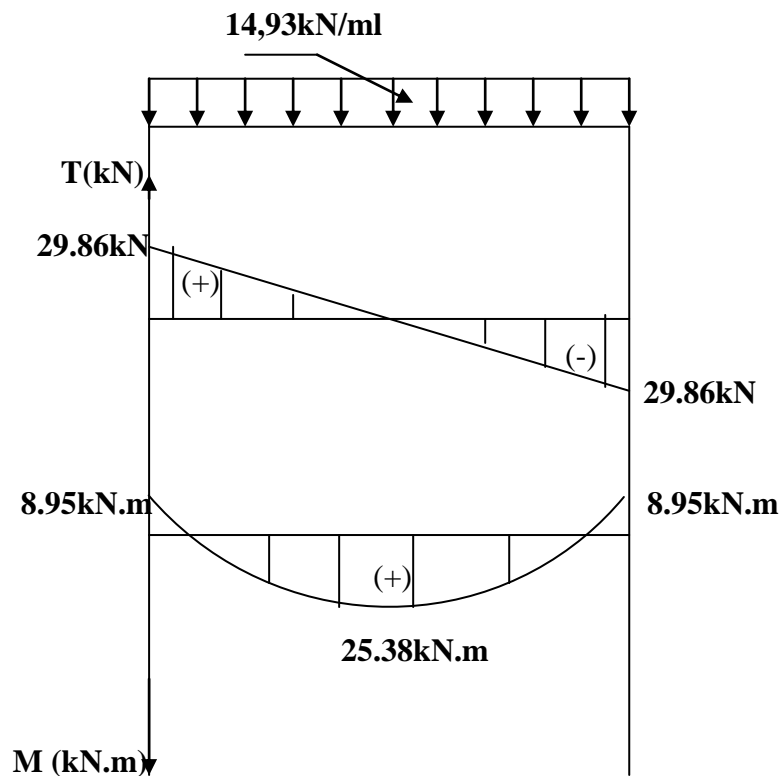


Fig. III-7-2- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'E.L.U

✓ Calcul des armatures :

• En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{25,38 \cdot 10^2}{25 \cdot (28)^2 \cdot 1,42} = 0,092$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

à partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,092 \rightarrow \beta = 0,952$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25,38 \cdot 10^2}{0,952 \cdot 28 \cdot 34,8} = 2,73 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39 cm²**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,95 \cdot 10^2}{25 \cdot (28)^2 \cdot 1,42} = 0,032$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ **la section est simplement armée.**

à partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,95 \cdot 10^2}{0,984 \cdot 28 \cdot 34,8} = 0,93 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA8 = 1,50 cm²**

✓ **Vérifications :**

a -Vérification de la condition de non fragilité (BAEL/Art A.4.2, 1) :

$$A_{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \frac{2,1}{400} \cdot (25) \cdot (28) = 0,845 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis : $A_a = 1,50 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

b -Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.1. 211) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{29,86 \cdot 10^3}{250 \cdot 280} = 0,426 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c -Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 91/Art A.5.1.313) :

• **Sur le béton :**

Il faut vérifier que : $T_u \leq 0,4bd \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$T_u \leq 0,4 \cdot 25 \cdot 28 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 466,6 \text{ kN}$$

$T_u = 29,86 \text{ kN} < 466,6 \text{ kN} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Sur les armatures inférieures :**

Tu = 29.86 kN ; Ma = 8.95 kN.m ; d = 28 cm

$$A_u \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(Tu + \frac{Ma}{0,9 \cdot d} \right) = \frac{1,15}{40} \left(29,86 + \frac{8,95 \cdot 10^2}{25,2} \right) = 1,879 \text{ cm}^2$$

$A_u \geq 1,879 \Rightarrow 1,50 > 1,879 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

-Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{b}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_l \right)$$

$$\frac{b}{10} = \frac{25}{10} = 2,5 \text{ cm} ; \frac{h}{35} = \frac{30}{35} = 0,86 \text{ cm} ; \phi_l = 1 \text{ cm}$$

$\Rightarrow \phi_t \leq 0,86 \text{ cm}$ On adoptera comme armatures transversales un cadre de **HA8**.

e- Espacement entre les barres :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq (25,2 ; 40)$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} = \frac{3,39 \cdot 400}{25 \cdot 20} = 2,712 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow$$
 Condition vérifiée.

La vérification selon le RPA 99, (version 2003/Art : 7-5-2.2) :

- **La zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left[\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right]$$

$$S_t \leq \min [7,5 ; 12] \quad \text{Soit } S_t = 8 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Selon le RPA99, la section d'armatures transversales doit vérifier :

$$A_{t,r} \geq A_{\min} = 0,003 S_t b$$

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 \cdot 15 \cdot 25 = 1,125 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-7-5- Calcul à l'E.L.S

$$qs = G + Q$$

$$qs = 10,16 + 0,81 \Rightarrow qs = 10,97 \text{ kN/ml}$$

✓ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{10,97.4^2}{8} \Rightarrow M_0 = 21.94kN.m$$

- **Aux appuis :** $M_A = M_B = -0,3 \times M_0 = 0,3 \times 21.94 = 6.58kN.m$
- **En travée :** $M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 21.94 = 18.64kN.m$

✓ **Calcul des efforts tranchant :**

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{10,94 \times (4)}{2} = 21.88kN$$

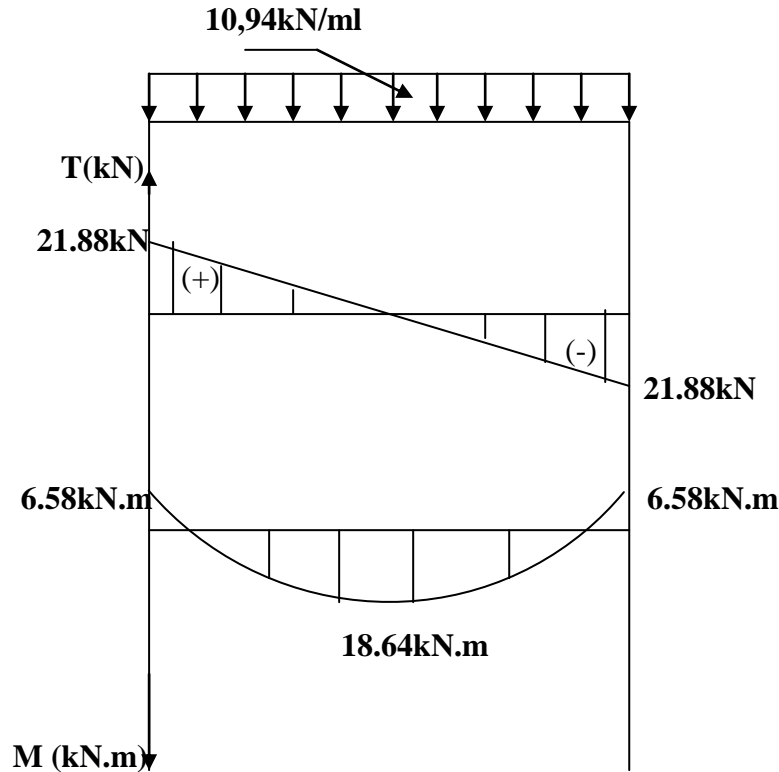


Fig. III-7-3 -Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'E.L.S

✓ **Les vérifications à l'E.L.S :**

a –Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 /Art A-4-5 .3) :

Les fissurations sont peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b – Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}, \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A}, \rho_1 = \frac{100.A}{b.d}$$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton à l'E.L.S.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'E.L.S.

σ_s : Contrainte dans les armatures à l'E.L.S ;

ρ_1 : coefficient

A : section totale d'armatures dans la section du béton.

d : hauteur utile .

b : la largeur du lame du béton .

Ms : moment de flexion à l'E.L.S ;

β_1 et κ_1 : Sont des coefficients en fonction de ρ_1

Aux appuis :

$$M_s = 6.58 \text{ kN.m}; A = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 1,50}{25 \times 28} = 0,21 \Rightarrow \kappa_1 = 51.67 ; \beta_1 = 0,925$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A} = \frac{6.58 \times 10^6}{0,925 \times 280 \times 150} = 169.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{169.36}{51.67} = 3.27 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

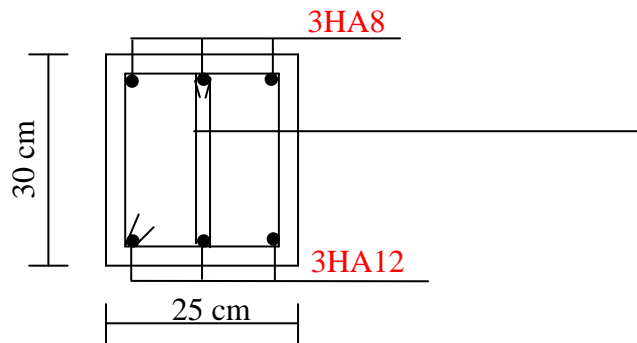
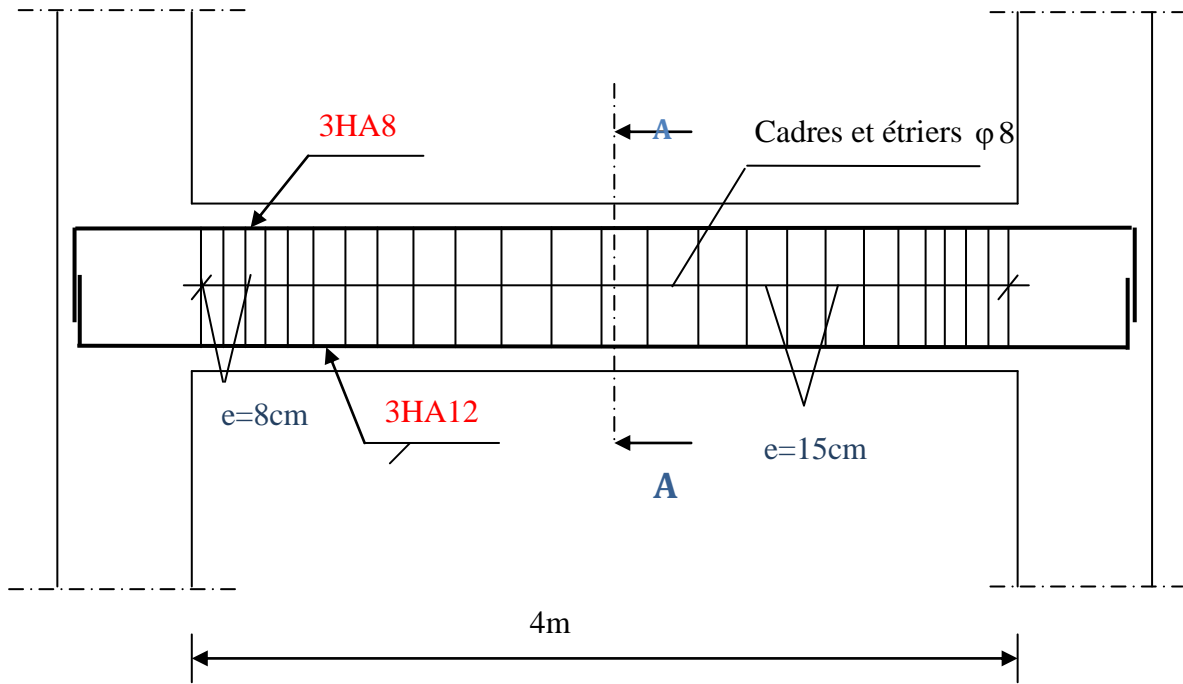
En travée :

$$M_t = 18.64 \text{ kN.m}; A = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0,483 \Rightarrow \kappa_1 = 32.62 ; \beta_1 = 0,895$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A} = \frac{18.64 \times 10^6}{0,895 \times 280 \times 339} = 219.414 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{219.414}{32.62} = 6.726 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



Coupe A-A

Figure III-7-4 - Plan de ferrailage de la poutre de chaînage

IV- Modélisation de la structure

INTRODUCTION

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul **ETABS**.

IV- 1- DESCRIPTION DE L'ETABS

(EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSES BUILDING SYSTEMS)

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV- 2- ETAPES DE MODELISATION

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- 4- Définition des charges (G, Q)
- 5- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 6- Définition du séisme.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

IV- 3- Choix de la méthode de calcul (RPA99/mod2003 Art 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

A. la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

Zone II : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 35.02m).
(RPA 99/mod2003 art 4.1.2).

B. La méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier.

Dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise (**RPA 99/mod2003 art 4.1.3**).

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

IV- 4- Principe de la méthode d'analyse modale spectrale

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du **RPA99 version 2003 (Art 4.1.3)**. Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV- 5- Description du logiciel ETABS(Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures. Il permet la saisie Graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du Comportement de ces structures. Le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des Structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite L'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du Système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les Modes propres de vibration.... Etc

IV- 6-Etapes de la modélisation

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la version 9.7
Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS



Figure IV.1: l'icône d'ETABS

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK

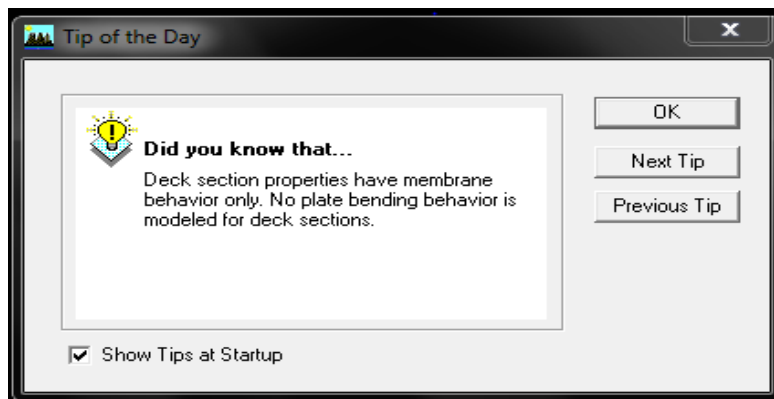


Figure IV-2-fenêtre de dialogue

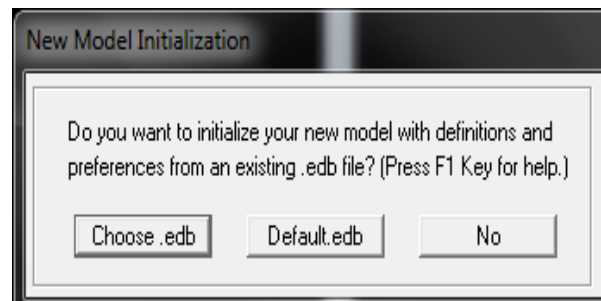
IV- 6-1-Etape 1

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas à droite de L'écran on sélection KN-m comme unité de base pour les forces et déplacements :



Figure IV-3- choix de l'unité

Pour générer un nouveau model ; **File** on sélectionne **New model**



On clique sur **Default.edb**

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction: 8

Number Lines in Y Direction: 6

Spacing in X Direction: 6.

Spacing in Y Direction: 6.

Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid...

Story Dimensions

Simple Story Data

Number of Stories: 11

Typical Story Height: 3.06

Bottom Story Height: 4.42

Custom Story Data Edit Story Data...

Units: KN-m

Add Structural Objects

Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab **Grid Only**

OK Cancel

Figure IV-4- la géométrie de base

Cette option permet d'introduire :

Le nombre des lignes selon la direction x-x (**Number Lines in X Direction**).

Le nombre des lignes selon la direction y-y (**Number Lines in Y Direction**).

Le nombre des étages (**Number of Stories**).

La hauteur de l'étage courant (**Typical Story Height**).

La hauteur de RDC (**Bottom Story Height**).

Modification de la géométrie de la base

-On clique sur le bouton droit de la souris **Edit Grid Data Modify/Show system**.

-On introduit les distances cumulées et les niveaux

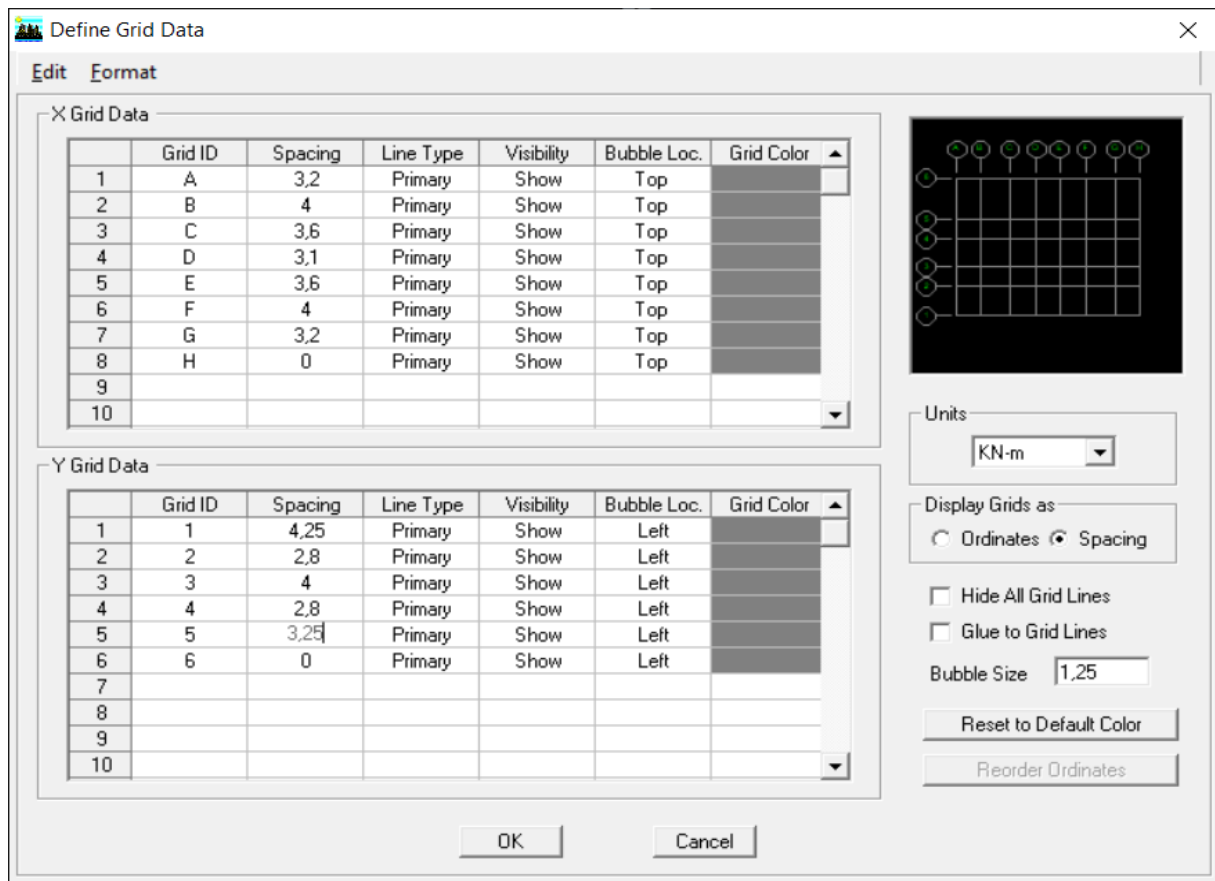


Figure IV-5-les lignes de construction

- pour modifier la hauteur d'étages .bouton droit de la souris, **Edit Story data**, écrit la nouvelle hauteur d'étage dans la case « **Height** » et spécifier le nom de l'étage dans la case « **Label** ».

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	TERRASSE	3,06	35,02	Yes		No	0,
11	STORY9	3,06	31,96	No	TERRASSE	No	0,
10	STORY8	3,06	28,9	No	TERRASSE	No	0,
9	STORY7	3,06	25,84	No	TERRASSE	No	0,
8	STORY6	3,06	22,78	No	TERRASSE	No	0,
7	STORY5	3,06	19,72	No	TERRASSE	No	0,
6	STORY4	3,06	16,66	No	TERRASSE	No	0,
5	STORY3	3,06	13,6	No	TERRASSE	No	0,
4	STORY2	3,06	10,54	No	TERRASSE	No	0,
3	STORY1	3,06	7,48	No	TERRASSE	No	0,
2	RDC	4,42	4,42	No	TERRASSE	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

Figure IV-6- définition des étages

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

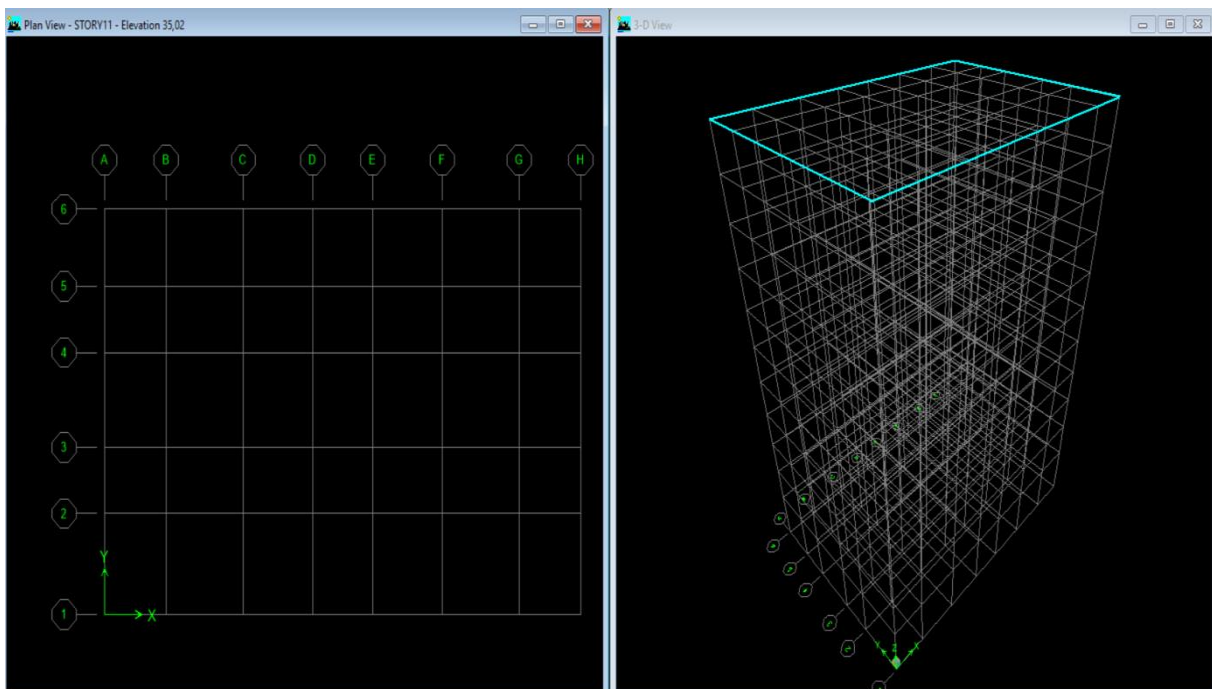
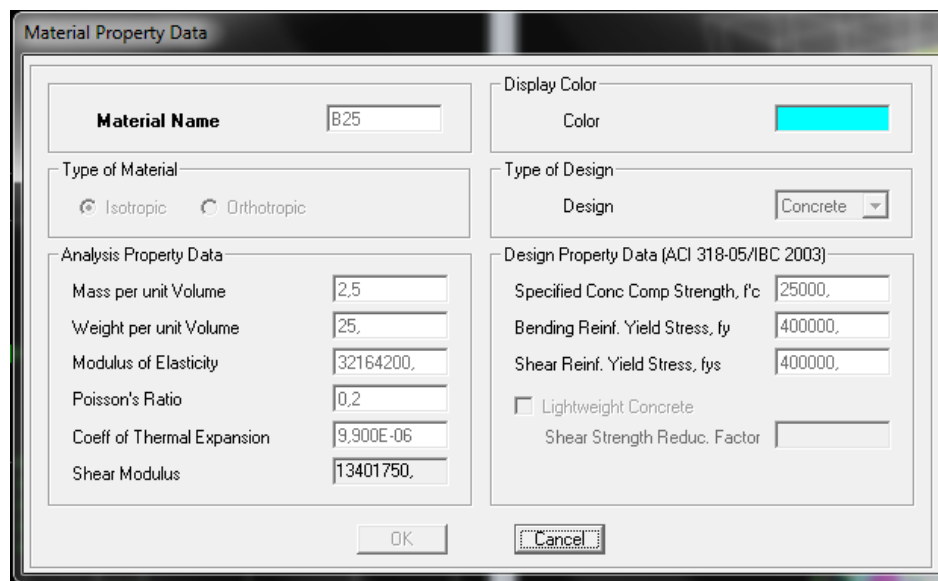
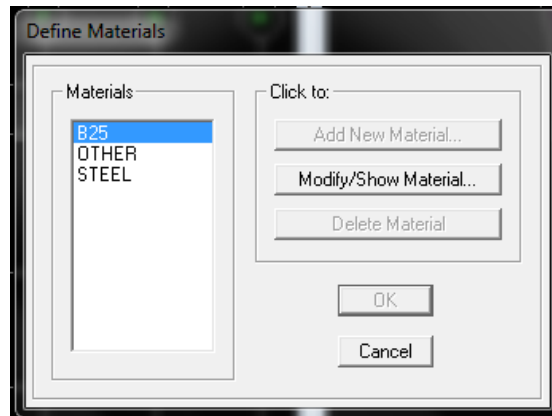


Figure IV-7- l'interface e l'ETABS

IV- 6-2-Etape 2

Définition des matériaux :

On clique sur **Define / Material properties**  on sélectionne **Concrete (béton)** puis on clique sur **Add New Material**.



IV- 6-3-Etape 3

Propriétés géométriques des éléments :

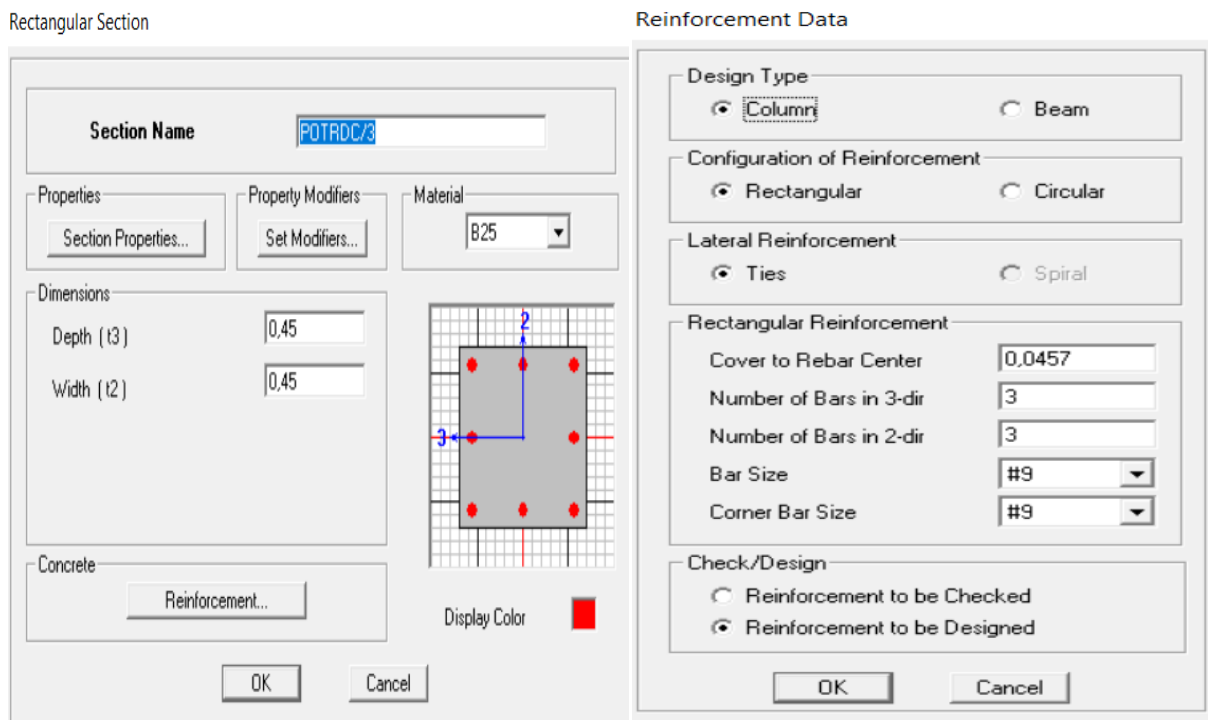
Cette étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle plein, plancher, voile...)

- **poteaux et poutre : Define/ Frame Sections.** 

Icône **properties** on sélection tout on clique sur **delete property**.

Icône **click to** on clique sur **Add Rectangular** (ajout de section).

- a) **Les poteaux** : On clique sur **Reinforcement**, une fenêtre renforcement s'ouvre on coche **Column**.



a) **Les poutres** : On clique sur **Reinforcement**, une fenêtre reinforcement s'ouvre on coche **Beam**.

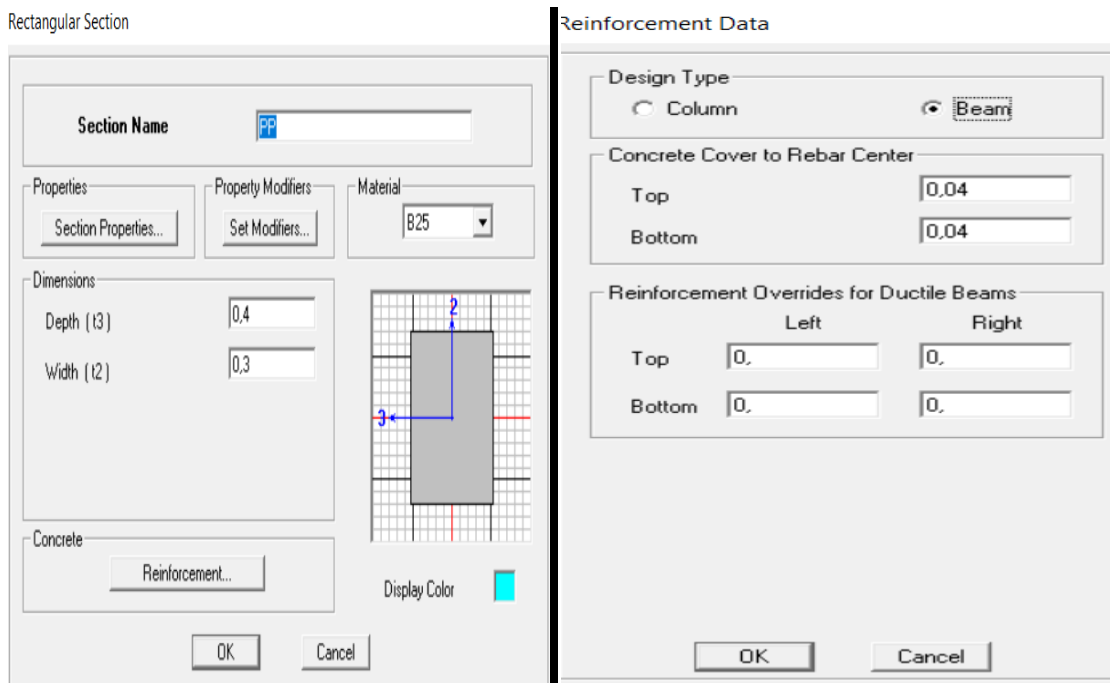


Figure IV-10- dimensionnement des poutres

- dalle plein, voile : Avec : **Wall** (voile) ; **Slab** (dalle plein)

a) **Voiles**

Define /Wall/Slab/Deck section .

On clique sur Add New Wall

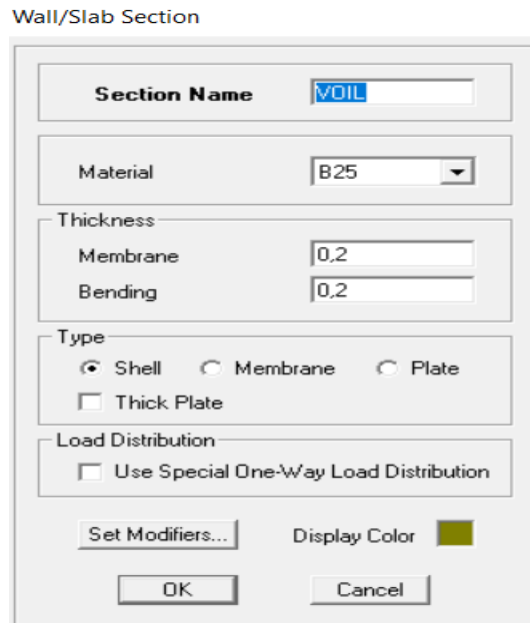


Figure IV-11- dimensionnement des voiles

b) Dalles pleines

Define /Wall/Slab/Deck section .

On clique sur Add New Slab

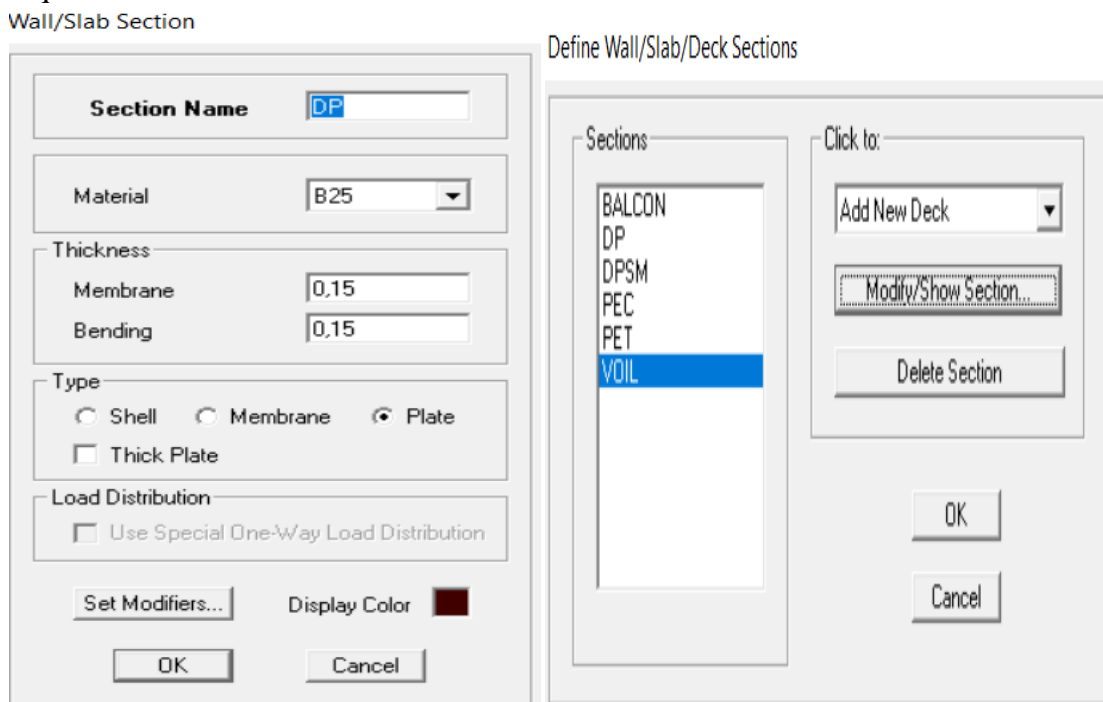


Figure IV-12- dimensionnement des dalles pleines

a) Dessins des éléments définis

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Après avoir préparé le système de grilles et défini les sections tous les éléments barres et plaques, poteaux, poutres, dalles et voiles, on entame maintenant le dessin en utilisant les barres des outils :

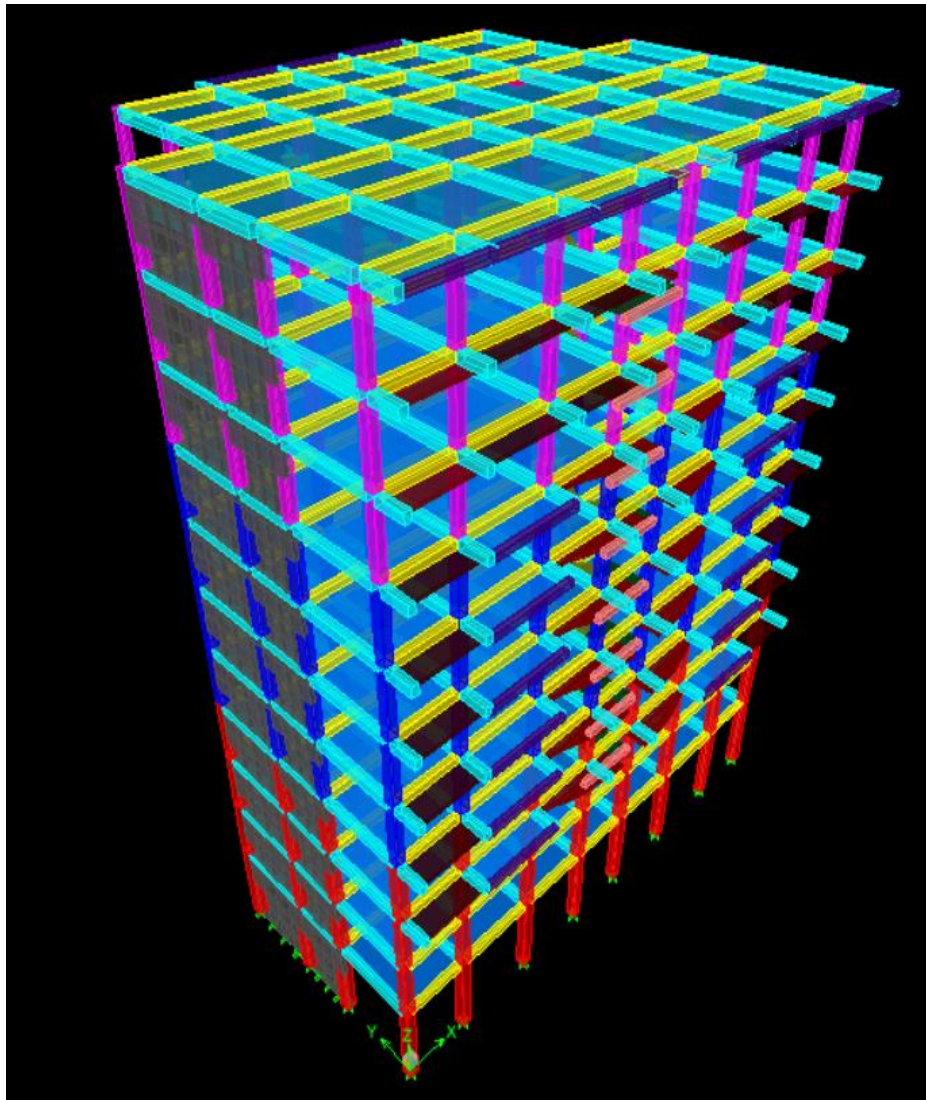
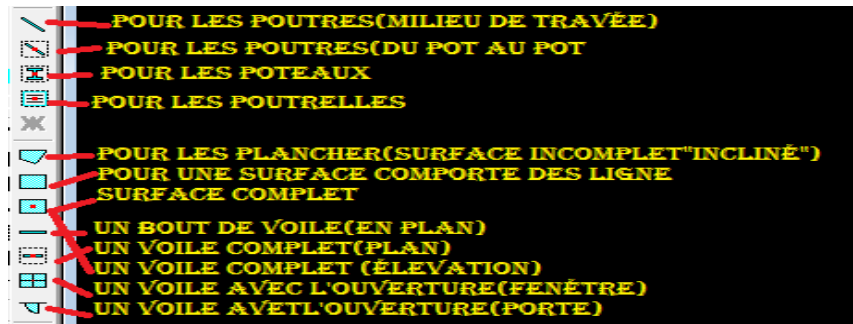


Figure IV-13- Vue en trois dimensions de la structure

IV- 6-3-Etape 4

charges statiques (G et Q)

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charges statiques :**

La structure est soumise à des charges permanentes **G**, et à des surcharges d'exploitation **Q**,

pour les définir on clique sur : **Define/ Static Load Cases.** 

On introduit:

DEAD (G: permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids proper): **1** /Modify load Load

LIVE (Q: exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids proper): **0** /Modify load Load /ok.

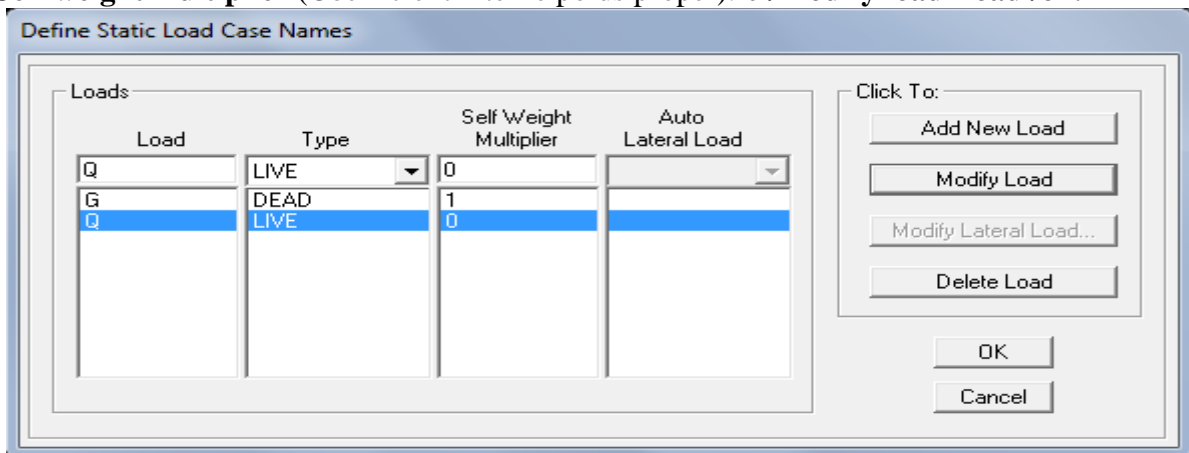


Figure IV-14- définition des charges statiques (G et Q)

- **Affectation des charges**

L'affectation des charges se fait par trois méthodes, soit on charge les plancher ou bien les poutrelles ou bien le portique (poutres et poteaux)

- **Charger les dalles pleines**

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m^2 selon les axes locaux ou globaux.


Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleine, et pour se faire :

On sélectionne les dalles :

Assing → Shell/ Area Loads → Uniform.

Charger les poutrelles et les poutres secondaires:

Pour affectation des charges : je sélectionne les poutres secondaires et les poutrelles et on

clique sur l'icône  ou bien Assing → Frame Line/load distribution → **uniform load**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

IV- 6-3 :Etape 5

Définition de la charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

➤ **Données à introduire dans le logiciel**

Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne) **Article 3.1**

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants) **Article 3.2**

Coefficient de comportement : R = 5 (Portiques contreventés par des voiles). **Article 4.2.3 -**

Site : S3 (Site meuble) **Article 3.3 - Tableau 3.2**

Le pourcentage de l'amortissement : $\xi = 10\%$ **Article 4.2.3 - Tableau 4.2**

Facteur de qualité (Q): Le facteur de qualité de la structure. **Article 4.2.3 - Tableau 4.4**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Critère q	Pq	
	observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0.05
2. Redondance en plan	/	0.05
3. Régularité en plan	/	0.05
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	/

Tableau IV-1-vérification des critères de qualités

Les deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

$$Q_x = Q_y = 1.15$$

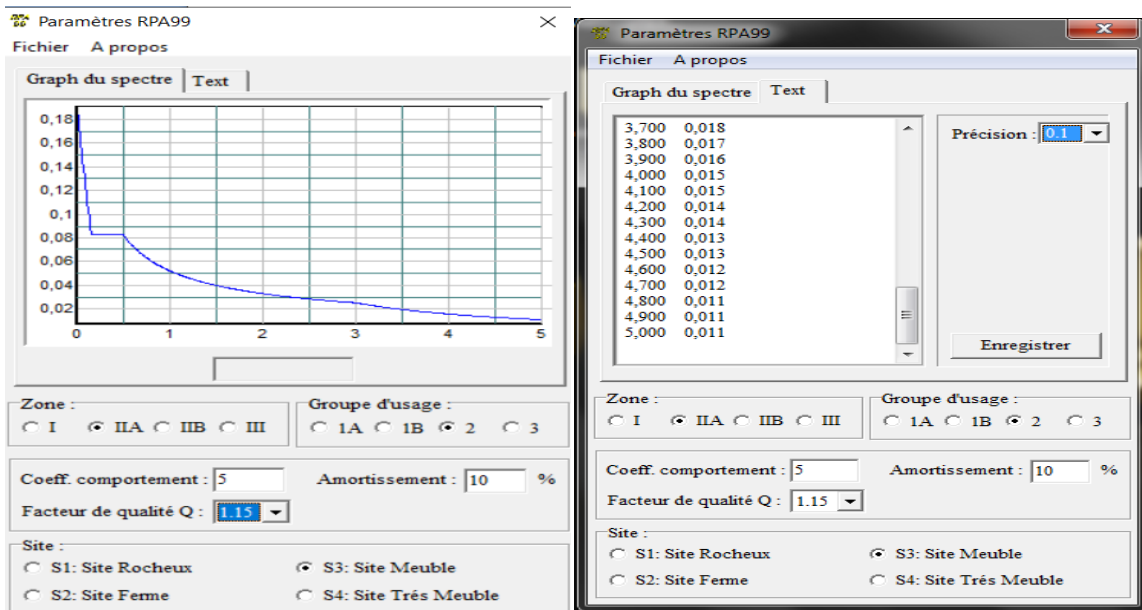


Figure IV-15- définition du spectre de calcul

Défine \rightarrow Response Spectrum \rightarrow Functions choose function type to add
 Spertrum fromfile \rightarrow à Function damping ratio la valeur 0.1.

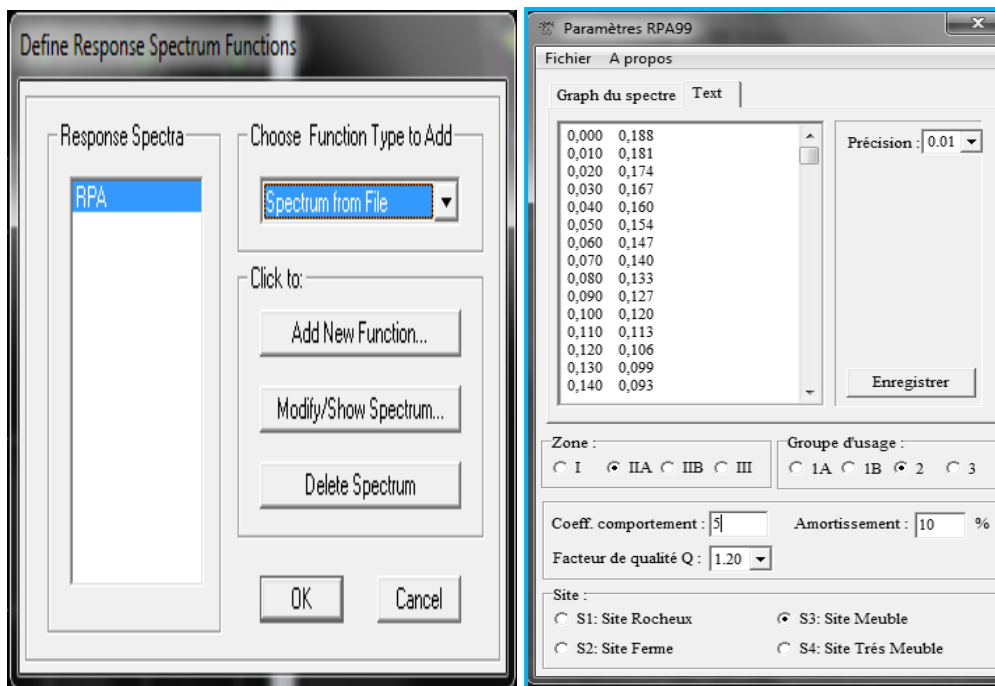


Figure IV-16- introduction du spectre dans ETABS

➤ Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define Reponses spectrum cases ou bien Add New Spectrum

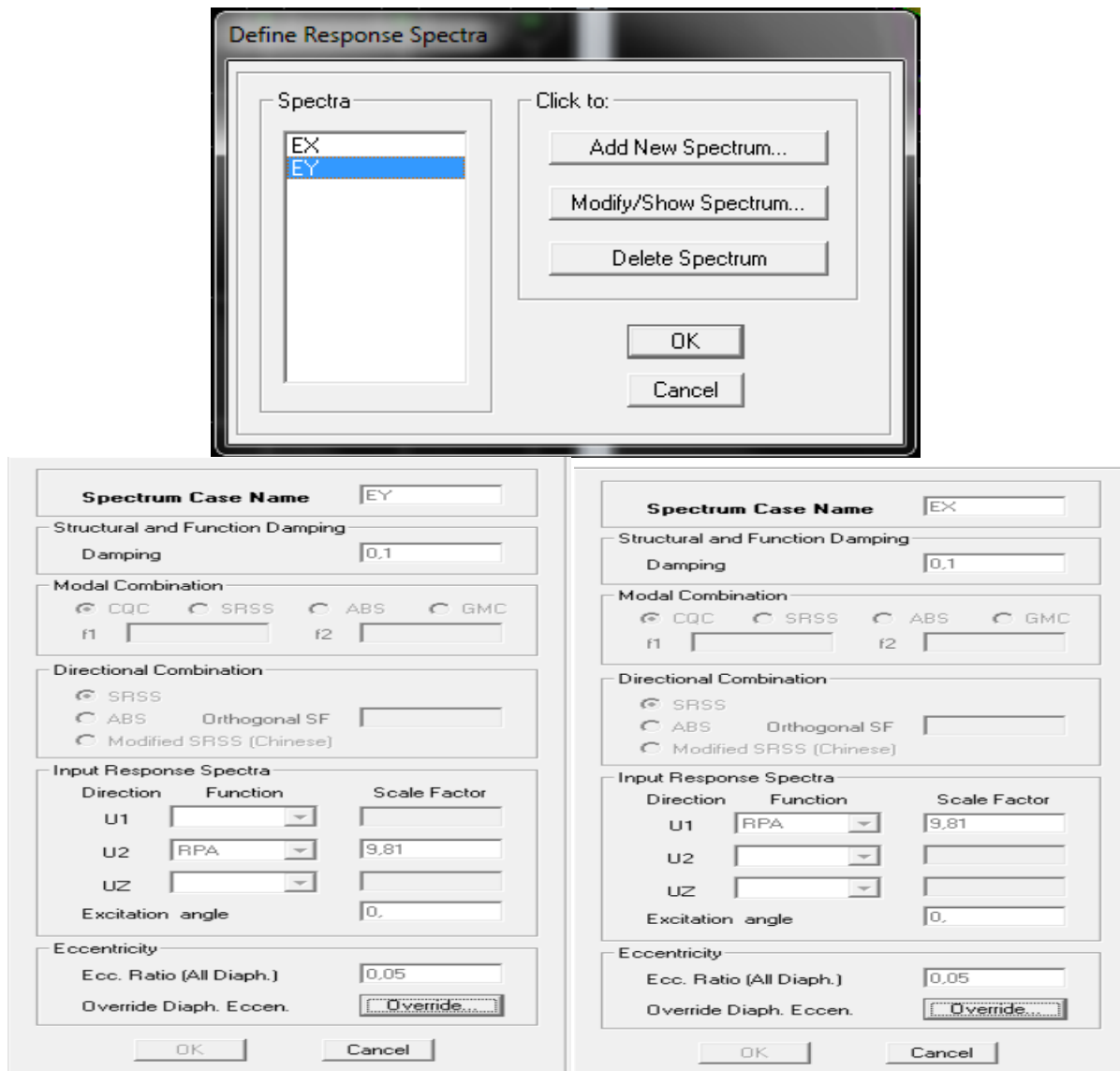



Figure IV-17- définition de la réponse sismique dans les deux directions

IV- 6-3 :Etape 6: Introduire des combinaisons d’actions

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

On clique sur **Define** → **load combination** ou bien on clique sur l’icône . Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Comb**, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l’ELU (1,35 G+1,5Q) :

Choisir G dans la case **Name** et introduire 1,35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**.

Choisir Q dans la case **Name** et introduire 1,5 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**.

Valider avec OK. Pour définir les autres combinaisons on refait le même travail.

Les combinaisons d’action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

▪ Combinaisons aux états limites

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

▪ Combinaisons accidentelles du RPA

GQE : $G + Q \pm E$

08GE : $0.8 G \pm E$

IV-6-3 : Etape 7: Définir l'action sismique

La masse sismique est une masse vibrante qui excite pas le séisme, elle nous peemit l'étude dynamique d'une manière automatique.

Dont cette masse égale

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

β : Coefficient de pondération, après le RPA $\rightarrow \beta = 0.2$

L'instruction à suivre :

Define / masse source ou bien on clique sur cette icône

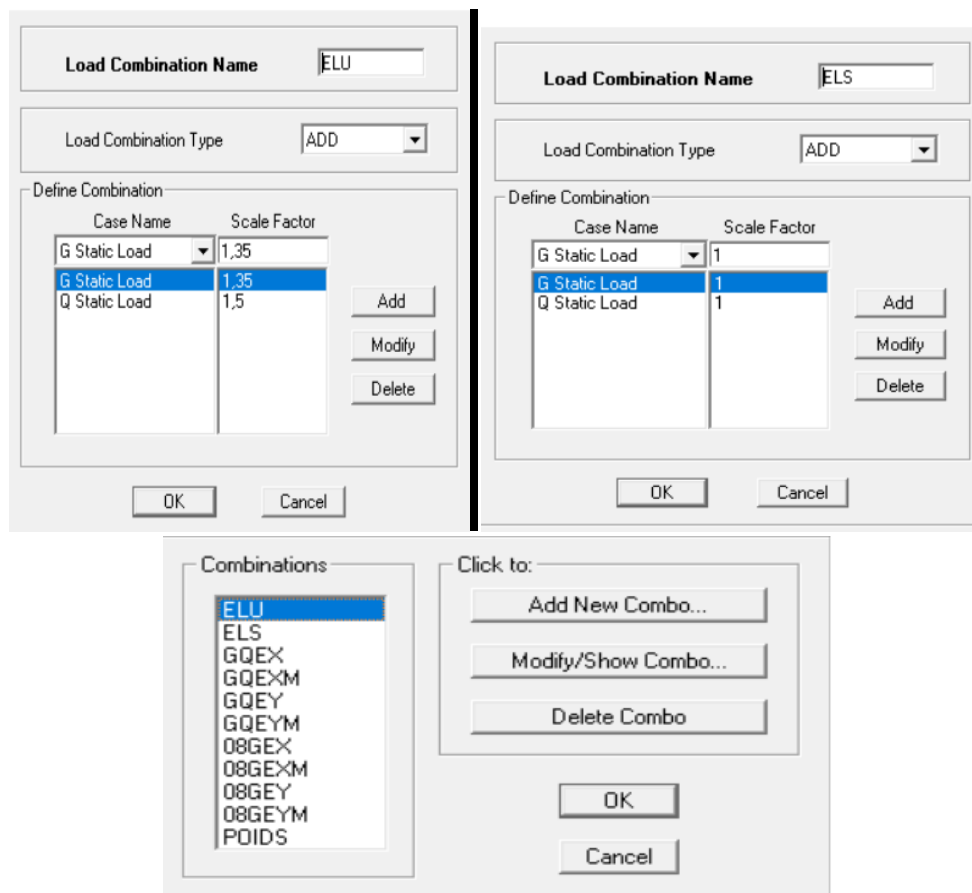


Figure IV-18- les combinaisons d'actions

IV- 6-3 : Etape 8

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la Structure modélisée.

▪ Appuis :

Les poteaux et les voiles sont supposés **parfaitement encastrés** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne la base de la structure puis on clique sur:

Assign/ Joint/ point/ Restreints (supports).

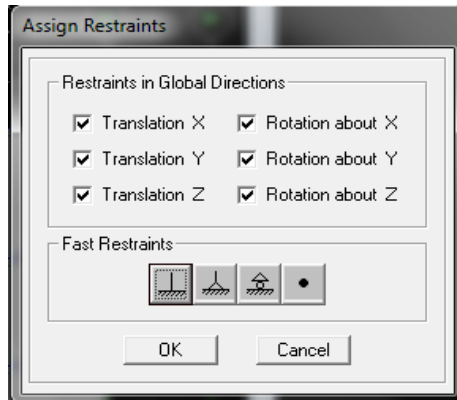


Figure IV-19-encastrement des appuis

▪ Diaphragme

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign / Joint/point / Diaphragms / Add New Constraints / D1

On refait la même procédure pour tous les planchers, et on aura **D2 ; D3 ; ; D11.**

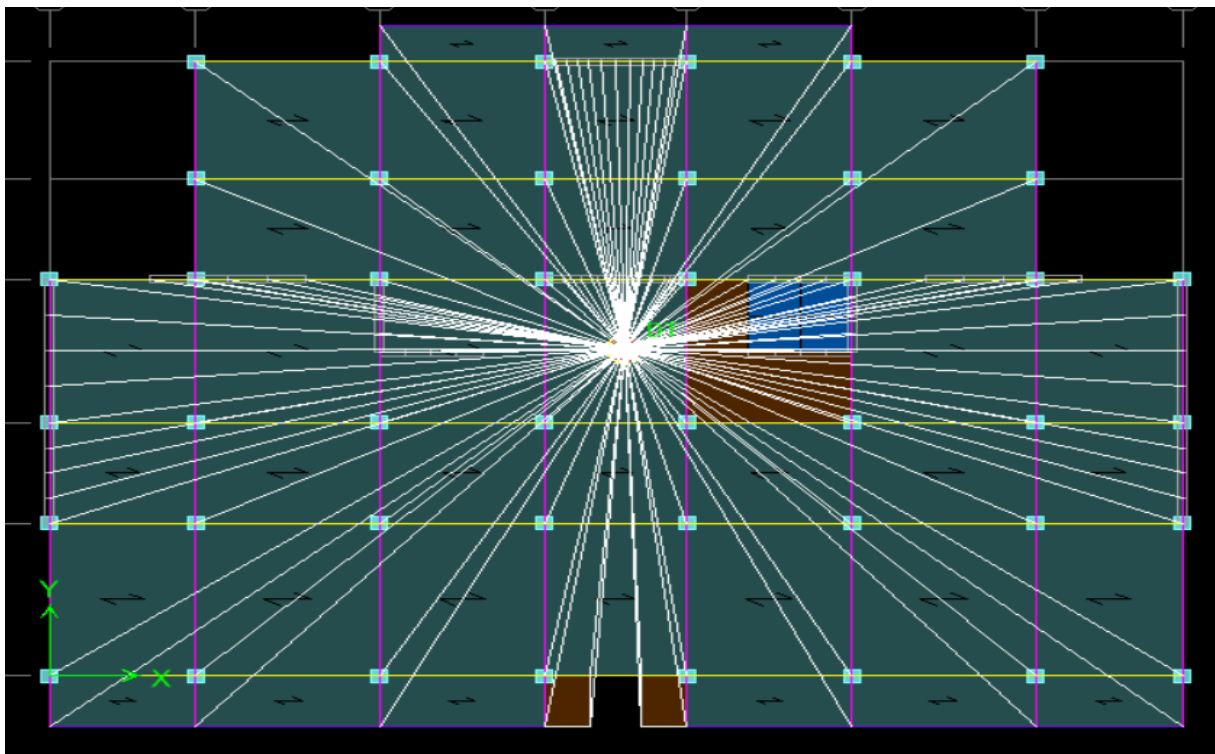


Figure IV-20- le diaphragme

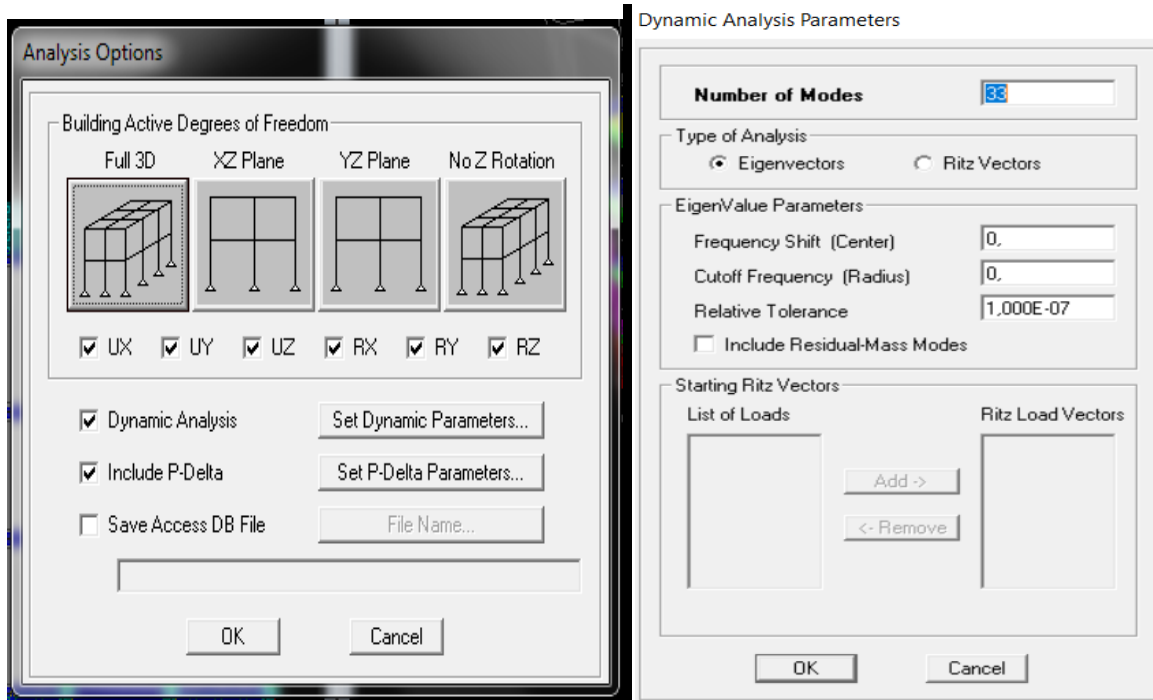


Figure IV-21- définition des options d'analyse

IV- 6-3 : Etape 9

▪ Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis** ou directement **F5** sur le clavier.

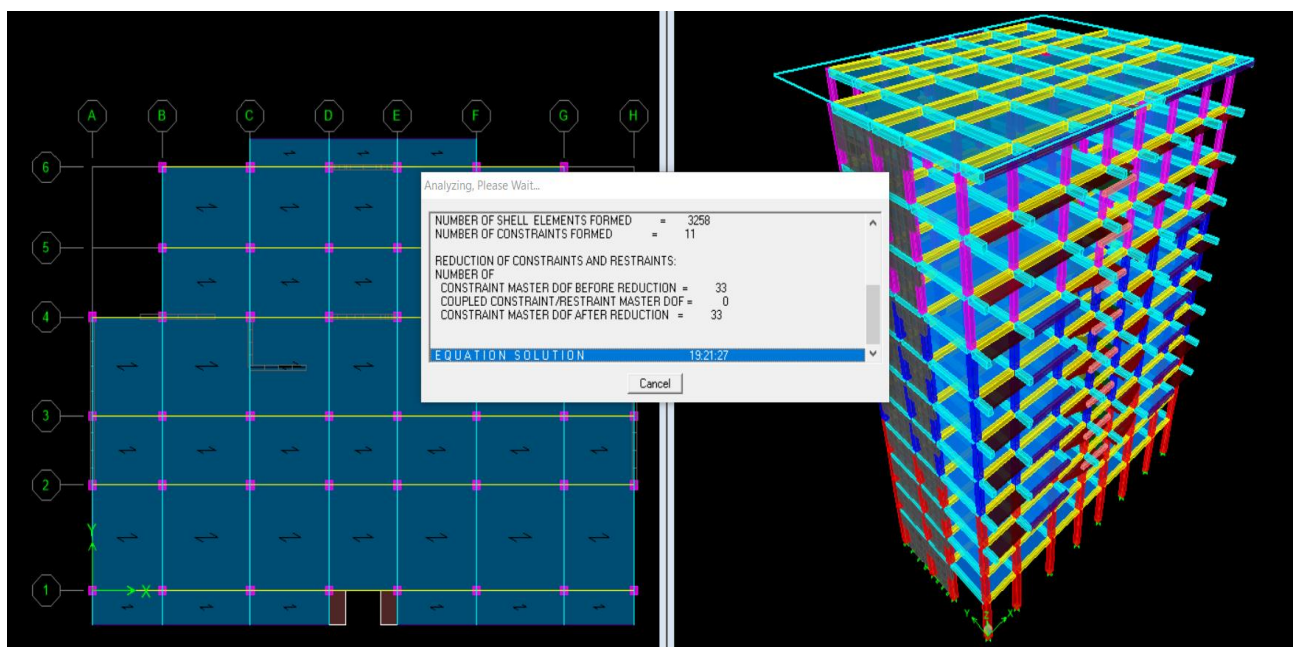


Figure IV-22- lancement d'analyse

V-1- INTRODUCTION

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

- La période fondamentale de la structure.
- L'excentricité.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- Justification du système de contreventement.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements relatifs.
- Déplacement maximal de la structure.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-delta.

V -2-PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet étudié est un bloc (**R+10**) situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou.

- **Zone sismique:** zone **II.a** (RPA 99 Version 2003/Tab 4.1)
- **Groupe d'usage:** Groupe **2** (RPA 99 Ver. 2003/Tab 4.1) bâtiment à usage multiples (commerce, bureaux, habitation).
- **Classification du site:** Site meuble **S3** (rapport géotechnique).
- **Système structurel:** portiques + voiles.

V -3-ÉTUDE DYNAMIQUE

V -3-1-Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période fondamentale obtenue par le logiciel ETABS égale à 0,574 s.

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information → Building

Modal Information → Modal Participating Mass Ratios → OK

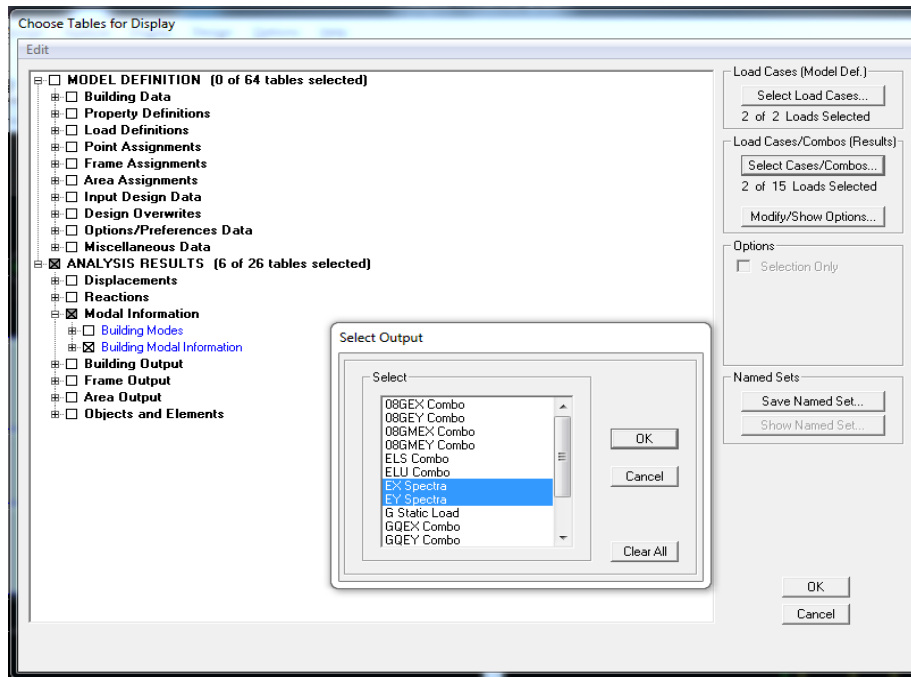


Figure V-1- Les options pour l'obtention du tableau des informations modales

Les résultats seront affichés comme suit :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,574346	67,017	0,6746	67,017	0,6746	5,7018	5,7018
2	0,475155	0,522	68,9022	67,539	69,5769	0,3127	6,0146
3	0,387188	6,2271	0,11	73,7662	69,6869	63,4415	69,4561
4	0,159943	14,2121	0,0679	87,9783	69,7548	0,8112	70,2673
5	0,116422	0,0382	19,417	88,0165	89,1718	0,0258	70,2931
6	0,093038	0,4017	0,0139	88,4182	89,1857	18,9589	89,252
7	0,077169	5,8228	0,0128	94,2409	89,1985	0,0695	89,3215
8	0,052432	0,008	6,4669	94,2489	95,6654	0,0046	89,3261
9	0,0466	2,7134	0,0042	96,9623	95,6696	0,0297	89,3558
10	0,041679	0,0964	0,0035	97,0587	95,6731	6,264	95,6198
11	0,032254	0,0046	2,569	97,0633	98,2421	0,0015	95,6213

Tableau V-1 - La période et les masses participantes

Le premier mode de vibration est : **une translation suivant l'axe X-X**, il mobilise **67.017%** de la masse > 50%

Le deuxième mode de vibration est : **une translation suivant l'axe Y-Y**, il mobilise **68.9022%** de la masse > 50%

Le troisième mode de vibration est : **une rotation suivant l'axe Z-Z**, **Rz = 63.4415%** > 50%.

D onc il n'y a pas de torsion.

V -3-2-Nombre de modes propres (Art 4.3.4 du RPA99 /version 2003)

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soient égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Participation massique :

$$\text{Mode 11 : } \begin{cases} \text{Sens X - X} & 97.0633 \% \\ \text{Sens Y - Y} & 98.2421 \% \end{cases}$$

Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3.6 du RPA 2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{Formule 4.1/article 4.2.3 RPA 99 version 2003})$$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

A) Coefficient d'accélération de zone (A)

Il est donné par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. **Zone IIa ; groupe d'usage 2** → **A = 0.15**

B) Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{avec : } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{avec : } T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2 \text{ RPA99 version 2003})$$

D'après le tableau 4.7 du RPA 99 version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{array} \right\} \quad \text{Site meuble S3}$$

➤ **Facteur de correction d'amortissement η**

Il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (\text{Formule 4.3 RPA99 version 2003})$$

ξ (%): est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend : = 10%

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \geq 0.7$$

$$\eta = 0.76 > 0.7$$

Selon l'article 4.24 du RPA 99 version 2003

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée à partir du tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1.3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1.3T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1.3T_{\text{empirique}}$

Tableau V-2- Période choisie en fonction de la condition sur T

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

h_N : la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n, dans notre cas $h_n = 35.02 \text{ m}$.

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003, dans notre cas $C_T = 0.05$.

a-Pour le sens longitudinal :

$$T_{\text{emp}} = \min (C_T h_N^{3/4}; 0.09 * h_N / \sqrt{L}) \quad T_{\text{emp}} = \min (0,719 ; 0.634)$$

$$T_{\text{emp}} = 0.634 \text{ s}$$

$$T_{\text{emp}} = 1.3 \times 0.634 = 0.824 \text{ s} > T_{\text{anal/x}} = 0,5743$$

$$\text{Donc } T/x = 0.824 \text{ s}$$

$$\text{Finalement :} \quad D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.824} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 1.36$$

b- pour le sens transversal :

$$T_{\text{emp}} = \min (C_T h_N^{3/4}; 0.09 * h_N / \sqrt{L}) \quad T_{\text{emp}} = \min (0,719 ; 0.740)$$

$$T_{\text{emp}} = 0.719 \text{ s}$$

$$T_{\text{emp}} = 1.3 \times 0.719 = 0.934 \text{ s} > T_{\text{anal/y}} = 0,475$$

$$\text{Donc } T/y = 0.934 \text{ s}$$

$$\text{Finalement :} \quad D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.934} \right)^{2/3}$$

$$D_y = 1.25$$

C) Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum p_q$$

Avec :

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

$$Q_x = 1.15 \text{ et } Q_y = 1.15$$

D) Détermination du poids de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura :

$$D'où : W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$Avec : W_T = \sum_1^9 W_i$$

W_{Gi} : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta = 0.20$ cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) ; donné par le **tableau 4.5**

du **RPA 99 version 2003**

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

Display → **show tables** → **selectionner Building Output Table** → **StoryShears**
→ **POIDS Combo**

On aura la fenêtre suivante :

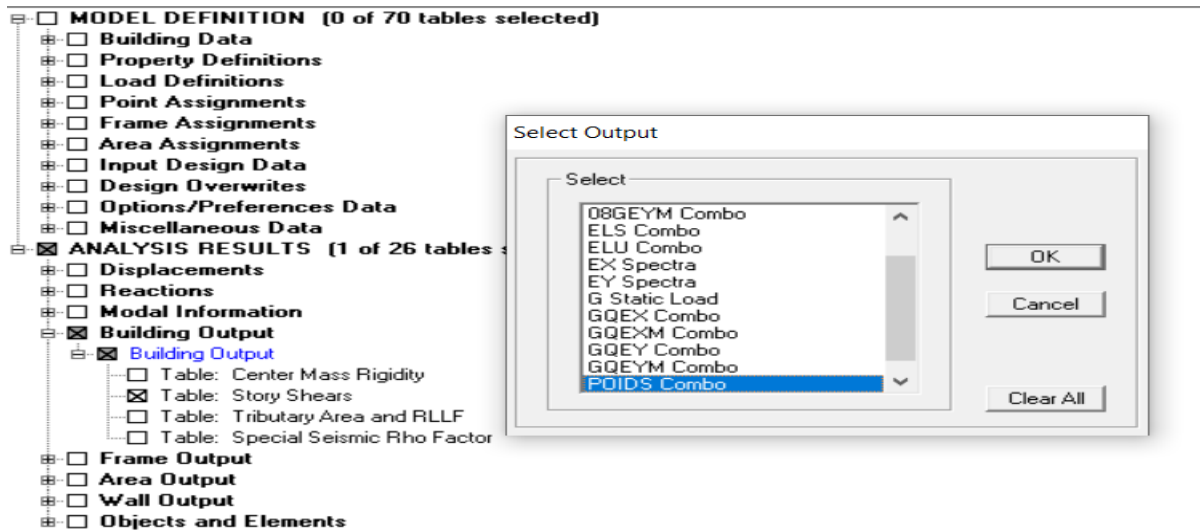


Figure V-2 - Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représenté par le tableau suivant :

Story	Load	Loc	P
TERRASS	POIDS	Top	3678,96
TERRASS	POIDS	Bottom	4644,23
ET9	POIDS	Top	7865,41
ET9	POIDS	Bottom	8830,68
ET8	POIDS	Top	12051,86
ET8	POIDS	Bottom	13017,13
ET7	POIDS	Top	16162,67
ET7	POIDS	Bottom	17254,17
ET6	POIDS	Top	20399,71
ET6	POIDS	Bottom	21491,21
ET5	POIDS	Top	24636,75
ET5	POIDS	Bottom	25728,24
ET4	POIDS	Top	28873,78
ET4	POIDS	Bottom	29965,28
ET3	POIDS	Top	33110,82
ET3	POIDS	Bottom	34345,37
ET2	POIDS	Top	37490,91
ET2	POIDS	Bottom	38750,1
ET1	POIDS	Top	41679,45
ET1	POIDS	Bottom	42938,64
RDC	POIDS	Top	45867,99
RDC	POIDS	Bottom	47686,82

Tableau V-3-les valeurs du poids total de la structure

On choisit la valeur indiquée pour **RDC-Bottom**

Donc :

$$W = 47686.82 \text{ KN}$$

E) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R

Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

A) Forces horizontales dans le sens X-X :

Pour trouver la totalité des forces horizontales (sismiques), on procède comme suit :

Display → Show Tables → Building Output → Story Shears

On sélectionne **Ex** dans le volet combinaisons.

Story	Load	Loc	P	VX
TERRASS	EX	Top	0	373,25
TERRASS	EX	Bottom	0	373,25
ET9	EX	Top	0	798,96
ET9	EX	Bottom	0	798,96
ET8	EX	Top	0	1158,39
ET8	EX	Bottom	0	1158,39
ET7	EX	Top	0	1464,62
ET7	EX	Bottom	0	1464,62
ET6	EX	Top	0	1741,64
ET6	EX	Bottom	0	1741,64
ET5	EX	Top	0	1979,35
ET5	EX	Bottom	0	1979,35
ET4	EX	Top	0	2177,13
ET4	EX	Bottom	0	2177,13
ET3	EX	Top	0	2340,82
ET3	EX	Bottom	0	2340,82
ET2	EX	Top	0	2472,39
ET2	EX	Bottom	0	2472,39
ET1	EX	Top	0	2562,58
ET1	EX	Bottom	0	2562,58
RDC	EX	Top	0	2628,24
RDC	EX	Bottom	0	2628,24

Pour trouver les forces horizontales reprises par les poteaux, on sélectionne les poteaux du premier niveau (RDC), et on procède à l’affichage des résultats comme suit :

Display → Show Tables → Frame forces → Column forces

On sélectionne **Ex** dans le volet combinaison

Story	Column	Load	Loc	V2
RDC	C1	EX		1,33
RDC	C2	EX		5,55
RDC	C3	EX		4,4
RDC	C4	EX		5,59
RDC	C5	EX		0,36
RDC	C6	EX		0,27
RDC	C7	EX		0,28
RDC	C8	EX		22,62
RDC	C9	EX		0,4
RDC	C10	EX		0,39
RDC	C11	EX		0,43
RDC	C12	EX		8,81
RDC	C13	EX		0,28
RDC	C14	EX		0,28
RDC	C15	EX		0,31

Tableau V-4-les forces horizontales dans le sens X-X

- Forces horizontales totales : **2628.24KN → 100%**
- Forces verticales reprises par les poteaux : **248.18 KN → X**

$$X = \frac{248.18 \times 100}{2628.24} = 9.44\%$$

On déduit que les poteaux reprennent 9.44% des forces horizontales dans le sens X-X.

B) Forces horizontales dans le sens Y-Y :

On suit les mêmes étapes précédentes, en remplaçant Ex par Ey lors du choix de la combinaison.

Story	Load	Loc	P	VY
TERRASS	EY	Top	0	370,78
TERRASS	EY	Bottom	0	370,78
ET9	EY	Top	0	789,36
ET9	EY	Bottom	0	789,36
ET8	EY	Top	0	1123,86
ET8	EY	Bottom	0	1123,86
ET7	EY	Top	0	1397,53
ET7	EY	Bottom	0	1397,53
ET6	EY	Top	0	1638,52
ET6	EY	Bottom	0	1638,52
ET5	EY	Top	0	1843,48
ET5	EY	Bottom	0	1843,48
ET4	EY	Top	0	2015,44
ET4	EY	Bottom	0	2015,44
ET3	EY	Top	0	2161,35
ET3	EY	Bottom	0	2161,35
ET2	EY	Top	0	2282,85
ET2	EY	Bottom	0	2282,85
ET1	EY	Top	0	2369,06
ET1	EY	Bottom	0	2369,06
RDC	EY	Top	0	2434,46
RDC	EY	Bottom	0	2434,46

Story	Column	Load	Loc	V3
RDC	C1	EY	0	0,13
RDC	C2	EY	0	39,63
RDC	C3	EY	0	26,78
RDC	C4	EY	0	39,82
RDC	C5	EY	0	0,52
RDC	C6	EY	0	0,19
RDC	C7	EY	0	0,19
RDC	C8	EY	0	3,97
RDC	C9	EY	0	0,54
RDC	C10	EY	0	0,29
RDC	C11	EY	0	0,91
RDC	C12	EY	0	18,12
RDC	C13	EY	0	0,52
RDC	C14	EY	0	0,21
RDC	C15	EY	0	0,24

Feuil1 Feuil2 Feuil3

Arrêt défil. Moyenne : 6,248181818 Nb (non vides) : 45 Somme : 274,92

Tableau V-5- les forces horizontales dans le sens Y-Y

- Forces horizontales totales : **2434.46 KN → 100%**
- Forces verticales reprises par les poteaux : **274.92 KN → X**

$$X = \frac{224.73 \times 100}{1977.20} = 11.29 \%$$

On déduit que les poteaux reprennent 11.29 % des forces horizontales dans le sens Y-Y.

C) Forces verticales

Pour afficher **la totalité des forces verticales** à la base, on procède à la création d'une sélection virtuelle « section cut » comme suit :

- Sélectionner tout les éléments à la base ;
- Afficher les résultats tableau : **Display → Show tables → Support Reactions**, en sélectionnant la combinaison **ELS** (qui regroupe **G + Q**).

Story	Point	Load	FX	FY	FZ
BASE	1	ELS	0,77	2,1	869,53
BASE	2	ELS	0,94	62,1	668,52
BASE	3	ELS	0,72	-0,37	725,93
BASE	4	ELS	0,5	-52,18	468,56
BASE	5	ELS	0,62	4,8	1290,94
BASE	6	ELS	1	-2,7	1193,57
BASE	7	ELS	0,76	1,48	1054,61
BASE	8	ELS	3,12	-1,58	466,15
BASE	9	ELS	-0,28	5,28	1252,86
BASE	10	ELS	-0,09	-2,92	1292,73
BASE	11	ELS	-0,01	-1,9	900,8
BASE	12	ELS	0,66	-48,12	651,37
BASE	13	ELS	-0,23	4,86	963,85
BASE	14	ELS	-0,13	-2,11	1130,65
BASE	15	ELS	0,12	0,16	1059,68
BASE	16	ELS	68,39	-0,05	843,29

Moyenne : 586,5308696 Nb (non vides) : 93 Somme : 53960,84

Tableau V-6- les forces verticales à la base

Pour afficher les forces verticales **reprises par les poteaux**, on sélectionne les poteaux du premier niveau (RDC) et on cherche à afficher les forces Fz reprises à l'ELS comme suit : **Display → Show tables → Columns forces**, avec la combinaison **ELS**.

Story	Column	Load	Loc	P
RDC	C1	ELS		-869,53
RDC	C2	ELS		-483,52
RDC	C3	ELS		-393,26
RDC	C4	ELS		-299,16
RDC	C5	ELS		-1290,94
RDC	C6	ELS		-1193,57
RDC	C7	ELS		-1054,61
RDC	C8	ELS		-466,15
RDC	C9	ELS		-1252,86
RDC	C10	ELS		-1292,73
RDC	C11	ELS		-900,8
RDC	C12	ELS		-511,56
RDC	C13	ELS		-963,85
RDC	C14	ELS		-1130,65
RDC	C15	ELS		-1059,68
RDC	C16	ELS		-598,69

Moyenne : -830,7763636 Nb (non vides) : 45 Somme : -36554,16

Tableau V-7- les forces verticales reprise par les poteaux

- Forces verticales totales : **53960.84 KN → 100%**
 - Forces verticales reprises par les poteaux : **36554.16 KN → X**
- $$X = \frac{36554.16 \times 100}{53960.84} = 67.74 \%$$

On déduit que les poteaux reprennent 67.74 % des forces verticales.

Conclusion

Selon les résultats trouvée, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles > **20%**, soit **32.26 %**

D'après l'article **3.4 du RPA 99 version 2003**, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de voiles porteurs, dont le coefficient de comportement **R = 3,5**

Cela nous amène à changer le spectre de réponse et introduire un nouveau spectre dans ETABS et refaire l'analyse

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1a	Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau V-8-valeurs du coefficient de comportement R

Cela nous amène à changer le spectre de réponse et introduire un nouveau spectre dans ETABS et refaire l'analyse

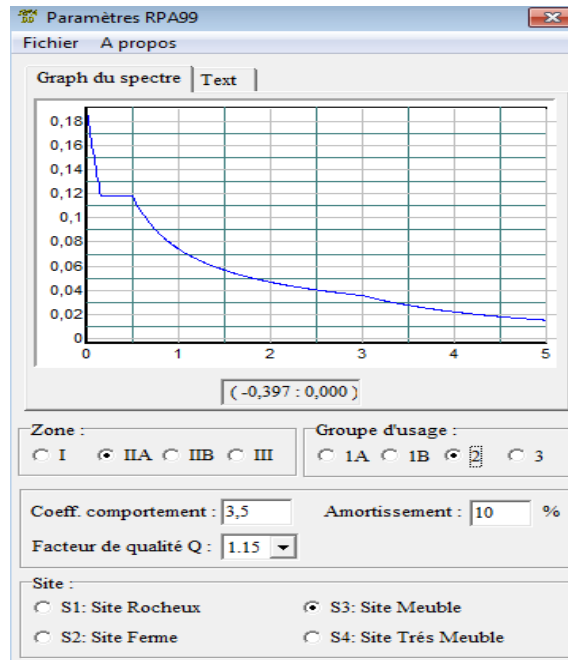


Figure V-3- introduction d'un nouveau spectre

Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes :

MSE (RPA99.V2003)	Sens X		Sens Y	
Coefficient	A	0.15	A	0.15
	D	1.36	D	1.25
	Q	1.15	Q	1.15
	W	47686.82	W	47686.82
	R	3.5	R	3.5
Forces sismiques V (KN)	3196.37		2937.84	

Tableau V-9- Les valeurs des forces sismiques dans les deux sens X et Y

V -3-3-Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS

En procédant par les étapes suivantes :

Display → Show tables → on selection Building Modal Information

→ Table: response spectrum base reactions → on choisit EX spectra et EY spectra

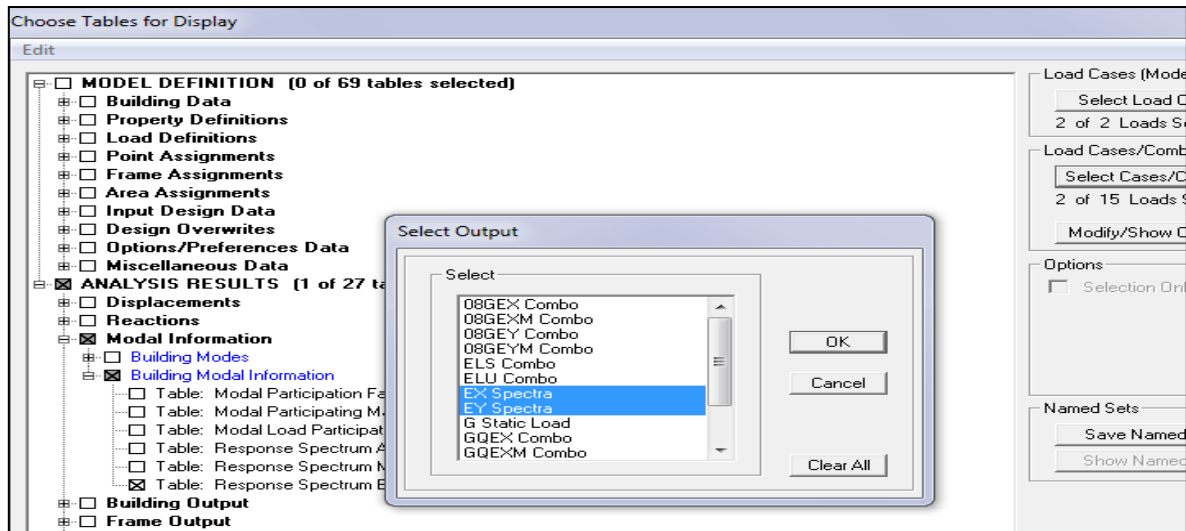


Figure V-4- Extraction du l’effort tranchant sur ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

Story	Load	Loc	P	VX	VY
ET1	EX	Top	0	2562,58	249,18
ET1	EX	Bottom	0	2562,58	249,18
ET1	EY	Top	0	204,73	2369,06
ET1	EY	Bottom	0	204,73	2369,06
ET1	POIDS	Top	41679,45	0	0
ET1	POIDS	Bottom	42938,64	0	0
RDC	EX	Top	0	2628,24	252,58
RDC	EX	Bottom	0	2628,24	252,58
RDC	EY	Top	0	208,06	2434,46
RDC	EY	Bottom	0	208,06	2434,46
RDC	POIDS	Top	45867,99	0	0
RDC	POIDS	Bottom	47686,82	0	0

tableau V-10–les valeurs de l’effort tranchant sur ETABS.

On choisit la valeur maximale dans chaque sens : $V_x = 2628.24 \text{ KN}$

$$V_y = 2434.46 \text{ KN}$$

Comparaison des résultats des forces sismiques

	$V_{MSE} \text{ (KN)}$	$0.8V_{MSE} \text{ (KN)}$	$V_{ETABS} \text{ (KN)}$	$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$
Sens (X-X)	3196.37	2557.09	2628.24	Condition vérifiée
Sens (Y-Y)	2937.84	2350.27	2434.46	Condition vérifiée

Tableau V-11- Comparaison des résultats des forces sismiques suivant X et Y

V -3-4-Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (Art 7.4.3.1 du RPA 2003)

On doit satisfaire la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B.f_{c28}} \leq 0.3$

Avec:

N_d: Effort normal.

B: Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous :

▪ **Pour les poteaux 45x45**

$$N_d = 1250.79 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1250.79 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.25 < 0.3 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

▪ **Pour les poteaux 40x40**

$$N_d = 694.96 \text{ KN}$$

$$V = \frac{694.96 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.17 < 0.3 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

▪ **Pour les poteaux 35x35**

$$N_d = 340.34 \text{ KN}$$

$$V = \frac{340.34 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.11 < 0.3 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

V -3-5-Vérification des déplacements relatifs

D'après le RPA 2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

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

$$\delta_K = R \times \delta_{ek} \quad (\text{formule 4.19 de RPA 2003})$$

δ_{ek}: déplacement absolu dû aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4.20 de RPA 2003})$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

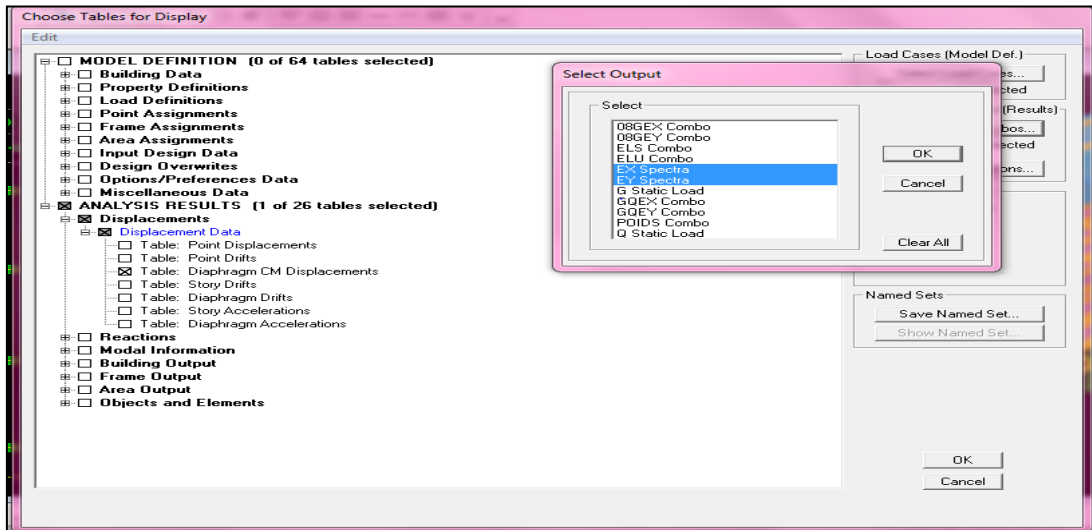


Figure V-5 -Extraction des déplacements relatifs sur ETABS.

Ensuite :

ANALYSIS RESULTS → Displacement Data → table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison **Ex** et **EY** en cliquant sur :

Select cases/combos... → on click 2 fois sur OK

Les résultats du calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Story	Diaphragm	Load	UX
TERRASS	D11	EX	0,0203
ET9	D10	EX	0,0189
ET8	D9	EX	0,0173
ET7	D8	EX	0,0152
ET6	D7	EX	0,0132
ET5	D6	EX	0,0111
ET4	D5	EX	0,0089
ET3	D4	EX	0,0067
ET2	D3	EX	0,0046
ET1	D2	EX	0,0027
RDC	D1	EX	0,0012

Tableaux V-12- les déplacements sous l'action EX

Story	Diaphragm	Load	UY
TERRASS	D11	EY	0,0138
ET9	D10	EY	0,0125
ET8	D9	EY	0,011
ET7	D8	EY	0,0095
ET6	D7	EY	0,0081
ET5	D6	EY	0,0066
ET4	D5	EY	0,0051
ET3	D4	EY	0,0038
ET2	D3	EY	0,0025
ET1	D2	EY	0,0015
RDC	D1	EY	0,0006

Tableaux V-13- Déplacements absolu sous l'action EY

Les résultats du calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Story	Diaphragm	Load	U _X (m)	D _k =d _k - d _k	Load	U _Y (m)	D _k =d _k - d _k	1% h(m)	Condition
E9	D11	EX	0,0203	0.0014	EY	0,0138	0.0013	0.0306	CV
E8	D10	EX	0,0189	0.0016	EY	0,0125	0.0015	0.0306	CV
E7	D9	EX	0,0173	0.0021	EY	0,011	0.0015	0.0306	CV
E6	D8	EX	0,0152	0.002	EY	0,0095	0.0014	0.0306	CV
E5	D7	EX	0,0132	0.0021	EY	0,0081	0.0015	0.0306	CV
E4	D6	EX	0,0111	0.0022	EY	0,0066	0.0015	0.0306	CV
E3	D5	EX	0,0089	0.0022	EY	0,0051	0.0013	0.0306	CV
E2	D4	EX	0,0067	0.0021	EY	0,0038	0.0013	0.0306	CV
E1	D3	EX	0,0046	0.0019	EY	0,0025	0.0001	0.0306	CV
RDC	D2	EX	0,0027	0.0015	EY	0,0015	0.0009	0.0306	CV
SS	D1	EX	0,0012	0.0012	EY	0,0006	0.0006	0.0442	CV

Tableau V-14-Les déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage.

V -3-6-Vérifications De l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Avec :

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 »

On a :

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2ème ordre sont négligés.
- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à $(\frac{1}{1-\theta_k})$.
- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

Story	poids	Sens X-X (sous Ex)				Sens Y-Y (sous Ey)			
		Δk_x [m]	V_x [KN]	$V_x \times h$	Θ_x	Δk_y [m]	V_y [KN]	$V_y \times h$	Θ_y
ÉT 10	4644,23	0.0014	373,25	1142.14	0,0006	0.0013	370,78	1134.59	0,005
ÉT 9	8830,68	0.0016	798,96	2444.82	0,006	0.0015	789,36	2415.44	0,005
ÉT 8	13017,13	0.0021	1158,39	3544.67	0,008	0.0015	1123,86	3439.01	0,006
ÉT 7	17254,17	0.002	1464,62	4481.74	0,008	0.0014	1397,53	4276.44	0,006
ÉT 6	21491,21	0.0021	1741,64	5329.42	0,008	0.0015	1638,52	5013.87	0,006
ÉT 5	25728,24	0.0022	1979,35	6056.81	0,009	0.0015	1843,48	5641.05	0,007
ÉT 4	29965,28	0.0022	2177,13	6662.02	0,01	0.0013	2015,44	6167.25	0,006
ÉT 3	34345,37	0.0021	2340,82	7162.91	0,01	0.0013	2161,35	6613.73	0,007
ÉT 2	38750,1	0.0019	2472,39	7565.51	0,009	0.0001	2282,85	6985.52	0,006
ÉT 1	42938,64	0.0015	2562,58	7841.49	0,008	0.0009	2369,06	7249.32	0,005
RDC	47686,82	0.0012	2628,24	11616.82	0,005	0.0006	2434,46	10760.31	0,003

Tableau V-15- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

Conclusion

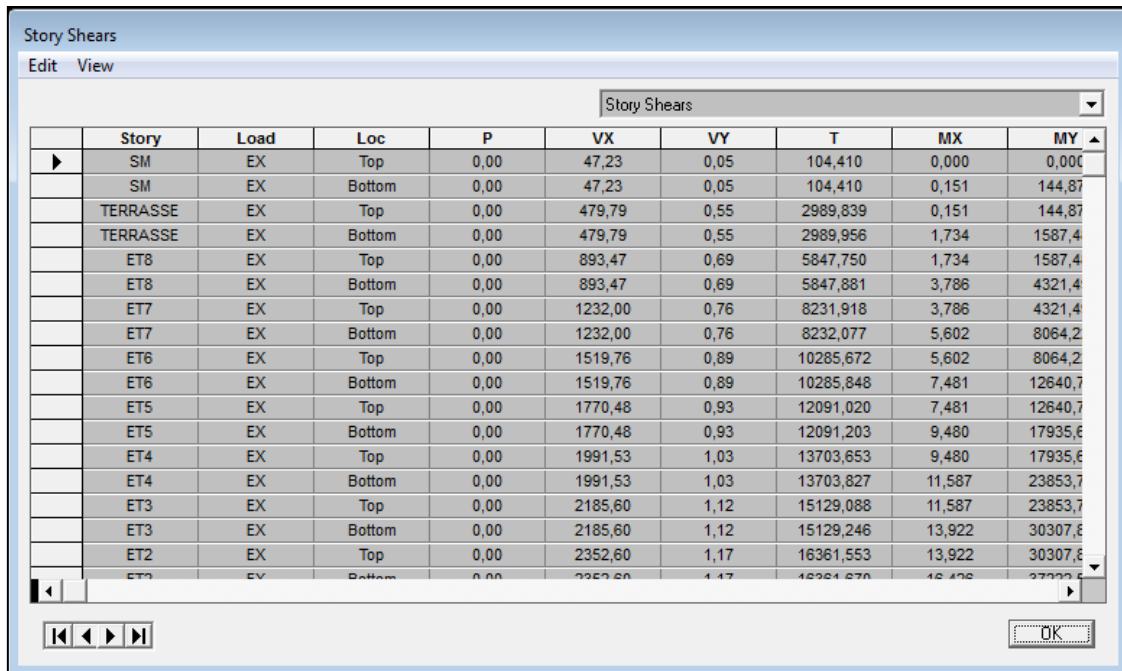
L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\Theta \leq 0.1$.

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x et V_y et le poids P par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

- Pour V_x

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → Building Output

→ Table: Story Shears → on définit la combinaison Ex on cliquant sur : 2 fois OK

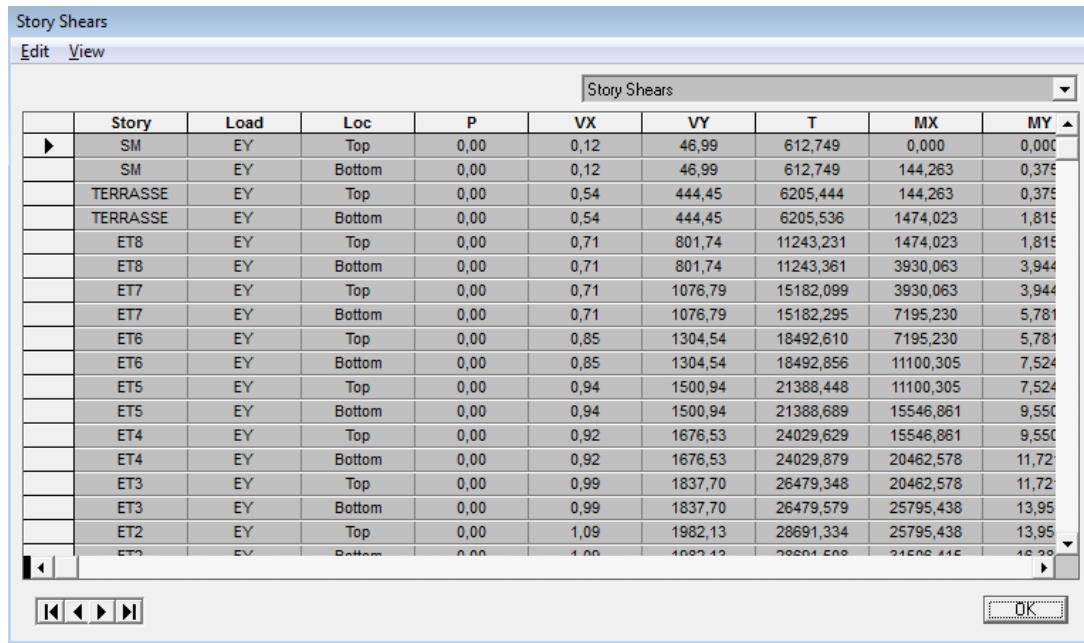


	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	SM	EX	Top	0,00	47,23	0,05	104,410	0,000	0,000
	SM	EX	Bottom	0,00	47,23	0,05	104,410	0,151	144,87
	TERRASSE	EX	Top	0,00	479,79	0,55	2989,839	0,151	144,87
	TERRASSE	EX	Bottom	0,00	479,79	0,55	2989,956	1,734	1587,4
	ET8	EX	Top	0,00	893,47	0,69	5847,750	1,734	1587,4
	ET8	EX	Bottom	0,00	893,47	0,69	5847,881	3,786	4321,4
	ET7	EX	Top	0,00	1232,00	0,76	8231,918	3,786	4321,4
	ET7	EX	Bottom	0,00	1232,00	0,76	8232,077	5,602	8064,2
	ET6	EX	Top	0,00	1519,76	0,89	10285,672	5,602	8064,2
	ET6	EX	Bottom	0,00	1519,76	0,89	10285,848	7,481	12640,7
	ET5	EX	Top	0,00	1770,48	0,93	12091,020	7,481	12640,7
	ET5	EX	Bottom	0,00	1770,48	0,93	12091,203	9,480	17935,6
	ET4	EX	Top	0,00	1991,53	1,03	13703,653	9,480	17935,6
	ET4	EX	Bottom	0,00	1991,53	1,03	13703,827	11,587	23853,7
	ET3	EX	Top	0,00	2185,60	1,12	15129,088	11,587	23853,7
	ET3	EX	Bottom	0,00	2185,60	1,12	15129,246	13,922	30307,6
	ET2	EX	Top	0,00	2352,60	1,17	16361,553	13,922	30307,6
	ET2	EX	Bottom	0,00	2352,60	1,17	16361,670	16,428	37332,6

Figure V-6-Déplacements absolu sous l'action EX

- Pour Vy

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.



	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	SM	EY	Top	0,00	0,12	46,99	612,749	0,000	0,000
	SM	EY	Bottom	0,00	0,12	46,99	612,749	144,263	0,375
	TERRASSE	EY	Top	0,00	0,54	444,45	6205,444	144,263	0,375
	TERRASSE	EY	Bottom	0,00	0,54	444,45	6205,536	1474,023	1,815
	ET8	EY	Top	0,00	0,71	801,74	11243,231	1474,023	1,815
	ET8	EY	Bottom	0,00	0,71	801,74	11243,361	3930,063	3,944
	ET7	EY	Top	0,00	0,71	1076,79	15182,099	3930,063	3,944
	ET7	EY	Bottom	0,00	0,71	1076,79	15182,295	7195,230	5,781
	ET6	EY	Top	0,00	0,85	1304,54	18492,610	7195,230	5,781
	ET6	EY	Bottom	0,00	0,85	1304,54	18492,856	11100,305	7,524
	ET5	EY	Top	0,00	0,94	1500,94	21388,448	11100,305	7,524
	ET5	EY	Bottom	0,00	0,94	1500,94	21388,689	15546,861	9,550
	ET4	EY	Top	0,00	0,92	1676,53	24029,629	15546,861	9,550
	ET4	EY	Bottom	0,00	0,92	1676,53	24029,879	20462,578	11,72
	ET3	EY	Top	0,00	0,99	1837,70	26479,348	20462,578	11,72
	ET3	EY	Bottom	0,00	0,99	1837,70	26479,579	25795,438	13,95
	ET2	EY	Top	0,00	1,09	1982,13	28691,334	25795,438	13,95
	ET2	EY	Bottom	0,00	1,09	1982,13	28691,588	31508,415	16,38

Figure V-7-Déplacements absolu sous l'action EY

- Pour P

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	SM	POIDS	Top	187,80	0,00	0,00	0,000	399,077	-2399,1
	SM	POIDS	Bottom	225,29	0,00	0,00	0,000	478,680	-2878,0
	TERRASSE	POIDS	Top	2551,97	0,00	0,00	0,000	14677,556	-32601,1
	TERRASSE	POIDS	Bottom	3331,50	0,00	0,00	-0,001	19552,592	-42559,1
	ET8	POIDS	Top	5762,91	0,00	0,00	-0,001	34612,244	-73621,1
	ET8	POIDS	Bottom	6649,29	0,00	0,00	-0,002	40039,688	-84944,1
	ET7	POIDS	Top	9080,69	0,00	0,00	-0,002	55099,341	-116005,1
	ET7	POIDS	Bottom	9967,07	0,00	0,00	-0,004	60527,209	-127329,1
	ET6	POIDS	Top	12398,48	0,00	0,00	-0,004	75586,862	-158390,1
	ET6	POIDS	Bottom	13284,86	0,00	0,00	-0,006	81015,082	-169714,1
	ET5	POIDS	Top	15716,26	0,00	0,00	-0,006	96074,734	-200775,1
	ET5	POIDS	Bottom	16706,69	0,00	0,00	-0,008	102128,762	-213427,1
	ET4	POIDS	Top	19138,09	0,00	0,00	-0,008	117188,415	-244489,1
	ET4	POIDS	Bottom	20128,51	0,00	0,00	-0,011	123242,645	-257141,1
	ET3	POIDS	Top	22559,92	0,00	0,00	-0,011	138302,298	-288202,1
	ET3	POIDS	Bottom	23550,34	0,00	0,00	-0,013	144356,589	-300855,1
	ET2	POIDS	Top	25981,74	0,00	0,00	-0,013	159416,242	-331916,1
	ET2	POIDS	Bottom	27088,14	0,00	0,00	-0,015	166180,817	-346064,1

Figure V-8-Déplacements absolu sous le poids

V -3-7-Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500} \quad (\text{Art B.6.5,3/BAEL91})$$

Avec :

f : la flèche admissible.

h_t : la hauteur totale du bâtiment

- **Suivant Ex**

$$\delta_{Max} = 0.03\text{m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{35.02}{500} = 0.0700 \text{ m} \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Suivant Ey**

$$\delta_{Max} = 0.04 \text{ m} \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{35.02}{500} = 0.0700 \text{ m} \quad \rightarrow (\text{Condition vérifiée})$$

V -3-8-Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical

D'après le RPA 99 version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05 L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

C_M : centre de masse.

C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\% L$$

Pour déterminer les valeurs de C_M et C_R par logiciel ETABS, on suit l'étape suivante :

Display → **show tables** → Un tableau s'affichera, et on coche les cas es suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **Building Output.**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo → **Center Rigidity** → **OK** → **OK**

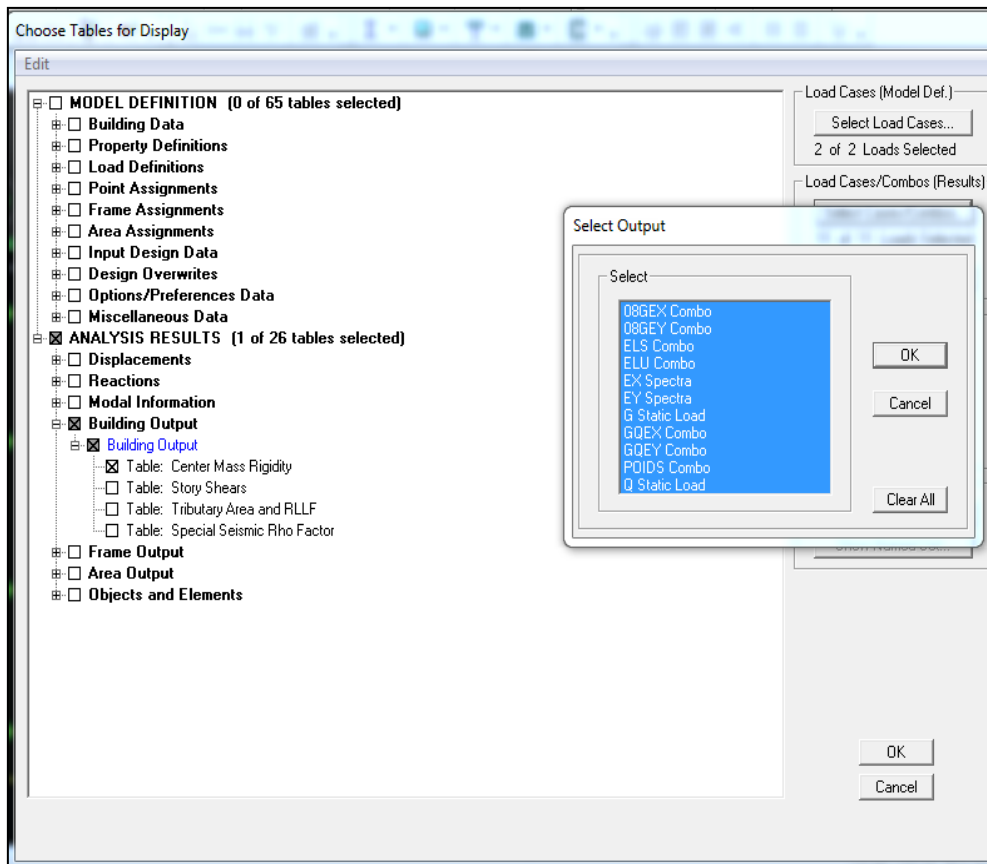


Figure V-9-Extraction des centres de rigidités et de masses relatifs sur ETABS.

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (centre de gravité et centre de torsion) puis on effectue les calculs. Leur écartement est tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Conclusion
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	e _x	e _y	e _x	e _y	
RDC	12,421	8,774	12,409	11,496	0,012	-2,722	1,235	0,905	C.V
ET1	12,416	8,734	12,432	11,307	-0,016	-2,573	1,235	0,905	C.V
ET2	12,411	8,457	12,439	11,178	-0,028	-2,721	1,235	0,905	C.V
ET3	12,412	8,441	12,442	11,054	-0,03	-2,613	1,235	0,905	C.V
ET4	12,414	8,442	12,442	10,991	-0,028	-2,549	1,235	0,905	C.V
ET5	12,414	8,442	12,44	10,959	-0,026	-2,517	1,235	0,905	C.V
ET6	12,414	8,442	12,438	10,947	-0,024	-2,505	1,235	0,905	C.V
ET7	12,417	8,448	12,436	10,945	-0,019	-2,497	1,235	0,905	C.V
ET8	12,416	8,043	12,434	10,955	-0,018	-2,912	1,235	0,905	C.V
ET9	12,416	8,043	12,433	10,968	-0,017	-2,925	1,235	0,905	C.V
TERRASS	12,452	8,186	12,432	10,983	0,02	-2,797	1,235	0,905	C.V

Tableau V-16-vérification de l'effet de torsion

Conclusion

On remarque que la condition de l'effet de torsion est vérifiée pour tous les étages dans le sens **X-X** et dans le sens **Y-Y**.

Conclusions

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA 2003 sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis des charges sismiques. Il ya donc lieu de passer au ferrailage des différents éléments structuraux

VI-1-Ferraillage des poteaux

VI -1-1-Introduction

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée

- Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :
 - effort normal maximal (N_{\max}) et moment correspondant (M_{cor}).
 - effort normal minimal (N_{\min}) et le moment correspondant (M_{cor}).
 - moment fléchissant maximal (M_{\max}) et l'effort normal correspondant (N_{cor}).
- Les caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle :

situation	θ	béton			Aciers		
		γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	γ_s	σ_s (MPa)
durable	0.85	1.5	25	14.2	400	1.15	348
accidentelle	1	1.15	25	18.48	400	1	400

Tableau VI-1-Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

- Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données

D'après le **RPA 99 Version 2003** et **BAEL 91 modifié 99** comme suite :

- Situation durable à l'ELU selon **BAEL91modifiée 99** :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

- Situation accidentelle (**article 5.2**) selon le **RPA99version 2003** :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

VI -1-2-Recommandation du RPA 99version 2003

▪ Armatures longitudinales

D'après le **RPA99/version 2003 (Art 7.4.2.1)** :

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :
 - Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
 - Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement

Section des poteaux	Pourcentage minimal $A_{min}=0.008 \times b \times h$ (cm^2)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 0.06 \times b \times h$ (cm^2)	Zone courante $A_{max}=0.04 \times b \times h$ (cm^2)
Poteaux (45x45)	16.2	121.5	81
Poteaux (40x40)	12.8	96	64
Poteaux (35x35)	9.8	73.5	49

Tableau VI-2 -Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA99 version2003

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur de recouvrement est $L_r = 40 \phi_L$ en zone IIa
- La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

Délimitation de la zone nodale :

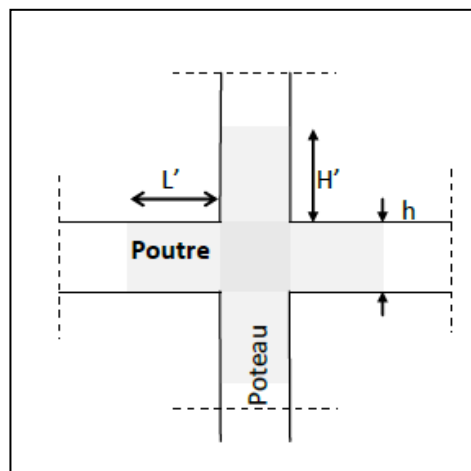


Figure VI-1 -zone nodale dans le poteau

- Les poteaux :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right\}$$

- les poteaux d'étages (1et 2et 3) et de RDC (45x45) :

$$h' = \left\{ \frac{442}{6} ; 45 ; 60 \right\} = 73.67 \text{ cm}$$

- les poteaux des étages courants (4^{ème} au 7^{ème}) (40x40) :

$$h' = \left\{ \frac{306}{6} ; 40, 60 \right\} = 60 \text{ cm}$$

- les poteaux des étages courants (8^{ème} au 10^{ème}) (35x35) :

$$h' = \left\{ \frac{306}{6} ; 35 ; 60 \right\} = 60 \text{ cm}$$

▪ **Les poutres :**

- les **poutres principales (30x40) :**

$$L' = 2 \times h$$

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

- les **poutres secondaires (30x35) :**

$$L' = 2 \times h$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

VI -1-3-Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

➤ **Exposé de la méthode de calcul à l'ELU**

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et un moment fléchissant M_f , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

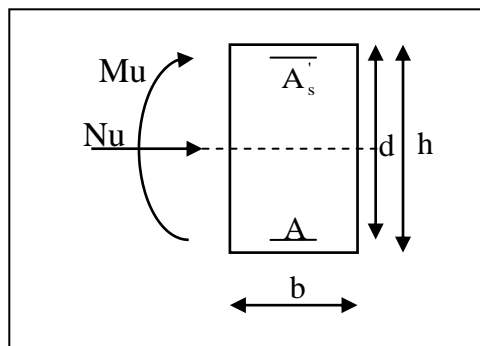


Figure VI-2-Section de ferrailage

a. Section partiellement comprimée (SPC)

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81x \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \text{ Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \end{array} \right.$$

Avec :

M_f : Moment fictif

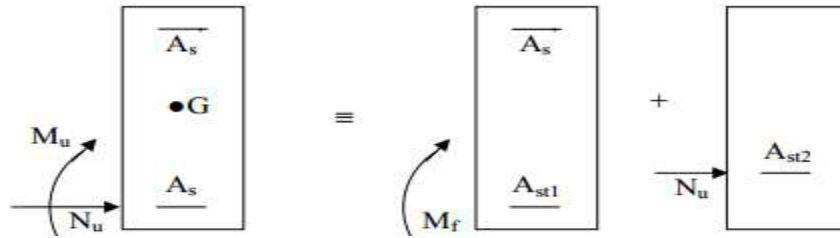


Figure VI-3 - Section partiellement comprimée (S.P.C)

- **Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta_{\gamma b}} = 14.2 \text{ MPa}$$

- Si : $\mu \leq \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée.

On détermine β du tableau

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Si : $A_s < 0$ donc :

$$A_s = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

- Si : $\mu \geq \mu_l = 0.392$ la section est doublement armée

On calcule :

$$M_r = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée(SDA)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est : $A'_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b. Section entièrement comprimée (SEC)

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81x \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \end{array} \right.$$

Les sections d'armatures sont

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} ; A_2 = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.375 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{bh f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

➤ **Exemple de calcul a l'ELU**

Pour les poteaux (50x50) :

$$N_u = 1828.28 \text{ KN} ; M_u = 76.551 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité (e) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{76.551}{1828.28} = 0.042 \text{ m}$$

$$e_u = 4.2 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = \frac{45}{2} - 2 = 20.5 \text{ cm} \rightarrow \text{(S.E.C)}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} ?$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

On a:

$$M_f = 76.551 + 1828.28 \left(\frac{0.45}{2} - 0.02 \right) = 451.35 \text{ KN.m}$$

$$\left(0.337 - 0.81x \frac{0.02}{0.45} \right) \times 0.45 \times (0.45)^2 \times 14.2 \cdot 10^3 = 389.49 \text{ KN.m}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f = 334.81 \text{ KN.m} < \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 389.49 \text{ KN.m} \rightarrow \text{(S.P.C)}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{451.35 \times 10^6}{450 \times 430^2 \times 14.2} = 0.382$$
$$\mu < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad (\text{S.S.A}) (A_s' = 0)$$
$$\mu = 0.382 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.743$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{451.35 \times 10^6}{0.743 \times 430 \times 348 \times 10^2} = 40.59 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'armature est:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 40.59 - \frac{1828.28 \times 10^3}{348 \cdot 10^2} = -11.95 \text{ cm}^2$$

Remarque :

La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires. De la même manière on trouve les autres sections.

VI -1-4-Ferraillage des poteaux à l'ELU

Le ferraillage des poteaux se fait par zone tel que:

Zone I : Du RDC au 3^{ème} étage ;

Zone II : Du 4^{ème} étage au 7^{ème} étage ;

Zone III : Du 8^{ème} étage au 10^{ème} étage;

Donc :

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} \quad \text{et} \quad A_2 = 0$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{1828.28(0.430 - 0.02) - 451.35}{45 \times 45 \times 14.2}}{0.8571 - \frac{0.02}{0.45}}$$

$$\psi = 0.45$$

Donc :

$$A_1 = \frac{1828.28 - 100 \times 0.45 \times 45 \times 45 \times 14.2}{100 \times 348}$$

$$A_1 = -37.13 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Donc :

$$A_1 = 0 ; A_2 = 0$$

Remarque

Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

➤ Calcul du ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel (**Socotec**). Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Combinaison	Effort normale N (KN)	Moment M (KN.m)	observation	A _s (cm ²)	A _i (Cm ²)
Zone I (45x45)	GQEXM	N _{max} = 1828,28	M _{corr} = -44,16	SEC	0	0
	08GEY	N _{min} = 1044,03	M _{corr} = 38,07	SEC	0	0
	08GQEXM	N _{corr} = 391,70	M _{max} = -76,551	SEC	0	0
Zone I (40x40)	GQEY	N _{max} = 1181,8	M _{corr} = 7,969	SEC	0	0
	08GEY	N _{min} = 241,94	M _{corr} = 10,819	SEC	0	0
	GQEY	N _{corr} = 231,69	M _{max} = 67,887	SPC	0	8,26
Zone I (35x35)	ELU	N _{max} = 530,57	M _{corr} = 9,717	SEC	0	0
	08GEX	N _{min} = 40,21	M _{corr} = 3,886	SEC	0	0
	GQEYM	N _{corr} = 82,48	M _{max} = -50,885	SPC	0	5,58

Tableau VI-3-Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal

- Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures A_s correspondante recommandée par le règlement (**RPA.99/modifiée2003**) en zone **Ia**.

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Niveau	Section (cm ²)	A _s (cm ²)	A _i (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix de A (cm ²)
RDC au 3 ^{ème} étage.	(45x45)	0	0	16,2	18,71	4HA20 + 4HA14
4 ^{ème} étage au 7 ^{ème} étage	(40x40)	0	8,93	12,8	14,19	4HA16 + 4HA14
8 ^{ème} étage au 10 ^{ème} étage	(35x35)	0	5,58	9,8	12,56	4HA16 + 4HA12

Tableau VI-4 - Les sections d'armatures longitudinales des poteaux

Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- Positionner les armatures longitudinales

➤ Selon BAEL 91 modifier 99 (Art A8.1.3)

- **Le diamètre :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

- **Diamètre des aciers :** selon le BAEL 99

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_{1\max}}{3} \rightarrow \phi_1 = \frac{16}{3} = 5.33$$

Soit: $\phi_t > 8\text{mm}$

Avec :

ϕ_l : est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

➤ Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e}$$

Avec :

A_t: armatures transversales

V_u: effort tranchant de calcul

h₁: hauteur totale de la section brute

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

S_t : espacement des armatures transversales

- **Espacement des armatures transversales « S_t » Selon le RPA99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale

$$St \leq \min (10\phi_1 ; 15cm) \quad \text{longitudinale}$$

$$St \leq \min (10 \times 1.2 ; 15cm) = \min (12 ; 15 cm) \rightarrow St = 10 cm$$

Dans la zone courante

$$St \leq 15 \phi_1$$

$$St \leq 15 \phi_1 = 15 \times 1.2 = 18 cm \rightarrow S_t = 15 cm$$

Avec :

$\phi_1 = 12mm$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion

On adopte :

$St = 10 cm$ en zone nodale

$St = 15 cm$ en zone courante

- **Coefficient correcteur (ρ):** qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$$\rho = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5$$

- **Calcul d'élancement géométrique :**

SECTION DES POTEAUX (cm ²)	L ₀ (m)	L _f = 0.7L ₀ (m)	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$
(45x45)	4.42	3.094	6.875
(45x45)	3.06	2.142	4.760
(40x40)	3.06	2.142	5,355
(35x35)	3.06	2.142	6,12

Tableau VI-5- Les valeurs de l'élancement géométrique λ_g

Niveau	Section (cm ²)	Effort tranchant max à l'ELU (KN)	Effort tranchant max à l'ELS (KN)
du RDC au 3 ^{ème} étage	Zone I (45x45)	32,19	23,48
Du 4 ^{ème} au 7 ^{ème} étage	Zone II (40x40)	26,65	19,36
du 8 ^{ème} au 10 ^{ème} étage.	Zone III (35x35)	25,87	18,81

Tableau VI-6- L'Effort tranchant max à l'ELU et l'ELS

- **Poteau (35×35) (du 8^{ème} au 10^{ème} étage) :**

$$\lambda_g = 6.12 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

Vu : L'effort tranchant max

$$\mathbf{Vu = 25.87 KN}$$

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 25.87}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 46.19 \text{ mm}^2$$

- En zone courante: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 25.87}{350 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 69.29 \text{ mm}^2$$

- **Poteau (40×40) (Du 4^{ème} au 7^{ème} étage)**

$$\lambda_g = 5.355 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

$$\mathbf{Vu = 26.65 KN}$$

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 26.65}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 41.64 \text{ mm}^2$$

- En zone courante: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 26.65}{400 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 62.46 \text{ mm}^2$$

- **Poteau (45×45) (du 1^{er} au 3^{ème} étage)**

$$\lambda_g = 4.76 \rightarrow \lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

$$\mathbf{Vu = 32.19 KN}$$

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 32.19}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 67.06 \text{ mm}^2$$

- En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{3.75 \times 32.19}{450 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 100.59 \text{ mm}^2$$

- **Poteau (45×45) (RDC)**

$$\lambda_g = 6.785 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

$$\mathbf{Vu = 32.19 KN}$$

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 32.19}{450 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 44.71 \text{ mm}^2$$

- En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 32.19}{450 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 67.06 \text{ mm}^2$$

VI -1-5-Vérifications à l'ELU

A) Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{b.S_t} \text{ en \% est donnée comme suit :}$$

- si $\lambda_g \geq 5$ la quantité d'armatures transversale est **0.3%**
- si $\lambda_g < 3$ la quantité d'armatures transversale est **0.8%**
- si $3 \leq \lambda_g < 5$ la quantité d'armatures transversale est donnée par interpolation entre les valeurs limites précédentes

poteaux	λ_g	$\frac{A_t}{b.S_t}$ (%)	Zones	$A_{min}=0.3\% \times b \times S_t (cm^2)$	$A_{calculé} (cm^2)$	$A_{choi} (cm^2)$	Vérification $A_{min} < A_{choi}$
(45x45) RDC	6.875	0.3%	nodale	1,35	0.45	4Ø8 =2.01	CV
			courante	2.02	0.67	4Ø10=3.14	CV
(45x45) étages 1 au 3	4,76	0.15%	nodale	1,35	0.67	4Ø8 =2.01	CV
			courante	2.02	1.01	4Ø10 =3.14	CV
(40x40) Étage 4 au 7	5,355	0.3%	nodale	1.20	0.42	4Ø8 =2.01	CV
			courante	1,8	0.62	4Ø10 =3.14	CV
(35x35) Étage 8 au 10	6,12	0.3%	nodale	1.05	0.46	4Ø8 =2.01	CV
			courante	1.575	0.69	4Ø8 =2.01	CV

Tableau VI-7-Sections des armatures transversales

B) Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi_1$

- Pour les HA12 : $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{cm}$
- Pour les HA14 : $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{cm}$
- Pour les HA16 : $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 1.6 = 64 \text{cm}$
- Pour les HA20 : $L = 40 \times \varphi_1 = 40 \times 2.0 = 80 \text{cm}$

C) Longueur de scellement droit (BAEL 91 modifiée 99/Art 2.3.2)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

- Pour les HA12 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

- Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

- Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$$

- Pour les HA 20 :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.55 \text{ cm}$$

VI -1-6-Vérification au cisaillement (RPA/ Art7.4.3.2)

On doit vérifier que:

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

poteaux	V_u	B	h	λ_g	ρ_d	τ_b	$\bar{\tau}$	Vérification $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu}$
(45x45) RDC	32,19	45	45	6,875	0.075	0,166	1.875	CV
(45x45) du 1 ^{er} + 3 ^{ème} étage	32,19	45	45	4,76	0.04	0,166	1	CV
(40x40) du 4 ^{ème} au 7 ^{ème} étage	26,65	40	40	5,355	0,075	0,175	1,875	CV
(35x35) du 8 ^{ème} au 10 ^{ème} étage	25,87	35	35	6,12	0.075	0,223	1.875	CV

Tableau VI-8-Vérification au cisaillement

VI -1-7-Vérification à L'ELS

A) Etat limite d'ouvertures des fissures

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

B) Condition de non fragilité

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_s > A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] bd$$

Avec :

A_{min} : section minimale d'aciers tendus

f_{t28} : résistance du béton à la traction à l'âge de 28 jours

f_e : contrainte limite élastique des aciers

e_s : excentricité de l'effort normal à l'ELS

d : hauteur utile

A_s : la section d'armature longitudinale adopté.

C) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91modifier 99)

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles

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

Remarque

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Section	Effort normal N_s (KN)	Moment M_s (KN.m)	e_s (m)	A_{min}	$A_{adopté}$ (cm ²)	observation
Zone I (45x45)	$N_{max}=1294.35$	$M_{corr}=0$	0	5,75	18,71	CV
	$N_{min}=191$	$M_{corr}=4,219$	0,021	6.96		
	$N_{corr}=598$	$M_{max}=19,648$	0,032	9.64		
Zone II (40x40)	$N_{max}=857,9$	$M_{corr}=5,83$	0,007	4.81	14,19	CV
	$N_{min}=76,65$	$M_{corr}=1.75$	0,022	5.73		
	$N_{corr}=283,7$	$M_{max}=28,426$	0,100	4.50		
Zone III (35x35)	$N_{max}=384,6$	$M_{corr}=7,103$	0,018	4.28	12,56	CV
	$N_{min}=4,14$	$M_{corr}=12,111$	2,92	1.35		
	$N_{corr}=71,39$	$M_{max}=27,263$	0,381	1.01		

Tableau VI-9-vérification de la condition de non fragilité.

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Conclusion

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveau	Section (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix de A (cm ²)
RDC au 3 ^{ème} étage	(45x45)	18,71	4HA20 + 4HA14
4 ^{ème} étage au 7 ^{ème} étage	(40x40)	14,19	4HA16 + 4HA14
8 ^{ème} étage au 10 ^{ème} étage	(35x35)	12,56	4HA16 + 4HA12

Tableau VI-10 -Résultats de ferrailage des poteaux

On a opté pour le ferrailage suivant :

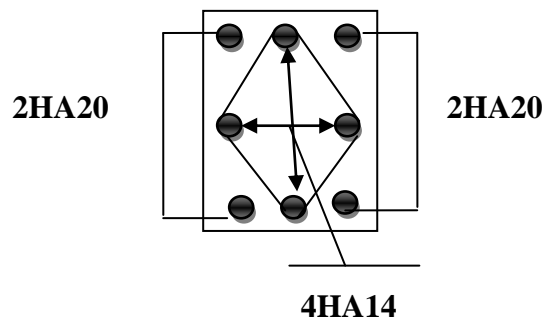
✓ **Poteaux (45 x 45) : 4 HA20+ 4 HA 14**

La section totale de :

$$4HA20+ 4 HA 14 = 18.71\text{cm}^2$$

est supérieur à la section minimale exigée par

le RPA ($A_{s\text{ min}} = 16.20\text{ cm}^2$)



Ferrailage des poteaux pour les (Zone I)

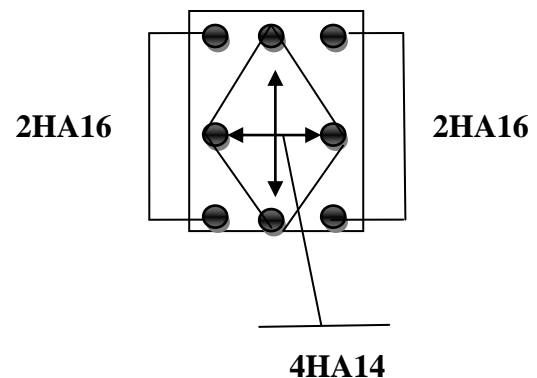
✓ **Poteaux (40 x 40) : 4HA 16+ 4 HA 14**

La section totale de

$$4HA 16+ 4HA14 = 14.19\text{ cm}^2$$

est supérieur à la section minimale exigée par

le RPA ($A_{s\text{ min}} = 12.80\text{ cm}^2$)



Ferrailage des poteaux pour les (Zone II)

✓ **Poteaux (35 x 35) : 4HA 16+ 4 HA 12**

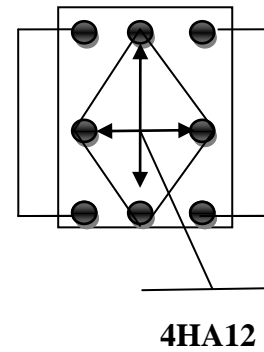
La section totale de

$$4HA 16+ 4HA12 = 12.56 \text{ cm}^2$$

est supérieur à la section minimale exigée par

le RPA ($A_{s \text{ min}} = 9.80 \text{ cm}^2$)

2HA16



2HA16

4HA12

Ferrailage des poteaux pour les (Zone III)

VI -2-Ferrailage des poutres

VI -2-1-Introduction

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux .Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- à l'ELU :

$$1.35 G + 1.5 Q \quad (\text{BAEL 91})$$

- à l'ELS :

$$G + Q \quad (\text{BAEL 91})$$

- Accidentelles :

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right\} \quad (\text{RPA99/Version 2003})$$

VI -2-2-Recommandations du RPA99/version 2003

1) Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

- **Poutres principales : (30 x 40)**

$$A_{\text{min}} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

- **Poutres secondaires : (30 x 35)**

$$A_{\text{min}} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4% en zone courante**

$$A_{\max}^{\text{PP}} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{\text{PS}} = 0.04 \times 30 \times 35 = 52 \text{ cm}^2$$

- **6% en zone de recouvrement**

$$A_{\max}^{\text{PP}} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{\text{PS}} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

2) Armatures transversales (art 7.5.2.2RPA/version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) & \text{(zone nodale)} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{(en dehors de la zone nodale)} \end{cases}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

VI -2-3-Calcul des armatures longitudinales

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{Si } t \geq 24h \\ \theta = 0.9 & \text{Si } 1h \leq t \leq 24h \\ \theta = 0.85 & \text{Si } t \leq 1h \end{cases}$$

- **1er cas:**

Si : $\mu < \mu_1 = 0.392$ → Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

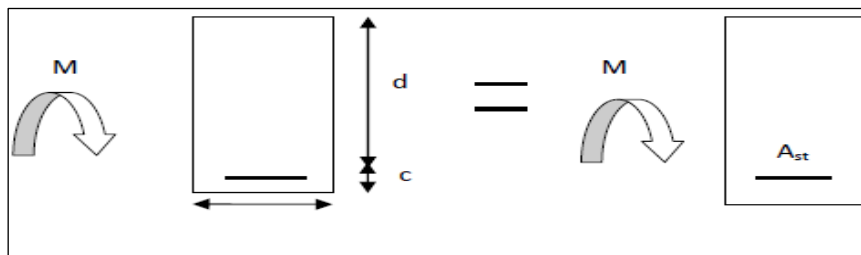


Figure VI-4 -Schéma de Ferrailage des poutres simplement armée

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

d : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

- **2^{eme} cas:**

$\mu > \mu_1 = 0.392$ → Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.

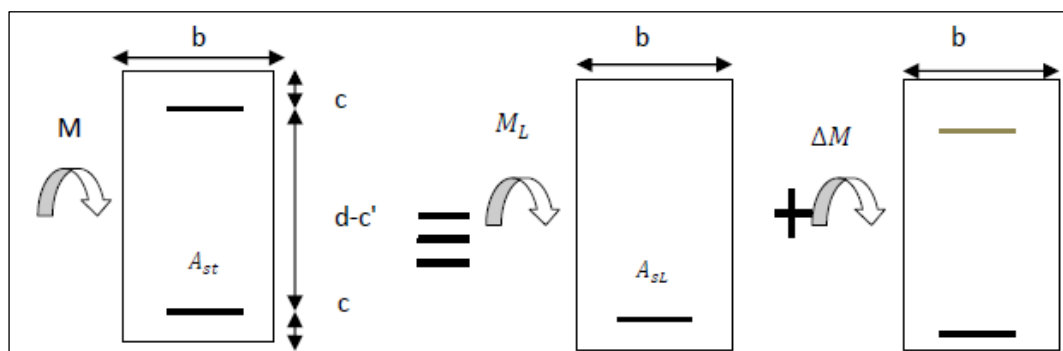


Figure VI-5-Schéma de Ferrailage des poutres doublement armée

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

M_u : Moment sollicitant.

M_r : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Remarque :

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

	f_{c28} [MPa]	f_e [MPa]	f_{bu} [MPa]	γ_b	γ_s	θ	σ_{st} [MPa]
Situation accidentelle	25	400	21.74	1.15	1	0.85	400
Situation courante	25	400	14.2	1.5	1.15	1	348

Tableau VI-11- Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

▪ **Exemple de calcul**

1) **Poutres principales (30 x 40)**

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{39.625 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 14.2} = \mathbf{0.064} < \mu_1 = \mathbf{0.392}$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = \mathbf{0.064} \quad \rightarrow \quad \beta = \mathbf{0.967}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{39.625 \times 10^4}{0.967 \times 38 \times 3480} = 3.09 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{78.918 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 14.2} = \mathbf{0.128} < \mu_1 = \mathbf{0.392}$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = \mathbf{0.128} \quad \rightarrow \quad \beta = \mathbf{0.931}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{78.918 \times 10^4}{0.931 \times 38 \times 3480} = 6.41 \text{ cm}^2$$

Poutre principale	$M_{max}(\text{KN.m})$	μ	obs	β	A_{st} (cm ²)	ferraillage	A adoptée (cm ²)
En travée	39.625	0.064	SSA	0.967	3.09	3HA14	4,62
Aux appuis	78.918	0.128	SSA	0.931	6.41	3HA14+3HA12	8.01

Tableau VI-12-Détermination des armatures longitudinales des poutres principales

2) Poutre secondaires (30 x 35)

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{41.305 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0.090 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.090 \rightarrow \beta = 0.953$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{41.305 \times 10^4}{0.953 \times 33 \times 3480} = 3.77 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{47.115 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0.102 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.102 \rightarrow \beta = 0.946$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{47.115 \times 10^4}{0.946 \times 33 \times 3480} = 4.34 \text{ cm}^2$$

Poutre secondaires	$M_{max}(\text{KN.m})$	μ	obs	β	A_s (cm ²)	ferraillage	A adoptée (cm ²)
En travée	41.305	0.090	SSA	0.953	3.77	3HA14	4.62
Aux appuis	47.115	0.102	SSA	0.946	4.34	3HA14	4.62

Tableau VI-13-Détermination des armatures longitudinales des poutres secondaires

VI -2-4-Vérification des armatures longitudinales

A) Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)

1. Poutres principales PP

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1 \times 10^2}{400 \times 10^2} = 1,376 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$A_{\text{adoptée}} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,376 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$A_{\text{adoptée}} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 6 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_{\text{adoptée}} = 4,62 > A_{\text{min}} = 1,376 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

2. Poutres secondaires PS

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1 \times 10^2}{400 \times 10^2} = 1,195 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$A_{\text{adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,195 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$A_{\text{adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 4,375 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_{\text{adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,1195 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

B) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)

1. Poutres principales PP

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$T_u^{\text{max}} = 96,31 \text{ KN (effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS)}$$

$$\tau_u = \frac{96,31 \times 10^3}{300 \times 380} = 0,844 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ [MPa]}\right) \quad \rightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0.844 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 [\text{MPa}] \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

2. Poutres secondaires PS

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$T_u^{\max} = 59.35 \text{ KN} \text{ (effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS)}$$

$$\tau_u = \frac{59.35 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.599 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}]\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 [\text{MPa}]\right) \quad \rightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 [\text{MPa}])$$

$$\tau_u = 0.599 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 [\text{MPa}] \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

C) Influence de l'effort tranchant

1. Poutres principales PP :

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$T_u = \frac{0.4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b_0 = \frac{0.4 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} \times 0.9 \times 380 \times 300 = 684 \text{ KN}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 96.31 [\text{KN}] < 684 [\text{KN}] \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{a\max}}{0.9 \times d}\right) > 0$$

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{a\max}}{0.9 \times d}\right) = \left(96.31 - \frac{78.918}{0.9 \times 0.38}\right) = -134.44 < 0 \text{ cm}^2$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

2. Poutres secondaires PS :

➤ **Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)**

$$\frac{0.4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b_0 = \frac{0.4 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} \times 0.9 \times 330 \times 300 = 594 \text{ KN}$$

On a :

$$T_u^{\max} = 59.35 [\text{KN}] < 594 [\text{KN}] \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)**

On doit vérifier que :

$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\text{amax}}}{0.9 \times d} \right) > 0$$
$$\left(T_u^{\max} + \frac{M_{\text{amax}}}{0.9 \times d} \right) = \left(59.35 - \frac{47.115}{0.9 \times 0.33} \right) = -99.28 < 0 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

D) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1. 3 BAEL91)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\text{amax}}}{0.9d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1.5$: Coefficient scellement **HA**.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

1. Poutres principales PP :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.2 = 24.49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{96.31 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 244.9} = 1.149 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.149 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ [MPa]} \quad \rightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

2. Poutres secondaires PS

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.2 = 13.188 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{59.35 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 131.88} = 1.515 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.515 \text{ [MPa]} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ [MPa]} \quad \rightarrow \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

E) Ancrage des armatures (longueur de scellement) (art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

- Pour les ϕ_{12} : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4l_s$, pour les aciers **HA**.

- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 16.932 \text{ cm}$

- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19.752$ cm

F) Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

ϕ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

- **Poutre principale :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{40}{35}; 1.2; 3\right)$$
$$\phi \leq 1.14 \text{ cm}$$

On prend $\phi = 8$ mm

- **Poutre secondaire :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{35}{35}; 1.2; 3\right)$$
$$\phi \leq 1 \text{ cm}$$

On prend $\phi = 8$ mm

On choisira un cadre + un étrier soit $\phi = 8$ mm

- Espacement d'armatures

- **Poutres principales**

➤ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \quad \rightarrow \quad S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.2\right)$$

$$S_t \leq \min(10; 14.4) \text{ Soit : } S_t = 8 \text{ cm}$$

$$A_{tmin} = 0.003 \times S_t \times b \quad (\text{Art 7.5.2.2RPA/version 2003})$$

$$A_{tmin} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \quad S_t \leq \frac{40}{2} \quad \rightarrow \quad S_t \leq 20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20$ cm

$$A_{tmin} = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

- **Poutres secondaires**

➤ Zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right)$$

$$S_t \leq \min(8.75; 14.4)$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

$$A_{tmin} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$$

➤ Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \rightarrow S_t \leq 17.5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_{tmin} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1 \text{ cm}^2$$

G) Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA99/version 2003

$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) [\text{cm}] \end{cases}$$

h: Hauteur de la poutre.

b₁; **h₁**: Dimensions du poteau.

h_e: Hauteur entre nus des poteaux.

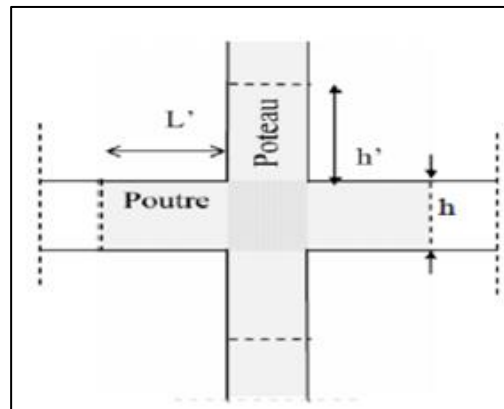


Figure VI-6-Délimitation de la zone nodale

On aura :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\right) [\text{cm}]$$

- Poutres principales : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ [cm]}$
- Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ [cm]}$

Remarque

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5[cm]** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Armatures transversales minimales**
- **Poutres principales poutre secondaire**

- **Zone nodale**

$$A_{tmin} = 0.003 \times 8 \times 30 = \mathbf{0.72 \text{ cm}^2}$$

$$A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 0.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Zone courante**

$$A_{tmin} = 0.003 \times 20 \times 30 = \mathbf{1.8 \text{ cm}^2}$$

$$A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 1.8 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Poutre secondaire**

- **Zone nodale**

$$A_{tmin} = 0.003 \times 8 \times 30 = \mathbf{0.72 \text{ cm}^2}$$

$$A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 0.72 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Zone courante**

$$A_{tmin} = 0.003 \times 15 \times 30 = \mathbf{1 \text{ cm}^2}$$

$$A_{adop} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 1 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

VI -2-5-Vérification à L'ELS

1. Etat d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

- **Vérification de la contrainte dans le béton**

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

β_1 est en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

(β_1, K_1) Sont tirer du tableau à l'ELS.

➤ **Poutre principale**

PP	M _{max} (KN.m)	A _{st}	ρ	α	β	K ₁	σ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{st}	σ̄ _{bc}	obs
En travée	28.452	4.62	0,408	0.294	0.902	36.02	179.67	4.98	348	15	CV
Aux appuis	57.29	8.01	0.704	0.366	0.878	25.98	214.28	8.24	348	15	CV

Tableau VI-14 -Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales

➤ **poutre secondaire**

PS	M _{max} (KN.m)	A _{st}	ρ	α	β	K ₁	σ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{st}	σ̄ _{bc}	obs
En travée	29.981	4.62	0.472	0.312	0.896	33.08	219.47	6.63	348	15	CV
Aux appuis	34.264	4.62	0.472	0.312	0.896	33.08	250.82	7.58	348	15	CV

Tableau VI-15-Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires

VI -2-6-Vérification de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens .BAEL99 (art.6.5.2)

$$f_{ETABS} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

➤ **sens des poutres principales :**

$$0.023 \text{ cm} < \frac{425}{500} = 0.85 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **sens des poutres secondaires :**

$$0.020 \text{ cm} < \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée})$$

VI -3-Ferraillage des voiles

VI -3-1-Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges permanent et surcharges), et à des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les voiles seront calculés en flexion composé sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

- **Combinaison d'action**

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

- Selon le **(RPA version 2003)** :
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$
- Selon le **(BAEL 91modifiée 99)** :
$$\begin{cases} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- **Zone I** : RDC
 - **Zone II** : 1^{er} étages au 3^{eme} étages
 - **Zone III** : 4^{eme} étages au 7^{eme} étages
 - **Zone IV** : 8^{eme} étages au 10^{eme} étages
- **Ferraillage des voiles**

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

VI -3-2-Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N; M)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile. , **B = L × e.**

I : moment d'inertie du voile considéré.

V = V': bras de levier du voile : **V = $\frac{L}{2}$**

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) \quad (\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003})$$

Avec :

h_e: hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

Avec :
$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

Avec :

L_t : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. section entièrement comprimée (**SEC**).
2. Section partiellement comprimée (**SPC**).
3. Section entièrement tendue (**SET**).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues, comme montrer dans le tableau suivant :

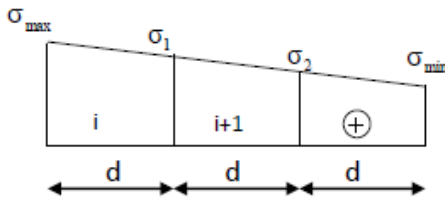
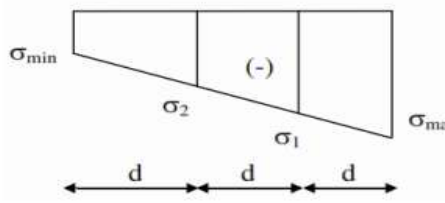
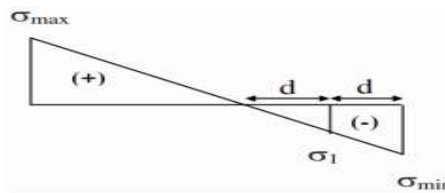
Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VI-16-Tableau des efforts normaux

Avec :

e : épaisseur du voile

1) Armatures verticales

- **Section entièrement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec :

B_i : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- **Section partiellement comprimée (Art. A.11.3, BAEL91)**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec :

σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa

- **Section entièrement tendue**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

2) Armatures minimales

- **Compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91 modifiée 99)**

$A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ (Par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures)

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

- **Traction simple**

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

3) Exigences de R PA 99 révisé 2003

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile **15 %**.
- En zone courantes **0.10 %**.

4) Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

- D'après le (BEAL 91 modifiée 99)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le RPA 2003 :

$$A_H > 0.15\% B$$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **0.1** de l'épaisseur du voile.

5) Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

6) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\begin{cases} A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \\ \bar{V} = 1.4 T \end{cases} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit **s'ajouter** à la **section d'aciers tendus** nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

7) Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

8) Espacement

D'après l'art 7.7.4.3 du **RPA 99 modifier 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad \text{Avec: } e: \text{ épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **(0.1)** de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à **(15 cm)**.

9) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

10) Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **(0.10)** de l'épaisseur du voile.

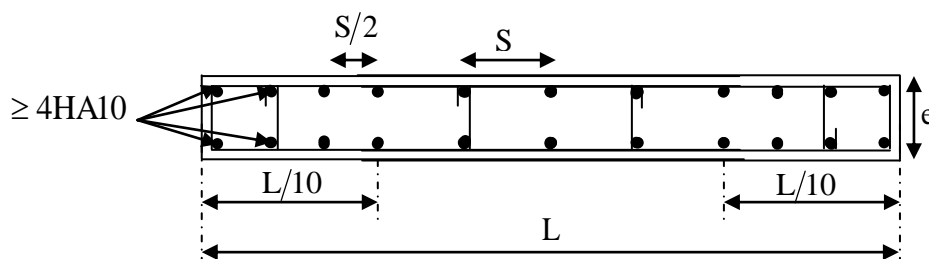


Figure VI.14 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VI -3-3-Vérifications :

1. Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère l'effort : $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{et} \quad \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

D'ou:

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 \times h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

- D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) \quad (\text{Pour la fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement

Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile **VL1** de la zone **I** :

$$L = 4 \text{ m} \quad \text{et} \quad e = 0.20 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 5199.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -2769.30 \text{ KN/m}^2$$

→ La section est partiellement comprimée (**S.P.c**)

- Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$
$$L_c = \frac{5199.47}{5199.47 + 2769.30} \times 4$$
$$L_c = 2.61 \text{ m}$$

$$L_c = 2.61 \text{ m} \rightarrow L_t = L - L_c = 1.39 \text{ m}$$

- Détermination de la longueur de la bande (d) :

Soit un tronçon :

$$d = \frac{L_t}{2} = \frac{1.39}{2} = 0.69 \text{ m.}$$
$$\sigma_{\min} = 2769.30 \text{ KN/m}^2$$
$$d = 0.69\text{m} \text{ et } e = 0.20 \text{ m}$$
$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(1.39 - 0.69) \cdot 2769.30}{1.39} = 1384.65 \text{ KN/m}^2$$
$$\sigma_1 = 1384.65 \text{ KN/m}^2$$

❖ Détermination des efforts normaux :

L'effort normal est égale à:

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$
$$N_1 = \frac{2769.30 + 1384.65}{2} \times 0.69 \times 0.20$$
$$N_1 = 288.69 \text{ KN}$$
$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1384.65}{2} \times 0.69 \times 0.20$$
$$N_2 = 96.24 \text{ KN}$$

❖ Espacement

- Zone courante (d_2) : $S_t \leq \min\{1.5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

- Zone d'extrémité (d_1) : $D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Calcul des armatures :

- Armatures verticales

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{288.72}{40} = 7.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{96.24}{40} = 2.41 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{V1} = 7.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} = 2.41 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B \right\} \rightarrow \text{Max} (4.2 \text{ cm}^2; 16 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 16 \text{ cm}^2$$

- Armature de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{avec : } \bar{V} = 1.4V$$

$$A_{vj} = 4.12 \text{ cm}^2$$

- Les armatures calculées

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{vj}}{4} = 7.22 + \frac{4.12}{4} = 8.25$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{vj}}{4} = 2.41 + \frac{4.12}{4} = 3.44$$

$$A_{\min} = 16 \text{ cm}^2 > A_1 = 8.25 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec :

$$A_1 = 16 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 16 \text{ cm}^2 > A_2 = 3.44 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec :

$$A_2 = 16 \text{ cm}^2$$

- Armatures horizontales

$$A_H = \max (A_{V/4} ; 0.15\% B)$$

$$A_H = 12 \text{ cm}$$

On adopte:

$$A_H = 12HA12 = 13.56 \text{ cm}^2$$

➤ Armature transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par **(04)** épingle au mètre carre soit **HA8**.

Soit : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

VI -3-4-Vérification à l'ELS

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

- **(BAEL91 modifiée 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{149.73 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4000} = 0.208 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.15} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.208 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

- **RPA 2003 :**

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} = \frac{106.95 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4000} = 0.149 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.149 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

➤ Vérification de la contrainte du béton :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1377.21 \times 10^3}{200 \times 4000 + 15 \times 16 \times 10^2} = 1.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

VI -3-5-Ferraillage des voiles longitudinales

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

1^{er} voile :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)		4,42	3,06	3,06	3,06
	L (m)		4,00	4,00	4,00	4,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,8	0,8	0,8	0,8
	He		4,420	3,060	3,060	3,060
	h		4,02	2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)		106,950	90,700	72,520	44,950
	N _{ser} (kN)		1377,21	1229,24	908,51	410,79
	Vu (kN)		149,730	126,980	101,528	62,930
	σ_{max} (kN/m ²)		5199,470	3586,460	2030,730	191,440
	σ_{min} (kN/m ²)		2769,300	2085,310	240,550	149,270
	Nature de la Section		SPC	SPC	SEC	SEC
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		2,61	2,53	3,58	2,25
	L _t		1,39	1,47	0,42	1,75
	d		1,74	1,53	1,53	1,50
	d _{adopté}		0,70	0,74	0,21	0,88
	d ₂ = L _t - d _{adopté}		0,70	0,74	0,21	0,88
	σ_1		1384,650	1042,655	120,275	74,635
	N ₁		288,72	229,91	7,64	19,62
	N ₂		96,24	76,64	2,55	6,54
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		7,22	5,75	0,19	0,49
	A _{v2} /bande (cm ²)		2,41	1,92	0,06	0,16
	A _{vj} (cm ²)		4,12	3,49	2,79	1,73
	A'v1/bande/nappe		8,25	6,62	0,89	0,92
	A'v2/bande/nappe		3,44	2,79	0,76	0,60
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{min} /bande (cm ²)		18,27	16,07	16,07	15,75
	A'v1 adopté (cm ²)		18,47	18,47	18,47	18,47
	A'v2 adopté (cm ²)		18,47	18,47	18,47	18,47
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	12HA14	12HA14	12HA14	12HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	12HA14	12HA14	12HA14	12HA14
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
	Bande 2	20	20	20	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		12,00	12,00	12,00	12,00
	AH adopté (cm ²)		13,57	13,57	13,57	13,57
	choix de la section		12HA12	12HA12	12HA12	12HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Véification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,208	0,176	0,141	0,087
	3,26 Mpa	τ_u	0,149	0,126	0,101	0,062
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1,664	1,485	1,098	0,496

Tableau VI-17 -Ferrailage de 1^{er} voile longitudinale

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

2^{eme} voile :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)		4,42	3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,80	2,80	2,80	2,80
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,56	0,56	0,56	0,56
	He		4,420	3,060	3,060	3,060
	h		4,02	2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)		96,100	85,820	62,680	39,840
	N _{ser} (kN)		1218,46	1109,29	844,19	406,82
	Vu (kN)		134,540	120,148	87,752	55,776
	σ_{max} (kN/m ²)		5055,820	3213,580	1194,110	231,630
	σ_{min} (kN/m ²)		1577,780	1091,580	1033,570	177,710
	Nature de la Section		SPC	SPC	SPC	SPC
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		2,13	2,09	1,50	1,58
	L _t		0,67	1,47	1,30	1,22
	d		1,42	1,39	1,00	1,06
	d _{adopté}		0,33	0,74	0,65	0,61
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,33	0,74	0,65	0,61
	σ_1		788,890	545,790	516,785	88,855
	N ₁		78,81	120,35	100,70	16,20
	N ₂		26,27	40,12	33,57	5,40
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		1,97	3,01	2,52	0,41
	A _{v2} /bande (cm ²)		0,66	1,00	0,84	0,14
	A _{vj} (cm ²)		3,70	3,30	2,41	1,53
	A'v1/bande/nappe		2,90	3,83	3,12	0,79
	A'v2/bande/nappe		1,58	1,83	1,44	0,52
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		14,94	14,60	10,50	11,13
	A'v1 adopté (cm ²)		15,4	15,4	11,3	11,3
	A'v2 adopté (cm ²)		15,4	15,4	11,3	11,3
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	10HA14	10HA14	10HA12	10HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	10HA14	10HA14	10HA12	10HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	20	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		8,40	8,40	8,40	8,40
	AH adopté (cm ²)		11,3	11,3	11,3	11,3
	choix de la section		10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,267	0,238	0,174	0,111
	3,26 Mpa	τ_u	0,191	0,170	0,124	0,079
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,090	1,902	1,463	0,705

Tableau VI-18 - Ferrailage de 2^{eme} voile longitudinale

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

3^{eme} voile :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,40	0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)		4,42	3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,05	2,05	2,05	2,05
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,41	0,41	0,41	0,41
	He		4,420	3,060	3,060	3,060
	h		4,02	2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)		18,620	23,130	21,080	43,290
	N _{ser} (kN)		1088,85	983,78	726,86	344,90
	Vu (kN)		26,068	32,382	29,512	60,606
	σ_{max} (kN/m ²)		1629,240	1040,950	208,380	246,680
	σ_{min} (kN/m ²)		256,070	328,900	59,870	71,930
	Nature de la Section		SPC	SPC	SEC	SEC
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		1,77	1,56	1,59	1,57
	L _t		0,28	1,47	0,46	0,48
	d		1,18	1,04	1,06	1,05
	d _{adopté}		0,14	0,74	0,23	0,24
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,14	0,74	0,23	0,24
	σ_1		128,035	164,450	29,935	35,965
	N ₁		5,35	36,26	2,05	2,59
	N ₂		1,78	12,09	0,68	0,86
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		0,13	0,91	0,05	0,06
	A _{v2} /bande (cm ²)		0,04	0,30	0,02	0,02
	A _{vj} (cm ²)		0,72	0,89	0,81	1,67
	A'v1/bande/nappe		0,31	1,13	0,25	0,48
	A'v2/bande/nappe		0,22	0,52	0,22	0,44
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		12,40	10,92	11,13	11,03
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		15,4	11,3	11,3	11,3
	A'v2 adopté (cm ²)		15,4	11,3	11,3	11,3
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	10HA14	10HA12	10HA12	10HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	10HA14	10HA12	10HA12	10HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	20	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		6,15	6,15	6,15	6,15
	AH adopté (cm ²)		6,78	6,78	6,78	6,78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,071	0,088	0,080	0,164
	3,26 Mpa	τ_u	0,050	0,063	0,057	0,117
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,514	2,304	1,702	0,808

Tableau VI-19 -Ferrailage de 3^{eme} voile longitudinale

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

VI-3-5-Ferraillage des voiles transversales 1^{er} voile

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)		4,42	3,06	3,06	3,06
	L (m)		3,40	3,40	3,40	3,40
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,68	0,68	0,68	0,68
	He		4,420	3,060	3,060	3,060
	h		4,07	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		47,950	55,170	45,390	36,660
	N _{ser} (kN)		50,12	44,34	36,01	24,99
	Vu (kN)		67,130	77,238	63,546	51,324
	σ_{max} (kN/m ²)		414,490	264,410	270,190	133,360
	σ_{min} (kN/m ²)		213,700	69,350	47,010	61,490
	Nature de la Section		SPC	SPC	SPC	SEC
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		2,24	2,69	2,90	2,33
	L _t		1,16	1,47	0,50	1,07
	d		1,50	1,53	1,53	1,53
	d _{adopté}		0,58	0,74	0,25	0,54
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,58	0,74	0,25	0,54
	σ_1		106,850	34,675	23,505	30,745
	N ₁		18,54	7,65	1,78	4,93
N ₂		6,18	2,55	0,59	1,64	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		0,46	0,19	0,04	0,12
	A _{v2} /bande (cm ²)		0,15	0,06	0,01	0,04
	A _{vi} (cm ²)		1,85	2,12	1,75	1,41
	A'v1/bande/nappe		0,92	0,72	0,48	0,48
	A'v2/bande/nappe		0,62	0,59	0,45	0,39
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		15,70	16,07	16,07	16,07
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		18,48	18,48	18,48	18,48
	A'v2 adopté (cm ²)		18,48	18,48	18,48	18,48
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	12HA14	12HA14	12HA14	12HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	12HA14	12HA14	12HA14	12HA14
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
	Bande 2	20	20	20	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		10,20	10,20	10,20	10,20
	AH adopté (cm ²)		11,3	11,3	11,3	11,3
	choix de la section		10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Véification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,110	0,126	0,104	0,084
	3,26 Mpa	τ_u	0,078	0,090	0,074	0,060
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0,071	0,063	0,051	0,035

Tableau VI-20 - Ferraillage de 1^{er} voile transversale

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

2^{ème} voile :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,42	3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,25	2,25	2,25	2,25
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,45	0,45	0,45	0,45
	He		4,420	3,060	3,060	3,060
	h		4,07	2,71	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		39,430	51,000	49,660	62,870
	N _{ser} (kN)		47,89	41,88	33,40	30,11
	Vu (kN)		55,202	71,400	69,524	88,018
	σ_{max} (kN/m ²)		713,420	332,590	301,440	172,840
	σ_{min} (kN/m ²)		431,640	35,240	52,730	83,310
	Nature de la Section		SPC	SEC	SEC	SEC
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		1,40	2,03	1,92	1,51
	L _t		0,85	1,47	0,33	0,74
	d		1,40	1,36	1,28	1,01
	d _{adopté}		0,42	0,74	0,17	0,37
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,42	0,74	0,17	0,37
	σ_1		215,820	17,620	26,365	41,655
	N ₁		27,46	3,89	1,32	4,62
	N ₂		9,15	1,30	0,44	1,54
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		0,69	0,10	0,03	0,12
	A _{v2} /bande (cm ²)		0,23	0,03	0,01	0,04
	A _{vi} (cm ²)		1,52	1,96	1,91	2,42
	A'v1/bande/nappe		1,07	0,59	0,51	0,72
	A'v2/bande/nappe		0,61	0,52	0,49	0,64
armatures miniales	A _{min} /bande (cm ²)		14,70	14,28	13,44	10,61
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		15,4	15,4	15,4	11,3
	A'v2 adopté (cm ²)		15,4	15,4	15,4	11,3
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	10HA14	10HA14	10HA14	10HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	10HA14	10HA14	10HA14	10HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	20	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		6,75	6,75	6,75	6,75
	AH adopté (cm ²)		6,78	6,78	6,78	6,78
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,136	0,176	0,172	0,217
	3,26 Mpa	τ_u	0,097	0,126	0,123	0,155
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0,101	0,089	0,071	0,064

Tableau VI-21 -Ferrailage de 2^{ème} voile transversale

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Tableau VI-22-Ferraillage des voiles transversales avec ouvertures

- Zone I : RDC
- Zone II : 1^{er} étages au 2^{eme} étages
- Zone III : 3^{eme} étages avec ouvertures
- Zone IV : 4^{eme} étages au 7^{eme} étages avec ouvertures
- Zone V : 8^{eme} étages au 10^{eme} étages avec ouvertures

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV	V
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,42	3,06	3,06	3,06	3,06
	L (m)		3,10	3,10	0,95	0,95	0,95
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,62	0,62	0,19	0,19	0,19
	He		4,420	3,060	3,060	3,060	3,060
h		4,07	2,71	2,71	2,71	2,71	
Solicitation de calcul	T(kN)		62,240	65,040	61,160	63,270	69,460
	N _{ser} (kN)		69,83	69,38	50,25	42,55	33,85
	Vu (kN)		87,136	91,056	85,624	88,578	97,244
	σ_{max} (kN/m ²)		464,670	184,640	811,580	132,750	761,750
	σ_{min} (kN/m ²)		380,020	183,570	766,630	95,480	563,430
	Nature de la Section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00	400,00
	L _c		1,71	1,55	0,49	0,55	0,55
	L _t		1,39	1,55	0,46	0,40	0,40
	d		1,14	1,04	0,33	0,37	0,36
	d adopté		0,70	0,77	0,23	0,20	0,20
	d2 = L _t - d adopté		0,70	0,77	0,23	0,20	0,20
	σ_1		190,010	91,785	383,315	47,740	281,715
	N ₁		39,75	21,28	26,53	2,85	17,07
N ₂		13,25	7,09	8,84	0,95	5,69	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		0,99	0,53	0,66	0,07	0,43
	A _{v2} /bande (cm ²)		0,33	0,18	0,22	0,02	0,14
	A _{vi} (cm ²)		2,40	2,50	2,35	2,44	2,67
	A'v1/bande/nappe		1,59	1,16	1,25	0,68	1,10
	A'v2/bande/nappe		0,93	0,80	0,81	0,63	0,81
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A _{min} /bande (cm ²)		11,94	10,88	3,42	3,87	3,82
	A'v1 adopté (cm ²)		13,56	13,56	4,52	4,52	4,52
	A'v2 adopté (cm ²)		13,56	13,56	5,52	4,52	4,52
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	12HA12	12HA12	4HA12	4HA12	4HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	12HA12	12HA14	4HA12	4HA12	4HA12
	ST		30	30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10	10
	Bande 2	20	20	20	20	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		9,30	9,30	2,85	2,85	2,85
	AH adopté (cm ²)		13,56	13,56	3,12	3,12	3,12
	choix de la section		12HA12	12HA12	4HA10	4HA10	4HA10
Espacement	st(cm)		25	25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²				
Véfications des contraintes	$\tau_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,156	0,163	0,501	0,518	0,569
	3,26 Mpa	τ_u	0,112	0,117	0,358	0,370	0,406
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0,109	0,108	0,253	0,216	0,172

VI -3-6- Ferrailage des linteaux

INTRODUCTION

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrées à leurs extrémités. Ils seront calculés en flexion simple, ferrailés de sorte à reprendre les efforts M , T résultants des charges verticales et de l'action sismique.

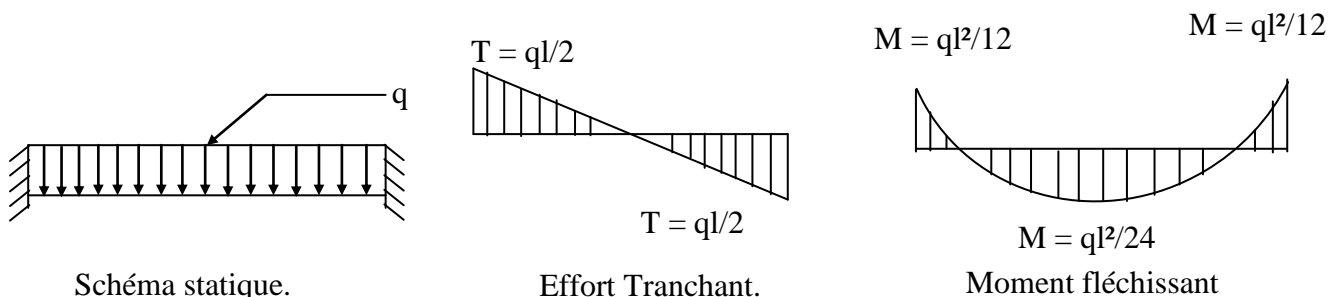
La disposition du ferrailage doit être symétrique.

- **Effort tranchant à l'encastrement :**

$$T(G + Q) = T(q) = q \frac{L}{2}$$

- **Moment en travée :**

$$M(G + Q) = M(q) = \frac{qL^2}{24}$$



- **Charge horizontale (sismique) :**

Effort tranchant : $T_E = \pi$

Moment fléchissant : $M_E = T_E \frac{L}{2}$

- **Combinaison d'actions :**

Effort tranchant : $T = T(G + Q) + T_E$.

Moment fléchissant : $M = M(G + Q) + M_E$.

$\bar{T} = 1.4T$ et $\bar{M} = 1.4M$

V-3-6-1- Exposé de la méthode

Nous utiliserons la méthode de calcul exposée dans le RPA, en faisant comparer à chaque fois les sections d'armatures aux sections données par les règles du BAEL91.

A- Contrainte limite de cisaillement dans les linteaux

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{e.d} \leq 0.2 f_{c28}$$

Avec : $\bar{T} = 1.4.T_{\text{calcul}}$

e : Épaisseur du linteau ou du voile.

b : Hauteur de la section du linteau

❖ **1^{er} cas** : $\tau_b \leq 0,06f_{c28}$

On devra disposer :

❖ **Aciers longitudinaux** : inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_L \geq \frac{M}{Z \cdot f_e}$$

Avec : $Z = h - 2d'$

h : est la hauteur de la section du linteau

d' : est la distance d'enrobage

M : moment du à l'effort tranchant \bar{T}

❖ **Aciers transversaux** :

- **1^{er} sous cas** : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

Nous avons :

$$S \leq \frac{A_{t_e} \cdot f_e \cdot Z}{\bar{T}} \quad \text{Avec :}$$

S : Espacement des armatures transversales

\bar{T} : Effort tranchant dans la section considérée

l : Portée du linteau.

- **2^{eme} sous cas** : linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir :

$$S \leq \frac{A_{t_e} f_e l}{\bar{T} + A_{t_e} f_e}$$

d'où $T = \min(T_1 ; T_2)$

$$T_2 = 2T_{\text{calculé}} \text{ et } T_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec : M_{ci} ; M_{cj} : Moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} .

Le moment est calculé par la formule : $M_c = A_L f_e Z$

Avec : $Z = h - 2d'$

- **2^{eme} cas** : $\tau_b > 0,06f_{c28}$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant le minimum réglementaire.

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Les efforts (M, T) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d à disposer obligatoirement.

$$A_d = \frac{T}{2f_e \sin \alpha}$$

Avec :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

et $T = T_{\text{calculé}}$ (sans majoration)

B-Ferraillage minimal

- **Armatures longitudinales (A_l, A'_l) :**

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 bh \quad \text{Soit : } 0,15\% \text{ de } b.h$$

- **Armatures transversales :**

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b.s$$

$$\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t > 0,0025 b.s$$

$$\text{Avec : } s \leq \frac{h}{4}$$

- **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0,0020 . b . h \quad \text{avec } b: \text{ épaisseur du Linteau}$$

- **Ancrage rectiligne :**

$$\text{Nous devons avoir : } L_s = \frac{h}{4} + 50\phi$$

V-3-6-2- Exemple de calcul (Linteau S1, zone I)

Les résultats de calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Les caractéristiques géométriques du Linteau sont :

$$h = 0.86 m$$

$$l = 1.20 m$$

$$e = 0.2 m$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{V_0}{b_0 \cdot d} \quad ; V = 1.4 \cdot V_{\text{calcul}}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 75.15 \times 10}{20 \times 0.9 \times 510} = 0.11 MPa$$

$$\tau_b = 0.11 MPa < \tau_b = 5 MPa$$

- **Armatures longitudinales**

$$\tau_b = 0.11 MPa < 0.06 f_{c28} = 1.5 MPa$$

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_L \geq \frac{M}{Z \cdot f_e} = \frac{31.731 \times 100}{511 \times 40} = 0.15 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimal : $A_{\min} \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$

$$A_{\min} \geq 0.15\% \cdot 20 \cdot 86 = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A_L = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_L = 4\text{HA}12 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales**

Ferraillage minimal :

$$\tau_b = 0.11 \text{ MPa} < 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

Donc $A_t \geq 0.0015 b St$

$$St = \frac{\square}{12} = \frac{86}{12} = 7.16 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.0015 \times 7.16 \times 7.16 = 0.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{ cm}^2$$

- **Armatures diagonales :**

$$\tau_b = 0.11 \text{ MPa} < 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures diagonales ne sont pas nécessaires $A_D = 0$

- **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002 \times 20 \times 255 = 3.44 \text{ cm}^2$$

Soit : $A = 4 \text{ HA}12 \Rightarrow A_c = 4.52 \text{ cm}^2$

- **Longueur d'ancrage :**

$$L_d = \frac{l}{4} + 50\phi = 30 + 50 \times 1.2 = 90 \text{ cm}$$

on prend $L_d = 90 \text{ cm}$

	Zone I	Zone II	Zone III
Armatures longitudinales	4HA12	4HA12	4HA12
Armatures transversales	2HA8	2HA8	2HA8
Armatures de peau	4HA12	4HA12	4HA12
Armatures diagonales	0	0	0

Les linteaux

VII-1-Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit directement (Cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radier général) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des fondations profondes : semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol}$).
- Charges qui leurs sont transmises.
- Distance entre axes des poteaux.
- Profondeur du bon sol.

- **Les combinaisons de charges :**

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

- à l'ELU :

$$1.35 G + 1.5 Q \quad (\text{BAEL 91})$$

- Accidentelles :

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right\} \quad (\text{Article 10.1.4.1 du RPA99/Version 2003})$$

- **Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type des fondations repose essentiellement sur une étude détaillée du sol, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remonté des eaux.

VII-2-Choix du type de fondations

VII-2-1-Semelles isolées

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Où :

$N_{s,max}$: Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel ETABS)

S : Surface d'appui de la semelle ($S = A \times B$).

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier qui est égale à 2 bars.

· **Homothétie des dimensions**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \rightarrow \frac{45}{45} = 1$$

Donc : $A = B$

D'où :

$$B^2 \geq \frac{N_{smax}}{S} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{smax}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1294.35}{200}} \text{ 2.54m}$$

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchements est inévitable, il ya lieu donc d'opter pour des semelles filantes

VII-2-2-Semelles filantes

A) Semelles filantes sous voiles « S₁ »

Les semelles filantes sous les voiles sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{smax}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow B \geq \frac{N_{smax}}{\bar{\sigma}_{sol} \times l}$$

L: étant la longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles).

Voiles	N _S (KN)	L (m)	B (m ²)	Surface (m ²) (S = B x L)
VL1	1377,21	4	1,722	6,888
VL2	1326,85	4	1,659	6,636
VL3	1218,46	2,8	2,176	6,093
VL4	1211,02	2,8	2,163	6,056
VL5	1088,85	2,05	2,656	5,445
VL6	985,11	2,05	2,403	4,926
S₁totale				36,044

Tableau VII-1-Semelles filantes sous voiles dans le sens longitudinal

Voiles	N _S (KN)	L (m)	B (m ²)	Surface (m ²) (S= B x L)
VT1	50,12	3,4	0,074	0,252
VT2	48,49	3,4	0,073	0,248
VT3	47,84	2,25	0,106	0,239
VT4	47,89	2,25	0,106	0,239
VT5	69,83	2,25	0,155	0,348
VT6	70,45	3,1	0,113	0,35
VT7	53,11	3,1	0,085	0,264
S₁totale				1,94

Tableau VII-2- Semelles filantes sous voiles dans le sens transversal

$$S_v = \sum S_i = 37.984 \text{ m}^2$$

Avec :

S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles

B) Semelles sous poteaux

➤ **Etapas de calcul**

Déterminer la résultante des charges (**R**): $R = \sum N_i$

Détermination des coordonnées de la structure (**e**)

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

e_i : est la distance entre le CDG de la semelle et le point d'application de la charge N_i

Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

- Si $e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale
- Si $e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire

Le calcul se fait pour les deux files les plus sollicitées tel que :

poteaux	N_i (KN)	M_i (KN.m)	e_i (m)	$N_i \times e_i$ (KN.m)
1	1294,35	5,139	-8,55	11066,69
2	1187,14	-3,303	-4,8	5698,272
3	1043,02	1,343	-2	2086,04
4	448,88	0,073	2	-897,76
5	650,83	1,05	4,8	-3123,98
6	582,92	-2,198	8,55	-4983,96
Somme	R = 5207,14	2,014	/	-9845,302

Tableau VII-3- Résultante des charges pour les semelles sous poteaux

D'où :

$$e = \frac{-9845.302 + 2.014}{5207.14} = - 1.89 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{17.1}{6} = 2.85 \text{ m}$$

La répartition des charges est donc trapézoïdale, d'où :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{N_s\left(1 + \frac{3e}{L}\right)}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

$$N_s = \Sigma N_{si}$$

D'où :

$$B \geq \frac{5207.14 \left(1 + \frac{3(2.85)}{17.1}\right)}{200 \times 17.1} = 2.28 \text{ m}$$

Donc :

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$$S_{2 \text{ totale}} = 6(B \times L) = 6 \times (2.28 \times 17.1) = 233.93 \text{ m}^2$$

C) Surface totale des semelles filantes

$$S_{\text{Bâtiment}} = 17.1 \times 24.7 = 422.37 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = S_1 + S_2 = 37.984 + 233.93 = 271.914 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{\text{totale}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{271.914}{422.37} \times 100 = 64.38 \%$$

$$S_{\text{S filantes}} > 50\% S_{\text{Bâtiment}}$$

Il y a donc un risque certain de chevauchement des semelles filantes. Ce type de fondations n'est pas approprié pour l'ouvrage en question.

Finalement, le type de fondation qui convient le mieux à cette structure est un radier général.

VII-2-3-Radier général

Un radier est un plancher renversé recevant du sol d'assise des charges réparties et ascendantes. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol évitant ainsi, le tassement différentiel.

A) Pré-dimensionnement

▪ Epaisseur de la dalle du radier (h_r)

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{425}{20} = 21.25 \text{ cm}$$
$$h_r = 30 \text{ cm}$$

▪ Epaisseur des nervures (h_n)

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{425}{8} = 53.125 \text{ cm} \leq h_n \leq \frac{425}{5} = 85 \text{ cm}$$

$$h_n = 80 \text{ cm}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max} \quad (\text{Condition de la longueur élastique})$$

Où :

L_e : Longueur élastique.

L_{max} : Distance entre axes maximale des poteaux.

E_{vj} : Module de déformation longitudinale déferée (E= 10818.86 MPa).

b : Largeur de la nervure du radier.

I : Inertie de la section du radier ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$).

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface (**K= 40 MPa**)

Donc :

$$h_n^3 \geq \frac{3 \cdot K}{E} \frac{(L_{\max})^4}{\pi^4}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot (L_{\max})^4 \cdot K}{E \cdot \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \cdot (4.25)^4 \cdot 40}{10818.86 \cdot (3.14)^4}} = 0.84 \text{ m}$$

$$h_n = 85 \text{ cm}$$

On opte pour :

$$h_n = 100 \text{ cm}$$

▪ Largeur des nervures (b_n)

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 100 = 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm}$$

$$b_n = 55 \text{ cm}$$

▪ Epaisseur de la dalle flottante (h_d)

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{425}{50} = 8.50 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{425}{40} = 10.63 \text{ cm}$$

$$h_d = 10 \text{ cm}$$

Conclusion

Les dimensions définitives du radier sont les suivantes :

- Hauteur des nervures : $h_n = 100 \text{ cm}$
- Largeur des nervures : $b_n = 55 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle du radier : $h_r = 30 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle flottante : $h_d = 10 \text{ cm}$
- Enrobage : $c = 3 \text{ cm}$ (Article A.7.1 du BAEL 99)

B) Détermination de la surface du radier

Du logiciel ETABS :

- Charge du bâtiment : $G_T = 46118.32 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation : $Q_T = 7842.53 \text{ KN}$

1. Combinaison ELU :

$$N_u = 1.35 G_T + 1.5 Q_T$$

$$N_u = 1.35 \times 46118.32 + 1.5 \times 7842.53 = 74023.527 \text{ KN}$$

N_u : est l'effort normal à l'ELU induit par la superstructure

2. Combinaison ELS :

$$N_s = G_T + Q_T$$

$$N_s = G_T + Q_T = 46118.32 + 7842.53 = 53960.85 \text{ KN}$$

N_s : est l'effort normal à l'ELS induit par la superstructure

- A l'ELU :

$$S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{74023.527}{1.33 \times 200} = 278.284 \text{ m}^2$$

- A l'ELS:

$$S_{\text{radier}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{53960.85}{200} = 269.804 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}}) = 278.284 \text{ m}^2 < S_{\text{bâtiment}} = 422.37 \text{ m}^2$$

Donc : la surface du radier est égale à celle de la structure (422.37 m^2) à laquelle il faut ajouter un débord minimal calculé comme suit :

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

La surface du radier est donc égale à :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = S_{\text{bâtiment}} + (P_{\text{bâtiment}} \cdot L_{\text{déb}}) = 422.37 + [(17.1 + 24.7) \times 2 \times 0.5]$$

$$S_{\text{radier}} = 464.17 \text{ m}^2$$

C) Détermination des sollicitations à la base du radier

▪ Poids propre du radier (G_{radier})

Le poids propre du radier est la somme des éléments suivants :

- Poids propre de la dalle du radier G_1 .
- Poids propre des nervures G_2 .
- Poids propre du remblai (Tout-venant d'oued) G_3 .
- Poids propre de la dalle flottante G_4 .

Elément	Opération	Applications numérique	Résultat (KN)
G_1	$[S_{\text{radier}} \times h_r] \times \rho_{\text{béton}}$	$464.17 \times 0.3 \times 25$	3481.275
G_2	$[b_n \times (h_n - h_r) \times L_{\text{nervures}}] \times \rho_{\text{béton}}$	$[0.55 \times (1 - 0.3) \times (17.1 \times 6 + 24.7 \times 8)] \times 25$	2889.42
G_3	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times (h_n - h_r)] \times \rho_{\text{remblai}}$	$[(464.17 - 165.11) \times (1 - 0.3)] \times 17$	3558.8
G_4	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times h_d] \times \rho_{\text{béton}}$	$[(464.17 - 165.11) \times 0.1] \times 25$	707.65
G_{radier}	$\sum G_i = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$	3481.27+2889.42+3558.8+707.65	9929.49

Tableau VII-4- Détermination du poids propre du radier

Avec :

$$S_{\text{nervures}} = 0.55 \times (17.1 \times 6 + 24.7 \times 8) = 165.11 \text{ m}^2$$

▪ Surcharges d'exploitation du radier

$$Q_{\text{radier}} = Q_{\text{RDC}} \times S_{\text{radier}} = 2.5 \times 464.17 = 1160.43 \text{ KN}$$

▪ Charges et surcharges totales de la structure

$$G_{\text{total}} = G_T + G_{\text{radier}} = 46118.32 + 9929.49 = 56047.81 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_T + Q_{\text{radier}} = 7842.53 + 1160.43 = 9002.96 \text{ KN}$$

▪ Combinaisons d'actions

- À l'ELU :

$$N_U = 1.35G_{\text{total}} + 1.5Q_{\text{total}} = 1.35 \times 56047.81 + 1.5 \times 9002.96 = 89168.984 \text{ KN}$$

- À l'ELS :

$$N_S = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 56047.81 + 9002.96 = 65050.77 \text{ KN}$$

D) Vérifications

1) Vérification au cisaillement (BAEL 99/ Art A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_U \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{89168.984 \times 1}{464.17} \times \frac{4.25}{2} = 408.22 \text{ KN.}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9h_r = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{408.22 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Condition est vérifiée})$$

Donc : il n'y a pas de risque de cisaillement.

2) Poinçonnement (BAEL 99/Art A.5.2,42)

$$Q_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (déduite d'ETABS).

h : L'épaisseur totale des nervures (h = 1m).

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

- **Sous poteau**

$$U_c = 2[U + V] = 2 \times [u + v + 2h] = 2 \times [0.45 + 0.45 + 2 \times 1] = 5.8 \text{ m}$$

- **Sous voile**

$$U_c = 2[U + V] = 2 \times [u + v + 2h] = 2 \times [0.20 + 4 + 2 \times 1] = 12.4 \text{ m}$$

- **Sous poteau**

$$N_u = 1828.28 \text{ KN} < 0.045 \times 5.8 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 4350 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- **Sous voile**

$$N_u = 1878.90 \text{ KN} < 0.045 \times 12.4 \times 1 \times \frac{25000}{1.5} = 9300 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

3) Stabilité au renversement (Art 10.1.5 du RPA 2003)

Selon l'article, il faut vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

- **Sens X-X**

$$e = \frac{31098.261}{36894.65} = 0.84 \text{ m} < \frac{25}{4} = 6.25 \text{ m}$$

- **Sens Y-Y**

$$e = \frac{50839.375}{36894.65} = 1.37 \text{ m} < \frac{17.55}{4} = 4.38 \text{ m}$$

La condition est vérifiée dans les deux sens, il n'y a donc pas de risque de renversement

4) Contrainte dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Où :

$$\sigma_{(\min ; \max)} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Avec :

σ_{\min} et σ_{\max} : Contrainte minimale et maximale dans les extrémités du radier.

N : Effort normal dû aux charges verticales.

S_{radier} : Surface totale du radier.

M : Moments sismiques à la base dans les deux sens X-X et Y-Y (Déduit d'ETABS).

V : Distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier (Déduite d'AutoCAD).

I : Moment d'inertie suivant le sens considéré (Déduit d'AutoCAD).

On a :

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \mathbf{h}$$

Avec :

M₀: Moment sismique à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

T₀: Effort tranchant à la base de la structure

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = \frac{17.1 \times 24.7 \times \frac{24.7}{2}}{17.1 \times 24.7} = 12.35 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = \frac{17.1 \times 24.7 \times \frac{17.1}{2}}{17.1 \times 24.7} = 8.55 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{24.7 \times 17.1^3}{12} = 10292.10 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{17.1 \times 24.7^3}{12} = 21473.642 \text{ m}^4$$

- Calcul des moments :

$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{M}_{0x} = 21758.91 \text{ KN.m} \text{ et } \mathbf{T}_{0x} = 373.25 \text{ KN} \\ \mathbf{M}_{0y} = 35547.632 \text{ KN.m} \text{ et } \mathbf{T}_{0y} = 370.78 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ (ETABS)}$$

$$\mathbf{M}_{xx} = \mathbf{M}_{0x} + \mathbf{T}_{0x} h_n = 21758.91 + (373.25 \times 1) = \mathbf{22132.16KN.m}$$

$$\mathbf{M}_{yy} = \mathbf{M}_{0y} + \mathbf{T}_{0y} h_n = 35547.632 + (370.78 \times 1) = \mathbf{35918.41KN.m}$$

Sens longitudinal (X-X):

- A L'ELU :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{XX}} Y_G = \frac{74023.527}{464.17} + \frac{22132.16}{10292.10} \times 8.55 = 177.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{XX}} Y_G = \frac{74023.527}{464.17} - \frac{22132.16}{10292.10} \times 8.55 = 141.08 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 177.86 + 141.08}{4} = 168.66 \text{ KN/m}^2$$

- A L'ELS :

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{XX}} Y_G = \frac{53960.85}{464.17} + \frac{22132.16}{10292.10} \times 8.55 = 134.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{XX}} Y_G = \frac{53960.85}{464.17} - \frac{22132.16}{10292.10} \times 8.55 = 116.25 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 134.63 + 116.25}{4} = 130.03 \text{ KN/m}^2$$

Sens transversal (Y-Y):

- A L'ELU :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_Y}{I_{YY}} X_G = \frac{74023.527}{464.17} + \frac{35918.41}{21473.642} \times 12.35 = 180.13 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_Y}{I_{YY}} X_G = \frac{74023.527}{464.17} - \frac{35918.41}{21473.642} \times 12.35 = 138.81 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 180.13 + 138.81}{4} = 169.8 \text{ KN/m}^2$$

- A L'ELS :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_Y}{I_{YY}} X_G = \frac{53960.85}{464.17} + \frac{35918.41}{21473.642} \times 12.35 = 136.90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_Y}{I_{YY}} X_G = \frac{53960.85}{464.17} - \frac{40622.739}{18487.82} \times 12.35 = 95.59 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 136.90 + 95.59}{4} = 126.57 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Vérification de la condition de résistance :**

➤ **Sens longitudinal :**

- **ELU :**

$$\sigma_m = 168.66 \text{ KN/m}^2 < 1.33\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

- **ELS:**

$$\sigma_m = 130.03 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

▪ **Sens transversal:**

- **ELU :**

$$\sigma_m = 169.80 \text{ KN/m}^2 < 1.33\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

- **ELS:**

$$\sigma_m = 126.57 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

5) Poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que :

$$\mathbf{P} \geq \mathbf{F}_s \times \mathbf{h} \times \mathbf{S}_{\text{radier}} \times \gamma_w$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier (**P = 47686.82 KN**).

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (**F_s = 1.5**).

γ_w : Poids volumique de l'eau (**γ_w = 10 KN/m³**).

h : Profondeur de l'infrastructure (**h = 1 m**).

S : Surface du radier (**S = 464.17 m²**).

Donc :

$$P = 47686.82 \text{ KN} > 1.5 \times 1 \times 464.17 \times 10 = 6962.55 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

VII-3-Ferraillage du radier

Pour le ferraillage du radier on utilise les méthodes exposées dans le **(BAEL 91 modifié 99)** on considère la dalle du radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et encadrée sur quatre côtés.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Deux cas se présentent :

1. Si $\rho < 0.4$: le panneau de dalle travaille dans un seul sens (Flexion longitudinale négligée) :

$$M_{0x} = q_u \times \frac{l_x^2}{8} \quad ; \quad M_{0y} = 0$$

2. Si $0.4 \leq \rho \leq 1$: le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

- Sens de l_x : $M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$
- Sens de l_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau de l'**annexe E.3 du BAEL 99** en fonction du rapport (ρ)

Avec :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad ; \quad (l_x < l_y)$$

VII.3.1. Ferraillage de la dalle du radier

Le radier est calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ouvrage

- **Dimensions du panneau le plus sollicité**

$$l_x = L_x - b_n = 4.00 - 0.55 = 3.45 \text{ m}$$

$$l_y = L_y - b_n = 4.25 - 0.55 = 3.7 \text{ m}$$

D'où : $0.4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.932 \leq 1 \rightarrow$ **Le panneau travail dans les deux sens**

- **Moments (M_x) et (M_y) agissant sur le panneau**

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

- **Sens l_x (Petite portée) :**

$$M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$$

- **Sens l_y (Grande portée) :**

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

- Pour $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.932$:

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.841 \end{array} \right\} \text{Pour l'ELU} \quad \text{et} \quad \left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.0500 \\ \mu_y = 0.891 \end{array} \right\} \text{Pour l'ELS}$$

Donc :

- A l'ELU:

$$q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 168.66 - \frac{9929.49}{464.17} = 147.268 \text{ KN/ml}$$

- A l'ELS:

$$q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 130.03 - \frac{9929.49}{464.17} = 108.638 \text{ KN/ml}$$

Donc :

- À l'ELU

$$M_x^U = [\mu_x \cdot p_u \cdot l_x^2] \cdot 1\text{ml} = [0.0428 \times 147.268 \times 3.45^2] \times 1\text{ml} = 75.022 \text{ KN.m}$$

$$M_y^U = [\mu_y \cdot M_{ox}] \cdot 1\text{ml} = [0.841 \times 75.022] \times 1\text{ml} = 63.093 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

$$M_x^S = [\mu_x \cdot p_s \cdot l_x^2] \cdot 1\text{ml} = [0.0500 \times 108.638 \times 3.7^2] \times 1\text{ml} = 74.362 \text{ KN.m}$$

$$M_y^S = [\mu_y \cdot M_{xs}] \cdot 1\text{ml} = [0.891 \times 74.362] \times 1\text{ml} = 66.256 \text{ KN.m}$$

▪ Correction des moments

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.75) en travée, de (- 0.5) aux appuis intermédiaires et de

(- 0.3) aux appuis de rives.

Donc :

- À l'ELU
 - En travée

$$M_x^t = 0.75 \times 75.022 = 56.266 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times 63.093 = 47.319 \text{ KN.m}$$

▪ Aux appuis

$$M_{1x}^a = - 0.5 \times 75.022 = -37.511 \text{ KN.m}$$

$$M_{2x}^a = - 0.3 \times 75.022 = - 22.506 \text{ KN.m}$$

$$M_{1y}^a = - 0.5 \times 63.093 = - 31.546 \text{ KN.m}$$

$$M_{2y}^a = - 0.3 \times 63.093 = - 18.927 \text{ KN.m}$$

- À l'ELS

▪ En travée

$$M_x^t = 0.75 \times 74.362 = 55.77 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times 66.256 = 49.692 \text{ KN.m}$$

▪ Aux appuis

$$M_{1x}^a = - 0.5 \times 74.362 = - 37.181 \text{ KN.m}$$

$$M_{2x}^a = - 0.3 \times 74.362 = - 22.308 \text{ KN.m}$$

$$M_{1y}^a = - 0.5 \times 66.256 = - 33.128 \text{ KN.m}$$

$$M_{2y}^a = - 0.3 \times 66.256 = - 19.876 \text{ KN.m}$$

· Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	S_t (cm)
En travée	X-X	56.266	0.054	0.972	6.161	5HA 16	10.05
	Y-Y	47.319	0.046	0.976	5.159	5 HA 16	10.05
Aux appuis	X-X	37.511	0.036	0.982	4.065	5 HA 14	7.7
	Y-Y	31.546	0.030	0.985	3.408	5 HA 14	7.7

Tableau VII-5-Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier

VII.3.2-Vérifications à l'ELU

A) Condition de non-fragilité (BAEL 99 / Art B.7.4)

$$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \text{ et } \rho_y = \frac{A_y}{bh} \geq \rho_0$$

Avec :

ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens (x) et dans le sens (y).

ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton égale à **(0.0008)** pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

· **Sens x-x**

$$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \rightarrow A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b \cdot h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.932}{2} \times (100 \times 30) = 2.48 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{x,\min} = 2.48 \text{ cm}^2 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

$$A_x = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{x,\min} = 2.48 \text{ cm}^2 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

· **Sens y-y**

$$\rho_y = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq \rho_0 \rightarrow A_y \geq \rho_0 \cdot (b \cdot h) = 0.0008 \times (100 \times 30) = 2.40 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{y,\min} = 2.40 \text{ cm}^2 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

$$A_y = 7.7 \text{ cm}^2 > A_{y,\min} = 2.40 \text{ cm}^2 \quad \text{(condition vérifiée)}$$

B) Diamètre maximal des barres (BAEL 99 / Art A.7.2,1)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm}$$

$$\varphi_{\text{adopté}} = 16 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

C) Espacements des barres (BAEL 99/ Art A.8.2, 42)

Pour des charges réparties seulement :

- **Direction (x-x):**

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

- **Direction (y-y) :**

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

VII.3.3-Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable.

Donc :

A) Contraintes dans les aciers

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{266.66; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

B) Contraintes dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où :

$$K_1 \text{ et } \beta_1 : \text{ sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de } \rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	Ms (KN.m)	A (cm ²)	P	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Obs
En travée	X-X	55,77	14.07	0.521	0,891	30,87	164.765	5.337	201.63	15	CV
	Y-Y	49,692	14.07	0.521	0,891	30,87	146.80	4.755			CV
Aux appuis	X-X	-37,181	14.07	0.521	0,891	30,87	-109.85	-3.558			CV
	Y-Y	-33,128	14.07	0.521	0,891	30,87	-97.87	-3.170			CV

Tableau VII-6- Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier

VII.4-Ferraillage du débord

le débord est assimilé a une console rectangulaire, soumise a une charge ascendante uniformément répartie. le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m

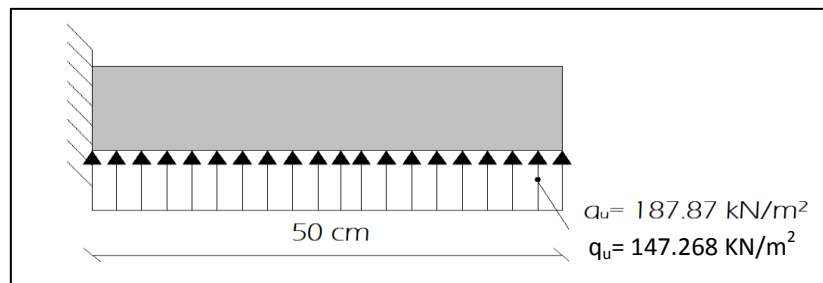


Figure VII-1- Schéma statique de calcul du débord du radier

- Calcul du moment fléchissant (à l'encastrement)

$$M_u = - \frac{q_u l^2}{2} = - \frac{147.268 \times 0.5^2}{2} = - 18.41 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18.41 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.026 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{18.41 \times 10^3}{0.991 \times 27 \times 348} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Remarque

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

VII.5-Ferrailage des nervures

Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis.

Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens ($0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.932 \leq 1$),

donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :

- Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
- Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.

$$q_m = q \cdot l_m$$

$$q_t = q \cdot l_t$$

Avec :

q_m : Charges permettant le calcul des moments fléchissant.

q_t : Charges permettant le calcul des efforts tranchants.

q : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.

Les largeurs l_m et l_t sont déterminées comme suit :

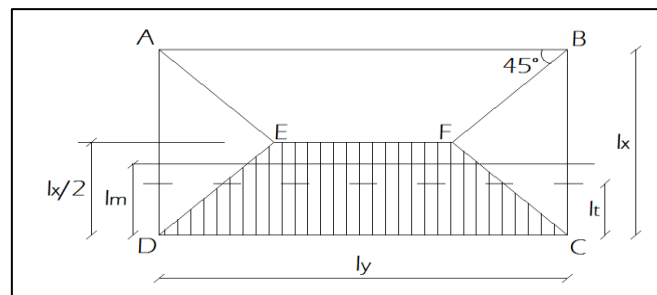


Figure VII-2- Schéma statique d'un panneau

▪ **Cas des charges trapézoïdales**

- **Moment fléchissant :**

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

- **Effort tranchant :**

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

▪ **Cas des charges triangulaires**

- **Moment fléchissant :**

$$l_m = 0.333l_x$$

- Effort tranchant :

$$l_t = 0.25l_x$$

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

Détermination des sollicitations

A) Détermination des charges :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(168.66 - \frac{9929.48}{464.17} - \frac{2889.42}{165.11} \right) \times 1ml = 164.768 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(130.03 - \frac{9929.48}{464.17} - \frac{2889.42}{165.11} \right) \times 1ml = 126.138 \text{ KN/ml}$$

• Pour les moments fléchissant :

$$Q_u = q_u \cdot l_m$$

$$Q_s = q_s \cdot l_m$$

• Pour les efforts tranchants :

$$Q_u = q_u \cdot l_t$$

$$Q_s = q_s \cdot l_t$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens longitudinale

travée	panneau	L_x	L_y	P	charge	l_m	L_t	q_u	q_s
A - B	1	3.2	4.25	0.752	Triangulaire	1.07	0.8	164.768	126.138
	2	3.2	4	0.8	Triangulaire	1.07	0.8	164.768	126.138
B - C	1	4	4.25	0.941	Triangulaire	1.20	1	164.768	126.138
	2	4	4	1	Triangulaire	1.20	1	164.768	126.138
C - D	1	3.6	4.25	0.847	Triangulaire	1.33	0.9	164.768	126.138
	2	3.6	4	0.85	Triangulaire	1.33	0.9	164.768	126.138
D - E	1	3.1	4.25	0.729	Trapézoïdale	1.03	0.77	164.768	126.138
	2	3.1	4	0.775	Trapézoïdale	1.03	0.77	164.768	126.138
E - F	1	3.6	4.25	0.847	Triangulaire	1.33	0.9	164.768	126.138
	2	3.6	4	0.9	Triangulaire	1.33	0.9	164.768	126.138
F - G	1	4	4.25	0.941	Triangulaire	1.20	1	164.768	126.138
	2	4	4	1	Triangulaire	1.20	1	164.768	126.138
G - H	1	3.2	4.25	0.752	Triangulaire	1.07	0.8	164.768	126.138
	2	3.2	4	0.8	Triangulaire	1.07	0.8	164.768	126.138

MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
176.30	352.6	134.96	269.92	131.81	263.62	100.91	201.82
176.30		139.96		131.81		100.91	
197.72	395.44	151.36	302.72	164.76	329.52	126.13	252.26
197.72		151.36		164.76		126.13	
219.14	438.28	167.76	335.52	148.29	296.58	113.52	227.04
219.14		167.76		148.29		113.52	
169.71	339.42	129.92	259.84	126.87	253.74	97.12	194.24
169.71		129.92		126.87		97.12	
219.71	438.28	167.76	335.52	148.29	296.58	113.52	227.04
219.71		167.76		149.29		113.52	
197.72	395.44	151.36	302.72	164.76	329.52	126.13	252.26
197.72		151.36		164.76		126.13	
176.30	352.6	139.96	269.92	131.81	263.62	100.91	201.82
176.30		139.96		131.81		100.91	

Tableau VII-7- charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Sens transversal

travée	panneau	L _x	L _y	P	charge	L _m	L _t	q _u	q _s
1-2	1	4	4,25	0,94	Trapézoïdale	1.33	1	164.768	126.138
	2	3,6	4.25	0,84	Triangulaire	1.19	0.9	164.768	126.138
2-3	1	2,8	4	0,7	Trapézoïdale	0.93	0.7	164.768	126.138
	2	2,8	3,6	0,77	Triangulaire	0.93	0.7	164.768	126.138
3-4	1	4	4	1	Trapézoïdale	1.33	1	164.768	126.138
	2	3,6	4	0,9	Triangulaire	1.19	0.9	164.768	126.138
4-5	1	2,8	4	0,7	Trapézoïdale	0.93	0.7	164.768	126.138
	2	2,8	3,6	0,77	Triangulaire	0.93	0.7	164.768	126.138
6-7	1	3,25	4	0,81	Trapézoïdale	1.08	0.81	164.768	126.138
	2	3,25	3,6	0,9	Triangulaire	1.08	0.81	164.768	126.138

MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
219.14	415.21	167.76	317.86	164.76	313.05	126.13	239.65
196.07		150.10		148.29		113.52	
153.23	306.46	117.30	234.6	115.33	230.66	88.29	176.58
153.23		117.30		115.33		88.29	
219.14	415.21	167.76	317.86	164.76	313.05	126.12	239.65
196.07		150.10		148.29		113.52	
153.23	306.46	117.30	234.6	115.33	230.66	88.29	176.58
153.23		117.30		115.33		88.29	
177.94	355.88	136.22	272.44	133.46	267.2	102.17	204.34
177.94		136.22		133.46		102.17	

Tableau VII-8-charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

B) Sollicitation maximale :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M ^a _{max} (KN.m)	846.79	503.63	996.12	591.34
M ^t _{max} (KN.m)	423.4	251.81	479.61	284.72
T _{max} (KN)	1092.20	883.60	1113.22	668.63

Tableau VII-9-Les efforts internes dans les nervures.

C) Le ferrailage :

a) Armatures longitudinales :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 55 \text{ cm}; h = 100 \text{ cm}; d = 95 \text{ cm}; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul :

$$M_{tmax}^U = 423.4 \text{ KN.m} ; M_{amax}^U = - 846.79 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{app} = -846.79 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{846.79 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,120 < 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,120 \rightarrow \beta = 0,936$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{846.79 \times 10^3}{0,936 \times 95 \times 348} = 27.36 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA20 + 6HA16 CHAP = 30.9 cm²

Avec : S_t = 15 cm

➤ **En travée :**

$$M_t = 423.4 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{423.4 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,060 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,060 \rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{423.4 \times 10^3}{0,969 \times 95 \times 348} = 13.21 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA20 = 18.84 cm²/ml. Avec : S_t = 15 cm.

		M (KN.m)	μ	β	A _{cal} (cm ²)	choix	A _{adop} (cm ²)
Sens longitudinal	Appui	846.79	0.120	0.936	27.36	6HA20 + 6HA16 CHAP	30.9
	Travée	423.4	0.060	0.969	13.21	6HA20	18.84
Sens transversal	Appui	996.12	0.141	0.923	32.64	6HA16 + 6HA20 CHAP	37.68
	travée	479.61	0.068	0.965	15.03	6HA20	18.84

Tableau VII-10-Ferrailage des nervures à L'ELU

b) Armatures transversales :

- Diamètre minimal :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

- Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ mm}$
- On prend un cadre et un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$

• Espacement des armatures :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 1.6 \right\} = \{25; 19.2\}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

• Armatures transversales minimales :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$ (02 cadres et 01 étrier)

D) Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 95 \times 2.1}{400} = 6.31 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

$$A_{\text{adopté}} = 30.9 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.31 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$A_{\text{adopté}} = 18.84 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.31 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$A_{\text{adopté}} = 37.68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.31 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$A_{\text{adopté}} = 18.84 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.31 \text{ cm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

- Sens longitudinale :

$$T_{u\max} = 1092.20\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1092.20 \times 10^3}{550 \times 950} = 2.09 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- Sens transversale :

$$T_{u\max} = 1113.22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1113.22 \times 10^3}{550 \times 950} = 2.13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

E) Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

▪ Sens X-X :

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{846.79}{503.63} = 1,68$$

Avec :

$$\mu_u = 0.120 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.1614$$

$$\alpha = 0.1614 \leq \frac{1,68 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.59 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- En travée :

$$\gamma = \frac{423.4}{251.81} = 1.68$$

Avec :

$$\mu_u = 0.060 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.0806$$

$$\alpha = 0.0806 \leq \frac{1,68 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.59 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

▪ Sens Y-Y :

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{996.12}{519.34} = 1.91$$

Avec :

$$\mu_u = 0.141 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.1895$$

$$\alpha = 0.1895 \leq \frac{1.91 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.705 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- En travée :

$$\gamma = \frac{479.61}{284.72} = 1.68$$

Avec :

$$\alpha = 0.0914 \leq \frac{1.68 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.59 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

F) Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à 3 [cm²] par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **100 [cm]**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{Par paroi.}$$

Soit: **2HA16 = 4.02 cm²**

Conclusion :

La section d'armatures du radier est supérieure à celle du débord.

$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \rightarrow$ le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

Conclusion Générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Cette contrainte architecturale influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).

- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.

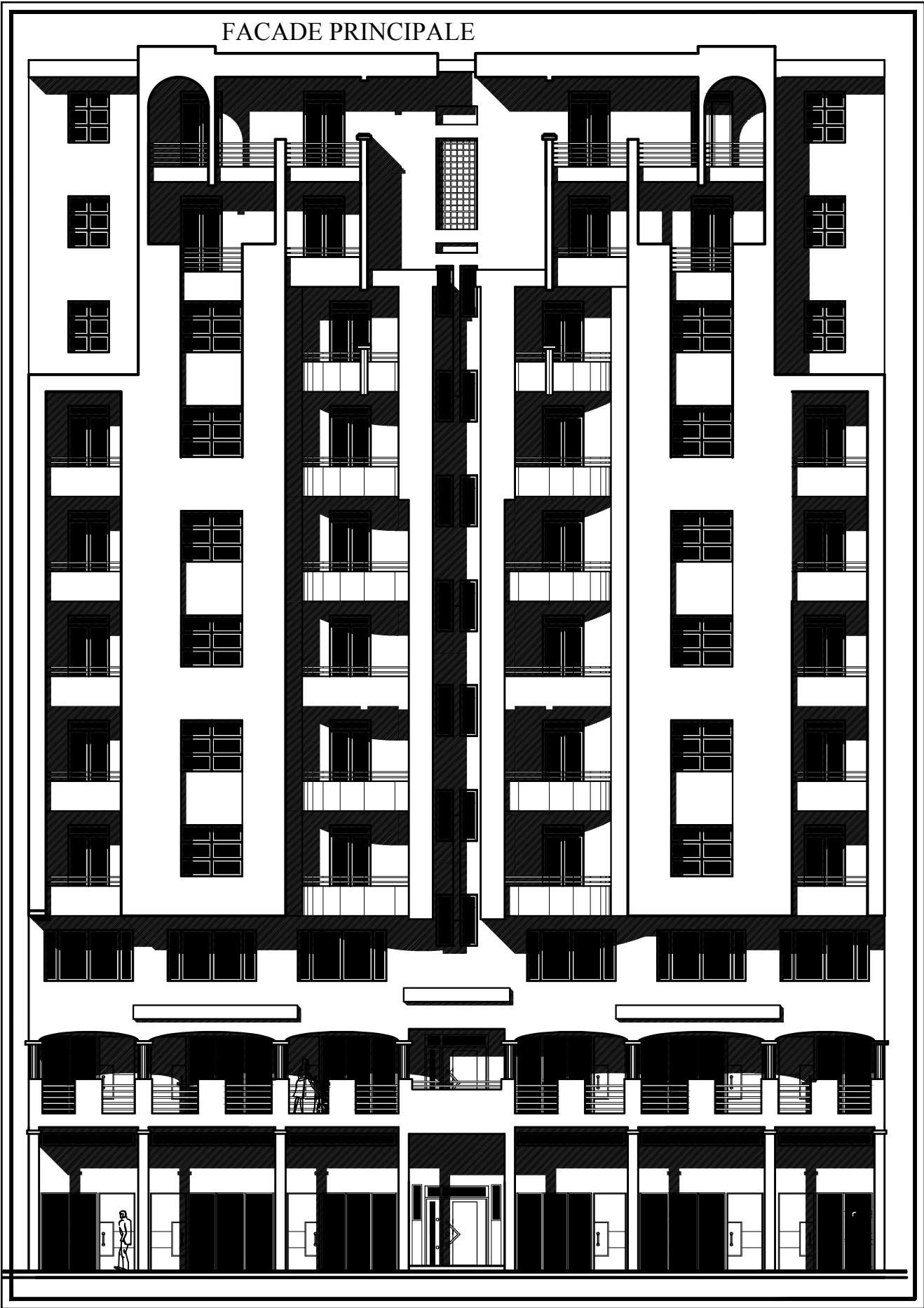
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

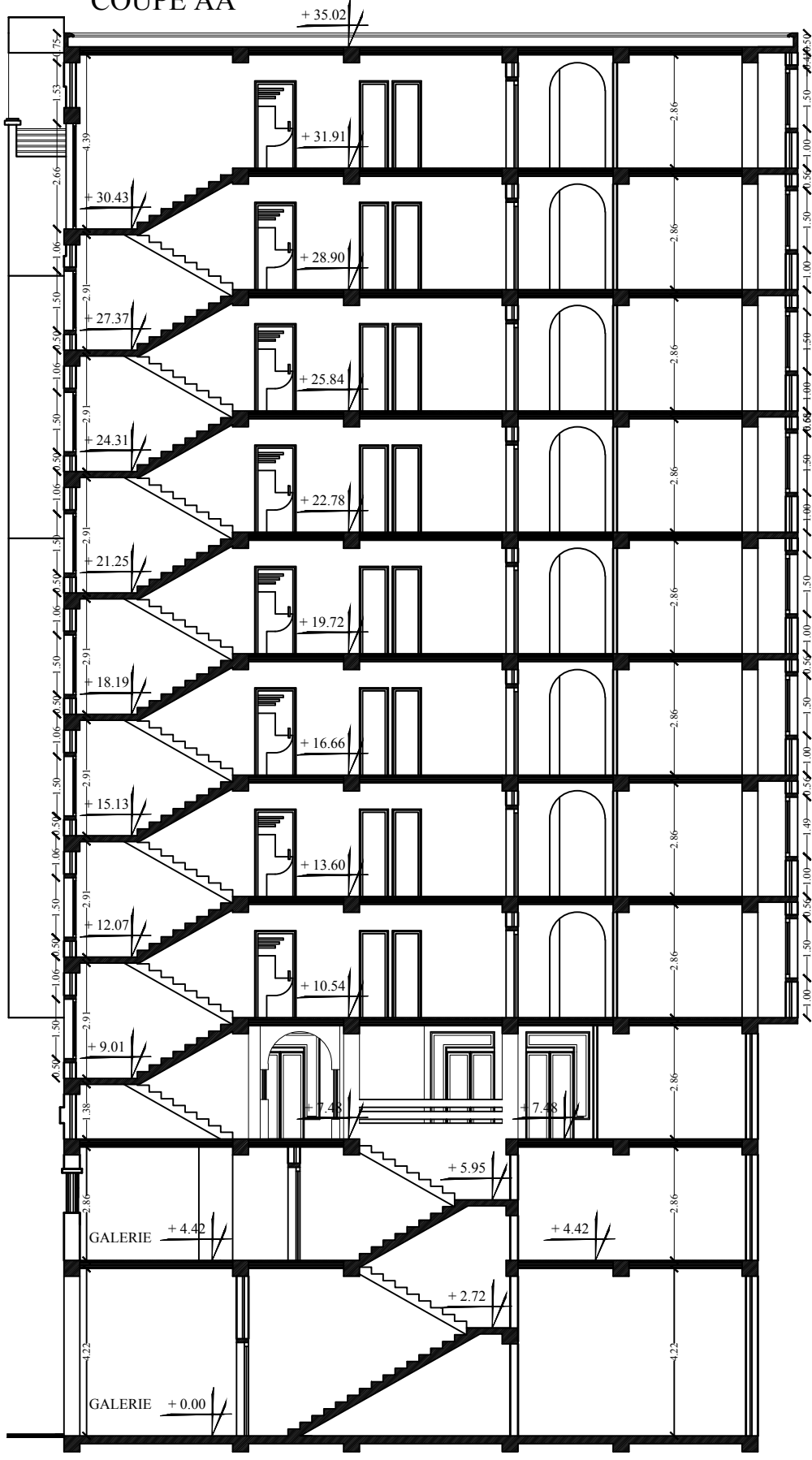
BIBLIOGRAPHIE

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé Edition DUNOD.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton arme ALBERT FUENTES.
- Béton armé «BAEL 91 modifié 99 et DTU associés Jean-Pierre Mougin.
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI.
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cour et TD des années de spécialité.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.
- Logiciel d'analyse des structures ETABS.
- Logiciel de dessin AUTO CAD 2019.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
-

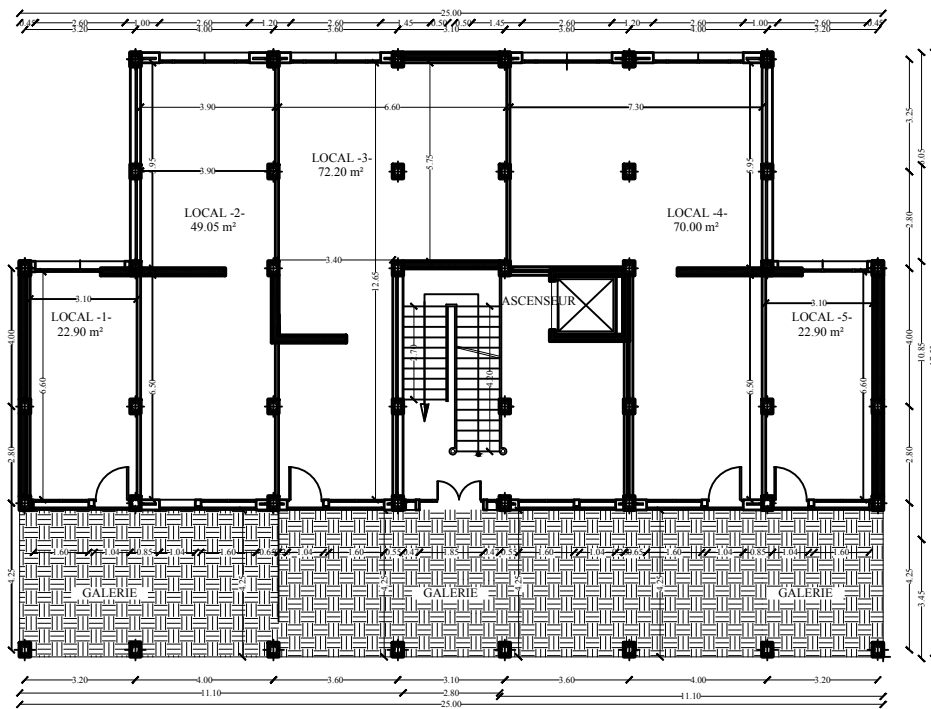
FACADE PRINCIPALE



COUPE AA

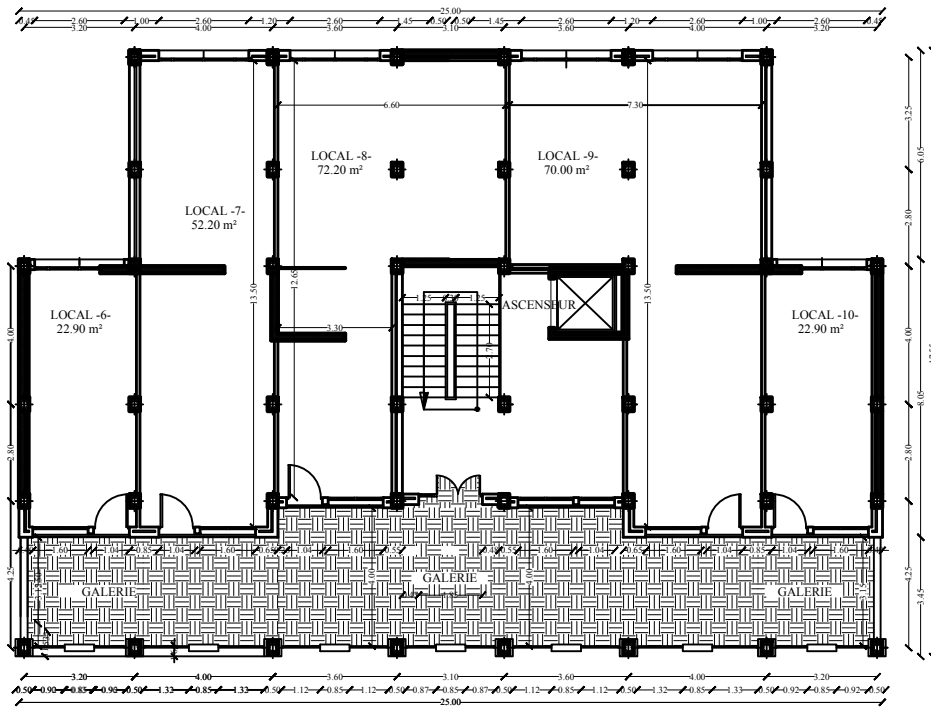


PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



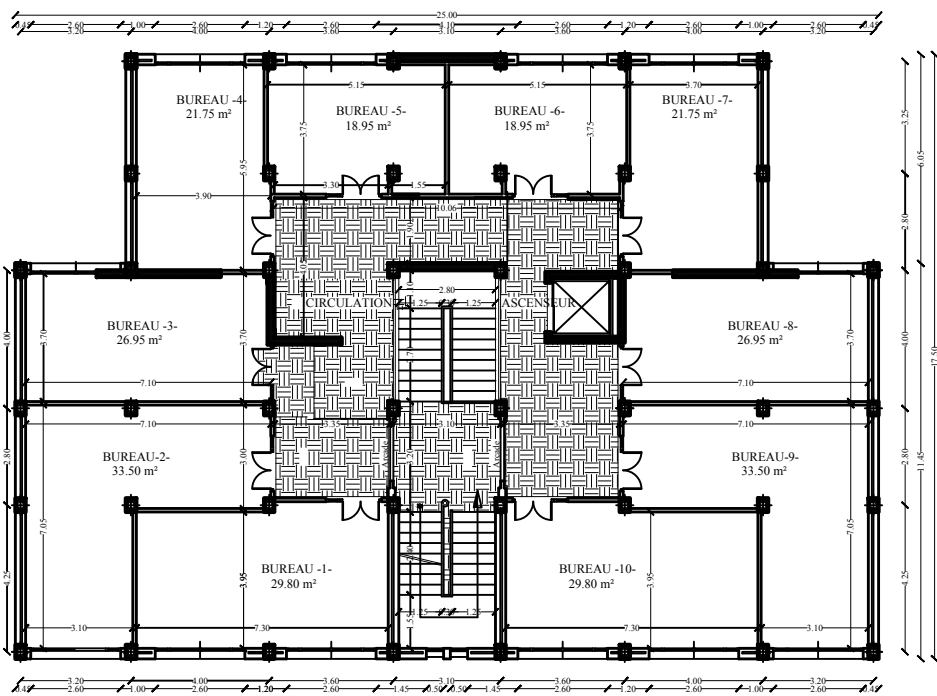
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
NUMERO D'...	WELAYEHE OUDOU		
PLANISSE D'...	DARHA YEM OUDOU		
PROJET:	SYSTEME D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'INSTRUMENTATION 2x-10 AVEC COMMERCES INTERIEURS	PLANS:	PLAN DU REZ DE CHAUSSEE
PRESENTE PAR :	LEHLOU LYNE	PROJET	1/50
REVISSE PAR :	S. KARIM	DATE	NOV 2008

PLAN DU 1er ETAGE



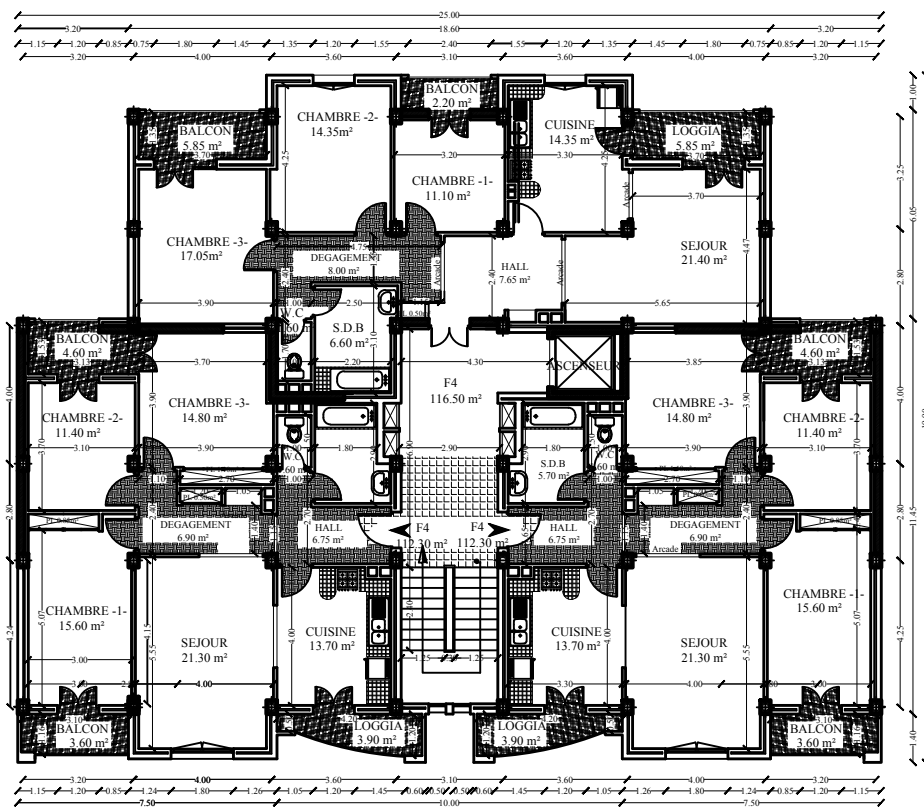
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
NUMERO D'Y:	WELATINE OUDOU	
PLANNING D'Y:	DARHA YEM OUDOU	
PROJET:	SYSTEME D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'ENTRAINEMENT 3x10 AVEC COMMERCES INTERIEURS	PLANS:
PREPARE PAR :		PLAN DU 1er ETAGE
REVISER PAR :	30/08	1/200
	2008	

PLAN DU 2eme ETAGE



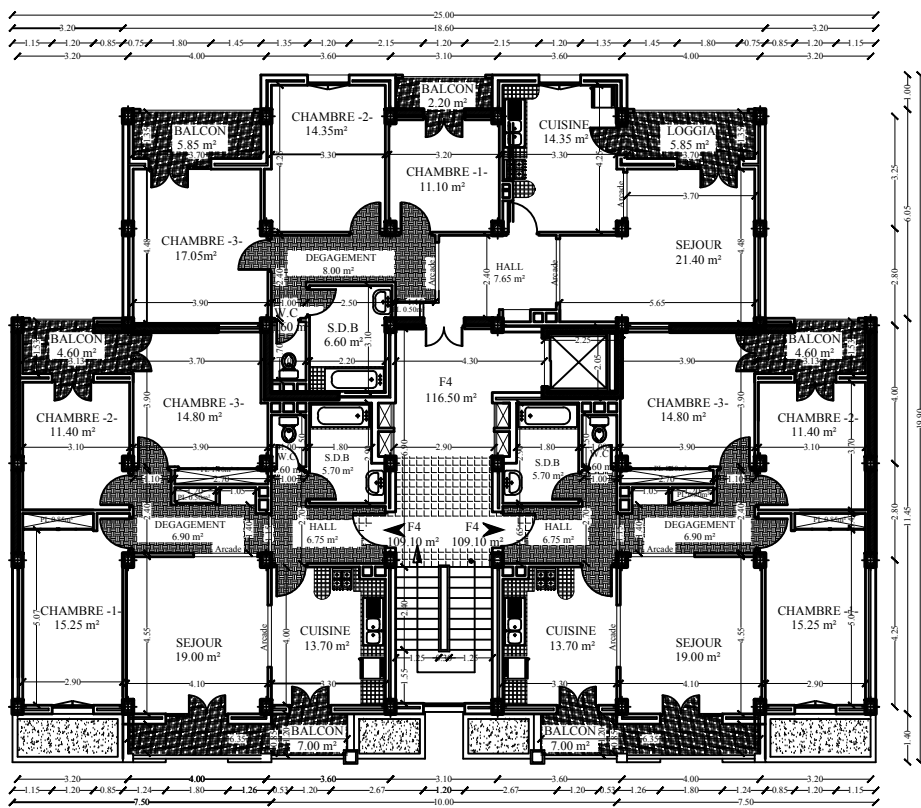
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
NUMERO 01	WELATINE OUBOU	
PLANNING 01	BARBA YEM OUBOU	
PROJET: BUREAU D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'INSTRUMENTATION 2x10 AVEC COMMERCES INTERIEURS		PLANS: PLAN DU 2eme ETAGE
PREPARE PAR :		DATE: 1/20
VERIFIE PAR :	AMM MOUF 2000	

PLAN DU 3eme ,4eme, 5eme, 6eme, 7eme et 8eme ETAGE



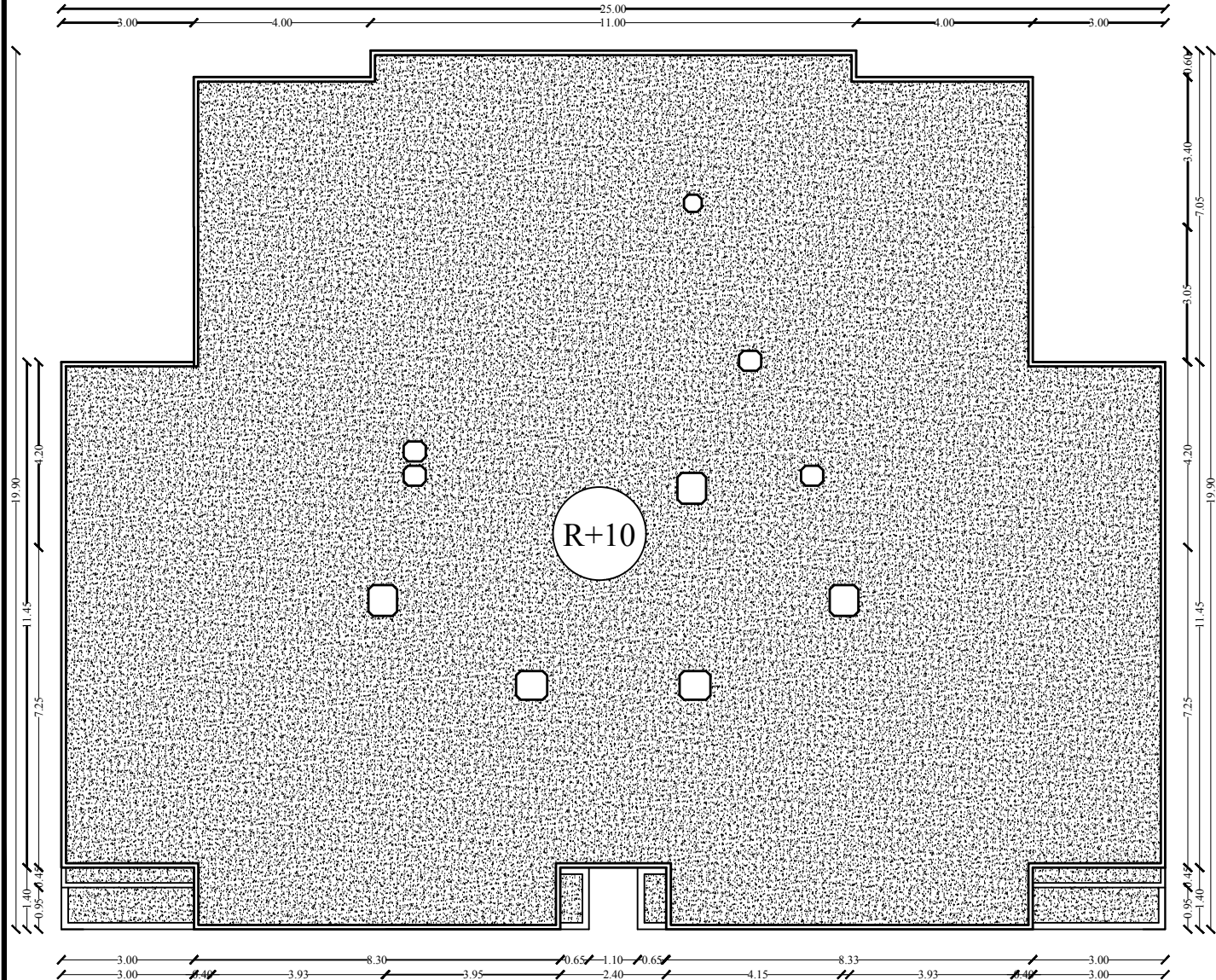
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
NUMERO 01	WELATINE OUDOU
PLANES 01	CHARGES DES OUVRS
PROJET: BUREAU D'ETUDE ARCHITECTURALE A TRAVAIL D'ASSISTANCE 3-10 AVEC CHARGES DIVERSES	PLANS: PLAN DU 3eme 4eme, 5eme, 6eme ET 7eme ETAGE
PREPARE PAR :	DATE: 1/80
REVISER PAR :	DATE: 1/80

PLAN DU 9eme et 10eme ETAGE



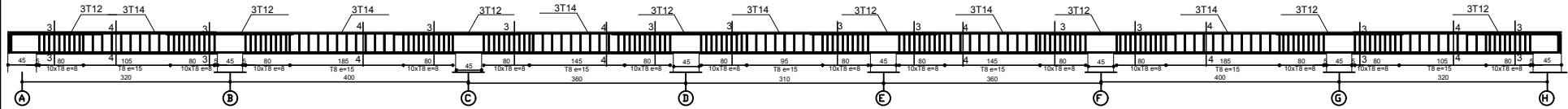
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
NUMERO 07:	WELAZINE OUDOU
PLANNING 07:	RAMLA YEM OUDOU
PROJET:	PLANS:
SYSTEME D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION 3-10 AVEC COMMERCES INTERIEURS	PLAN DU 10eme ETAGE
PREPARE PAR :	DATE:
VERIFIE PAR :	30/08 2008

PLAN DE TOITURE

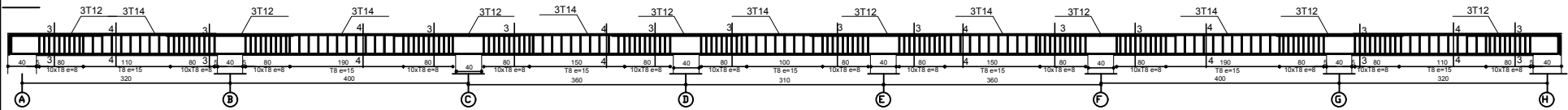


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
DOSSIER N°:	WILAYA: TIZI OUZOU	
PLANCHE N°:	DAIRA: TIZI OUZOU	
	COMMUNE: TIZI OUZOU	
PROJET:	PLANS:	
ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION: R+10 AVEC COMMERCES INTEGRES	PLAN DE TOITURE	
PRESENTE PAR :	ECHELLE:	
	1/100	
DEPOSE PAR :	DATE:	
	AOUT 2005	

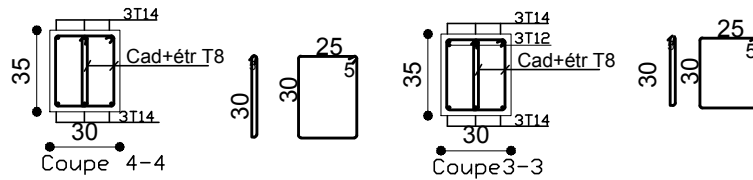
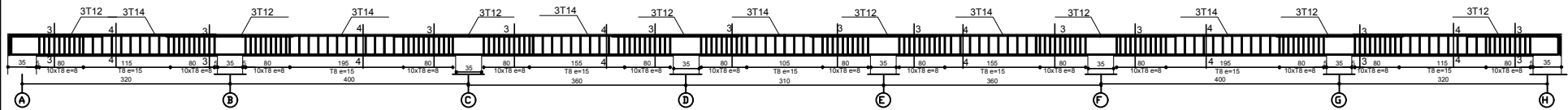
-FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES AXES 1/2/3/4 ZON I



-FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES AXES 1/2/3/4 ZON II

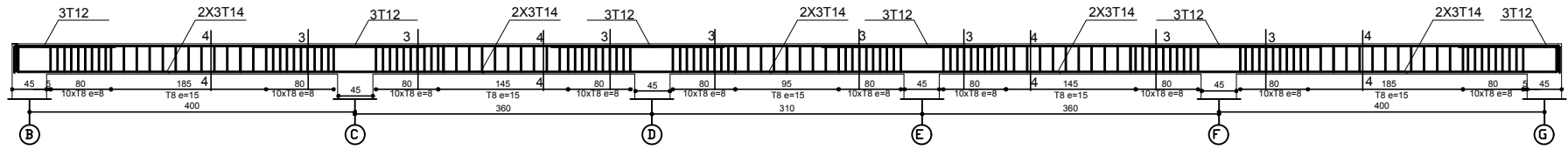


-FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES AXES 1/2/3/4 ZON III

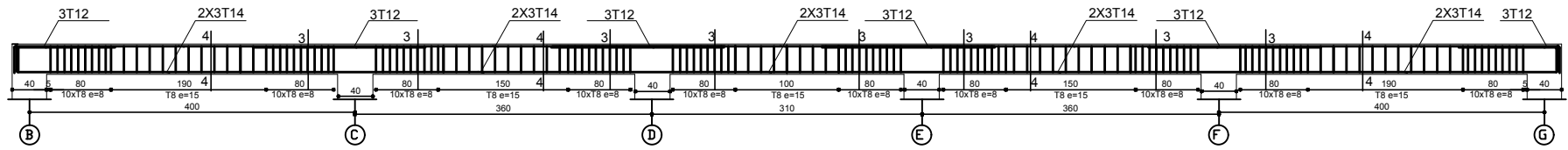


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Mr LEHAD LYES Mr OUAICHA LOUNES		TITRE : FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES
DIRIGE PAR : Mr B.KARIM		
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°	ECHELLE

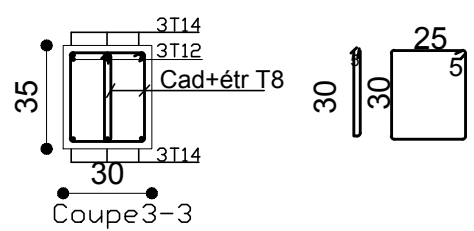
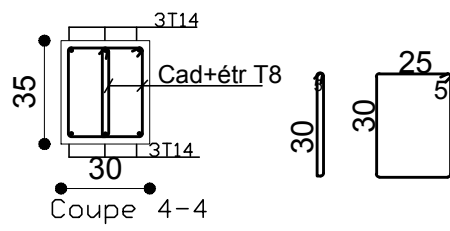
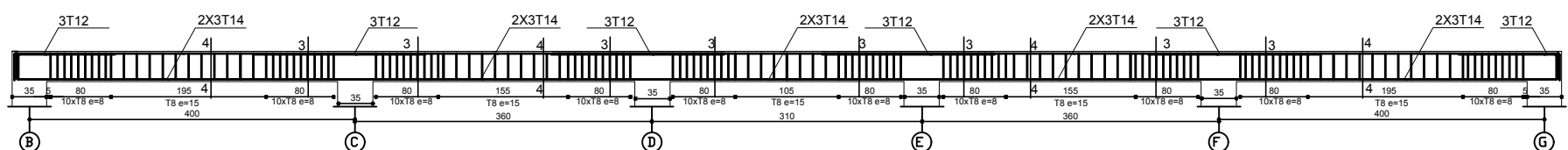
-FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES AXES 5/6 ZON I



-FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES AXES 5/6 ZON II



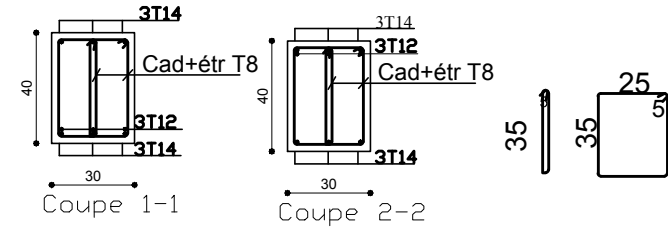
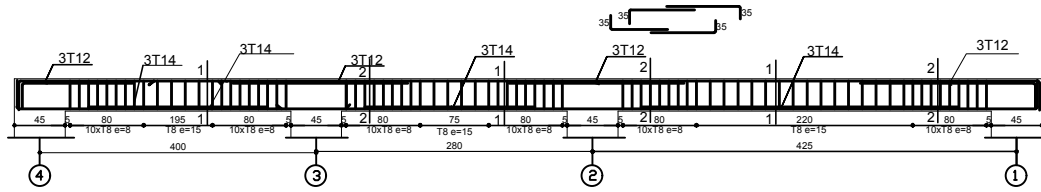
-FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES AXES 5/6 ZON III



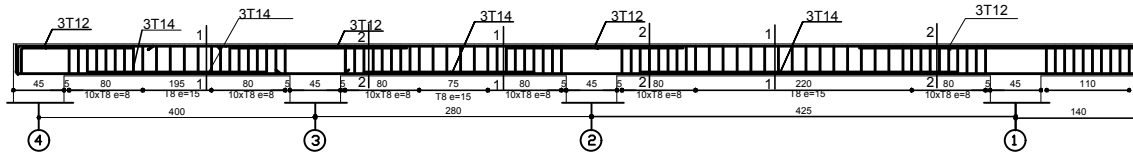
REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Mr LEHAD LYES Mr OUAICHA LOUNES	TITRE : FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES	
DIRIGE PAR : Mr B.KARIM		
PROMOTION 2020/2021	PLANCHE N°	ECHELLE

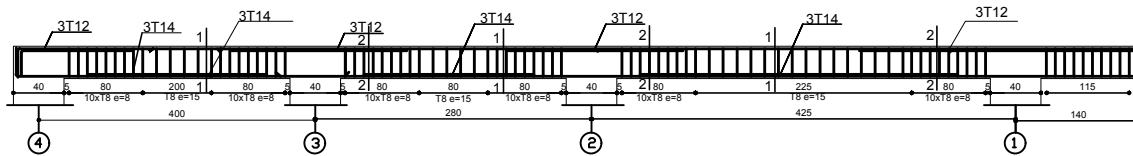
-FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES AXES A/H NIN +4.42/+7.48



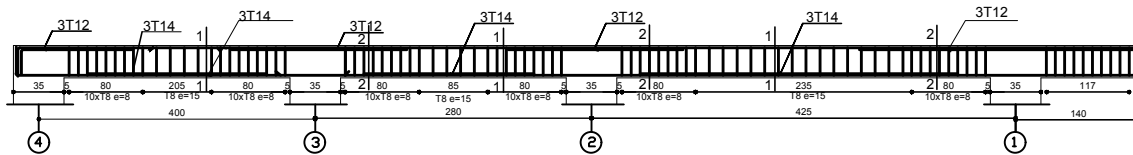
-FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES AXES A/H NIN +10.54 /+13.60



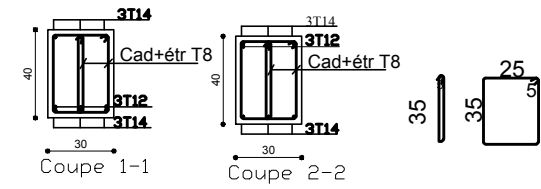
-FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES AXES A/H NIN +16.66 /+19.72/+22.78/+25.84



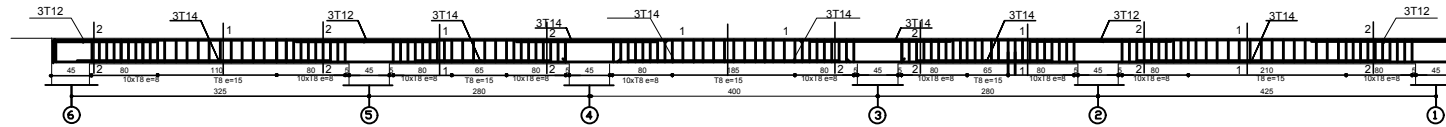
-FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES AXES A/H NIN +28.90/+31.91/+35.02



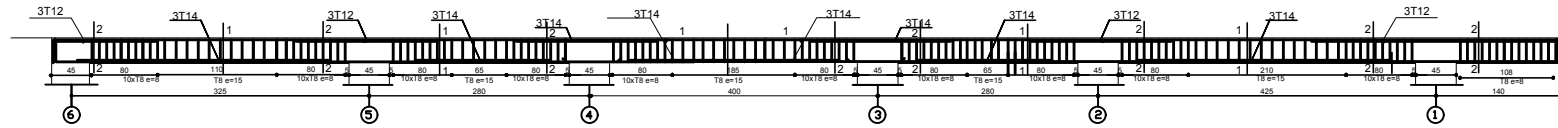
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mr LEHAD LYES Mr OUAICHA LOUNES	TITRE : FERRAILAGE POUTRES PRINCIPALES	
DIRIGE PAR : Mr B.KARIM	PROMOTION 2010/2011	PLANCHE N°
		ECHELLE



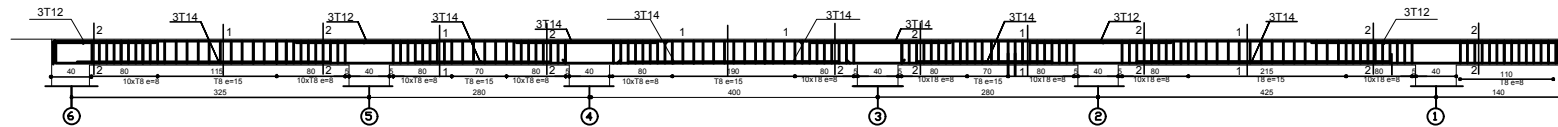
-FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES AXES B/C/D/E/F/G NIN +4.42/+7.48



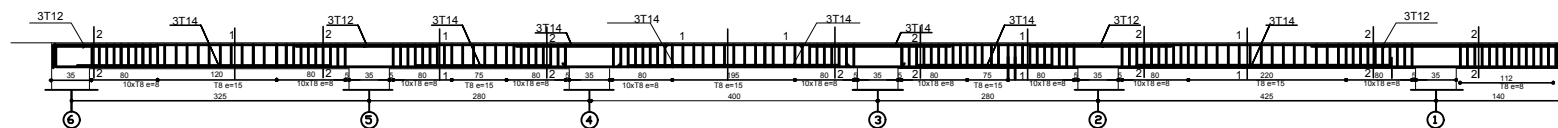
-FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES AXES B/G NIN +10.54/+13.60



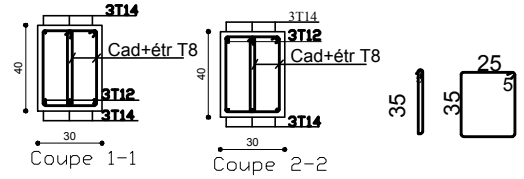
-FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES AXES B/G NIN +16.66/+19.72/+22.78/+25.84



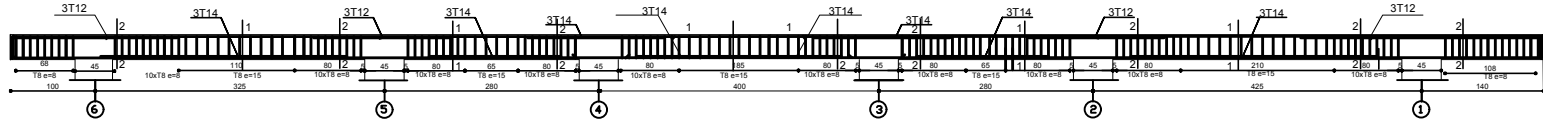
-FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES AXES B/G NIN +28.90/+31.91/+35.02



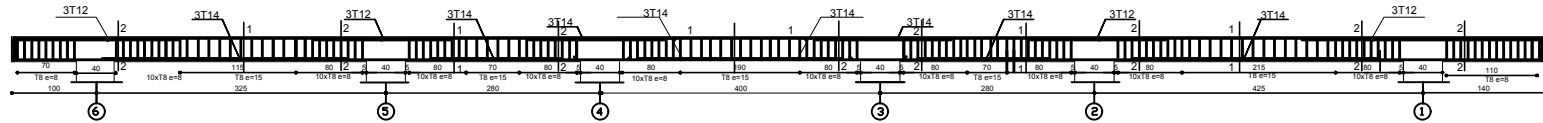
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mr LEHAD LYES Mr OUAICHA LOUNES	TITRE : FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES	
DIRIGE PAR : Mr B.KARIM		
PROMOTION 2010/2011	PLANCHE N°	ECHELLE



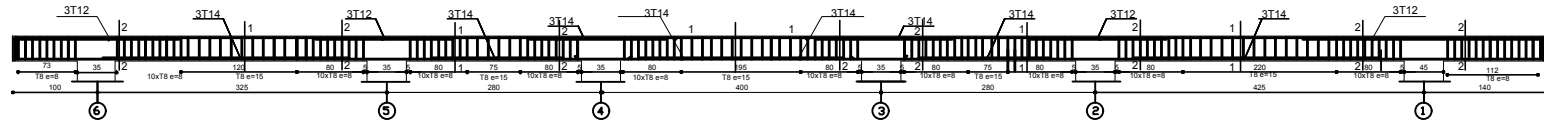
-FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES AXES C/D/E/F NIN +10.54/+13.60



-FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES AXES C/D/E/F NIN +16.66/+19.72/+22.78/+25.84



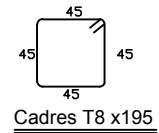
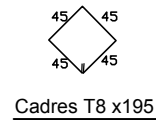
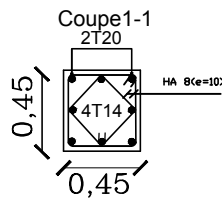
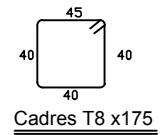
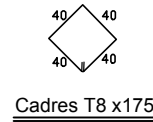
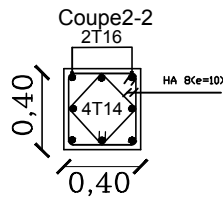
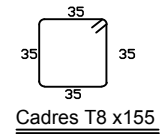
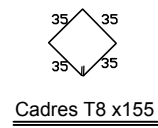
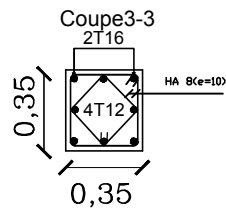
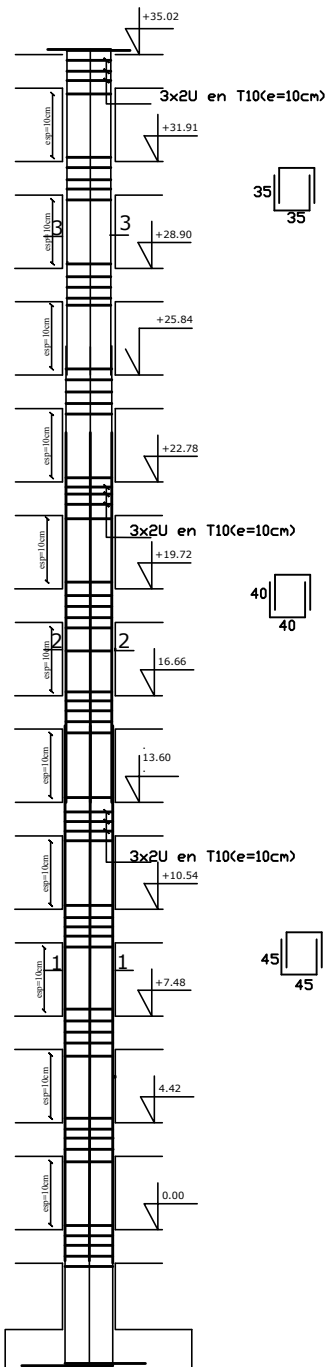
-FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES AXES C/D/E/F NIN +28.90/+31.91/+35.02



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :		TITRE :
Mr LEHAD LYES		FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES
Mr OUAICHA LOUNES		
DIRIGE PAR :		
Mr B.KARIM		
PROMOTION 2010/2011	PLANCHE N°	ECHELLE

FERRAILLAGE DES POTEAUX



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr LEHAD LYES
Mr OUAICHA LOUNES

TITRE :

FERRAILLAGE POTEAUX

DIRIGE PAR :

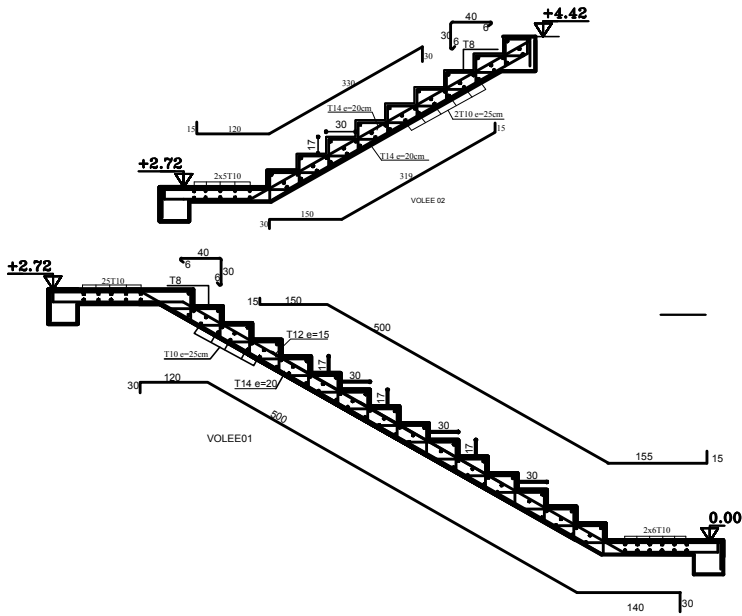
Mr B.KARIM

PROMOTION 2020/2021

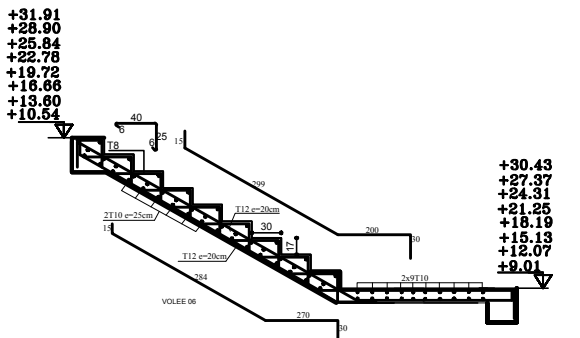
PLANCHE N°

ECHELLE

FERRAILLAGE ESCALIER R D C

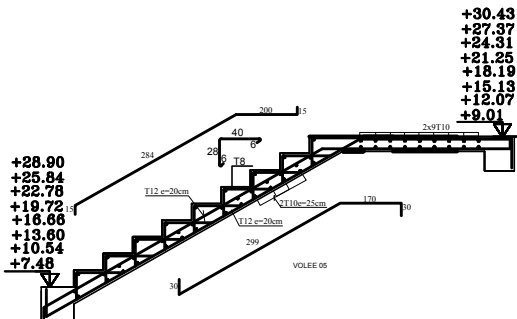


FERRAILLAGE ESCALIER ETAGE COURANT



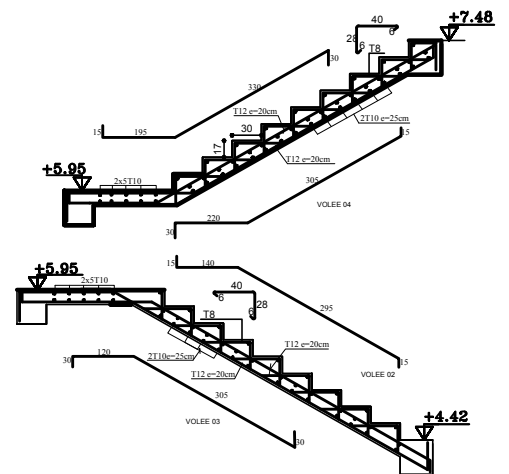
- +31.91
- +28.90
- +25.84
- +22.78
- +19.72
- +16.66
- +13.60
- +10.54

- +30.43
- +27.37
- +24.31
- +21.25
- +18.19
- +15.13
- +12.07
- +9.01



- +28.90
- +25.84
- +22.78
- +19.72
- +16.66
- +13.60
- +10.54
- +7.48

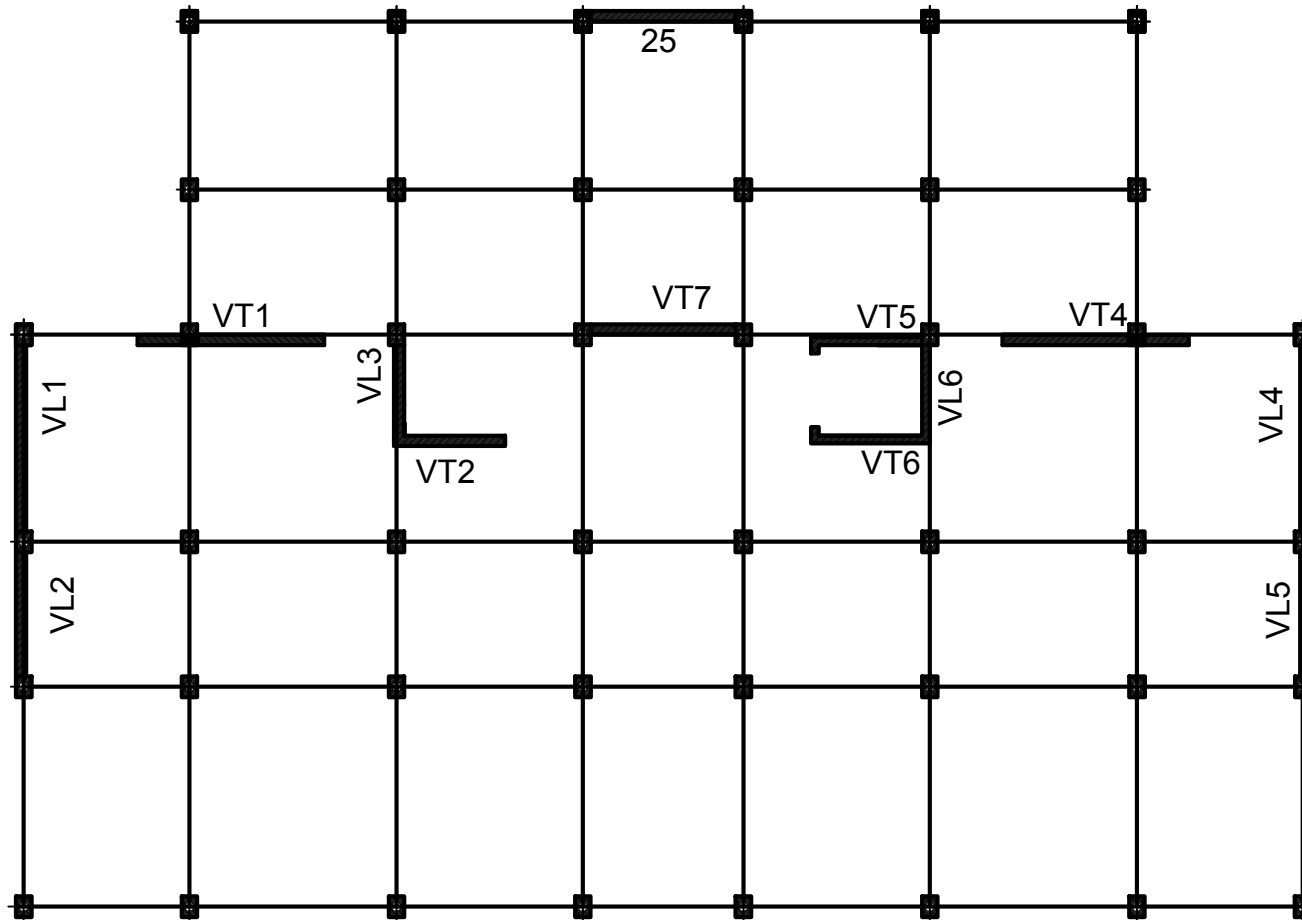
FERRAILLAGE ESCALIER 1ER ETAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

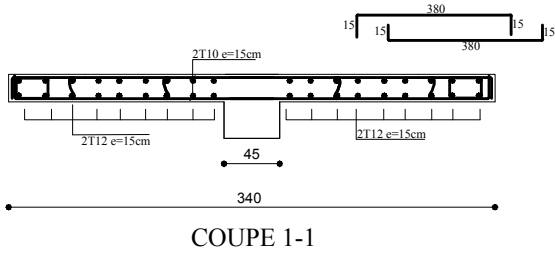
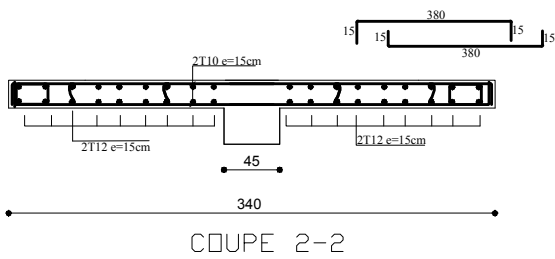
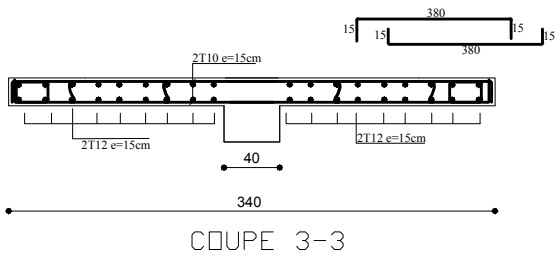
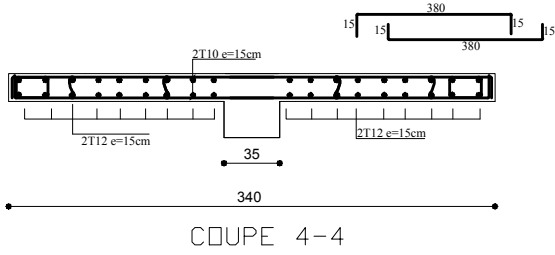
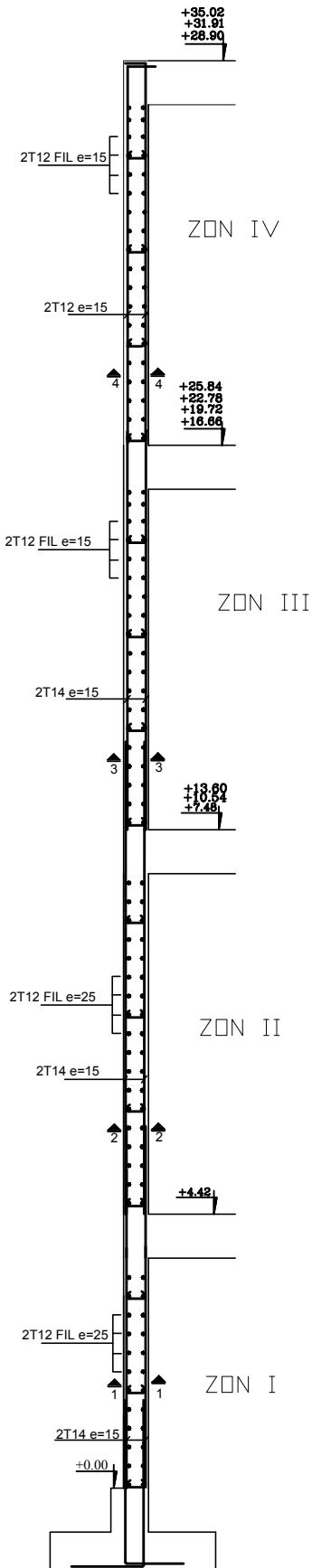
ETUDIE PAR : Mr LEHAD LYES Mr OUAICHA LOUNES		TITRE : FERRAILLAGE ESCALIERS	
DIRIGE PAR : Mr B.KARIM			
PROMOTION 2010/2011	PLANCHE N°	ECHELLE	

DISPOSITION DES VOILES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
DOSSIER N°:	WILAYA: TISI OUZOU	
PLANCHE N°:	DABA: TISI OUZOU	
	COMMUNE: TISI OUZOU	
PROJET: ETUDE D'UNE CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION: R+10 AVEC COMMERCES INTEGRES		PLANS: DISPOSITION DES VOILES
PRESENTE PAR :		ECHELLE: 1/100
DEREGE PAR :	DATE: AOUT 2005	

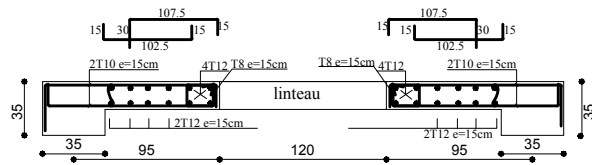
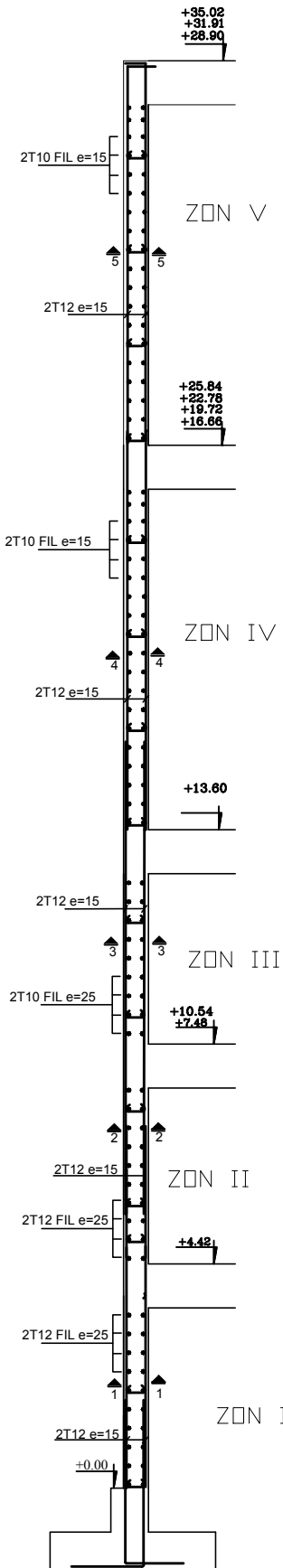
VT1 /VT 4



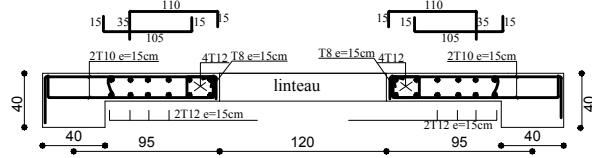
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

<p>ETUDIE PAR : Mr LEHAD LYES Mr ouaicha lounes</p>		<p>TITRE : FERRAILLAGE VOILES TRANSVERSAUX</p>	
<p>DIRIGE PAR : Mr B. KARIM</p>			
<p>PROMOTION 2020/2021</p>		<p>PLANCHE N°</p>	<p>ECHELLE</p>

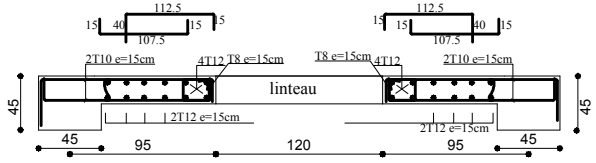
VT3 /VT7



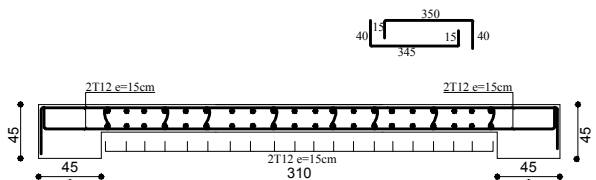
COUPE 5-5



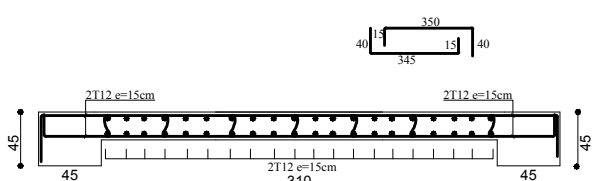
COUPE 4-4



COUPE 3-3



COUPE 2-2



COUPE 1-1

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 Mr LEHAD LYES
 Mr ouaicha lounes
 DIRIGE PAR :
 Mr B. KARIM

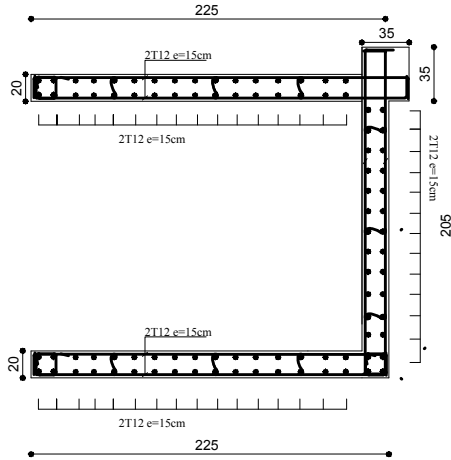
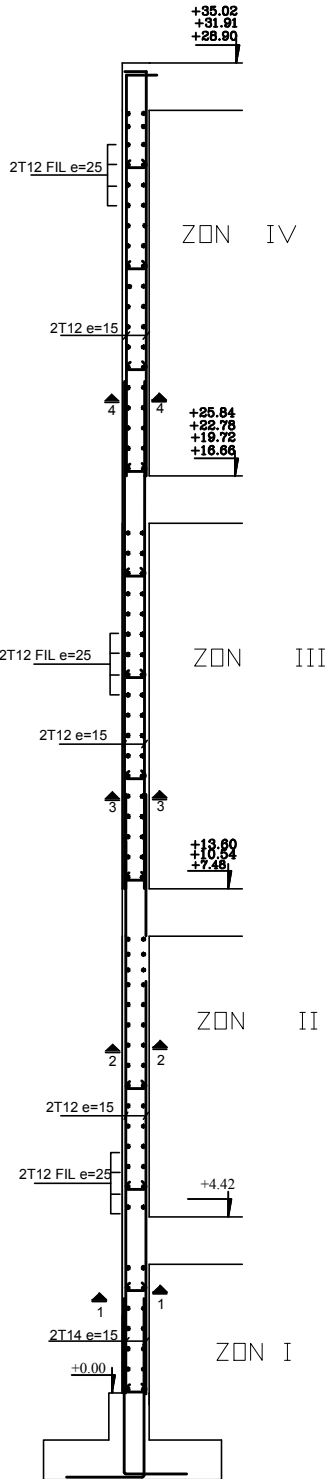
TITRE :
 FERRAILLAGE VOILES TRANSVERSAUX

PROMOTION 2020/2021

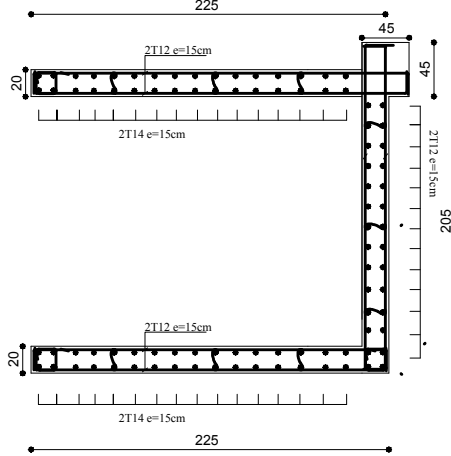
PLANCHE N°

ECHELLE

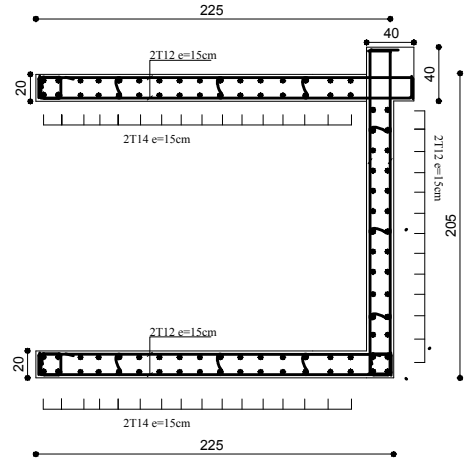
VT5/VT6/VL6



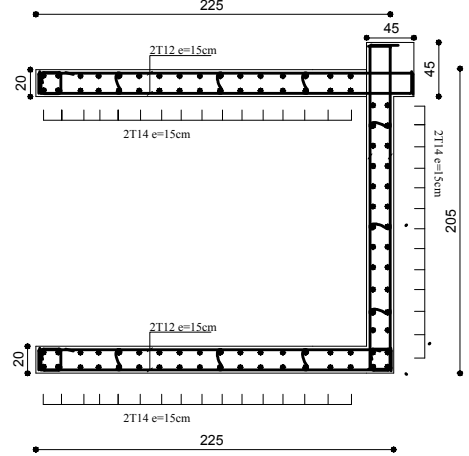
COUPE 4-4



COUPE 2-2



COUPE 3-3



COUPE 1-1

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr LEHAD LYES
Mr OUAICHA LOUNES

DIRIGE PAR :

Mr B.KARIM

TITRE :

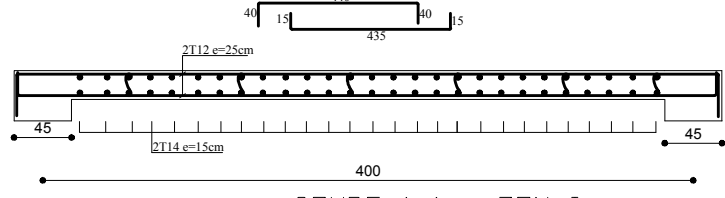
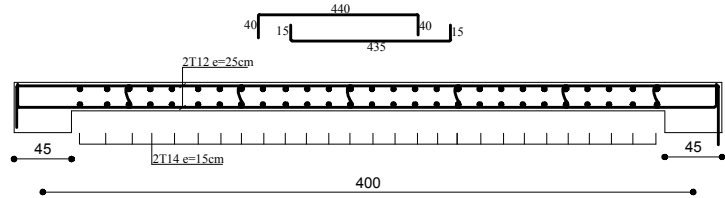
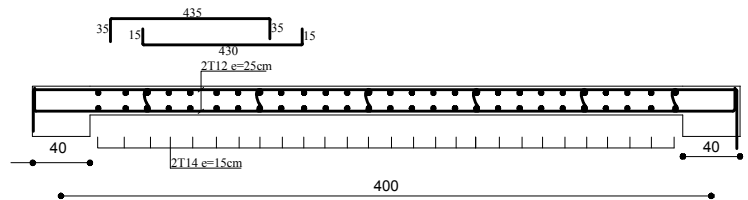
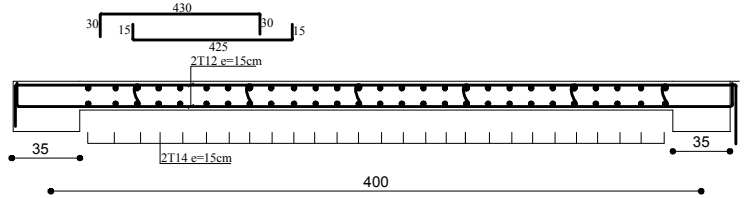
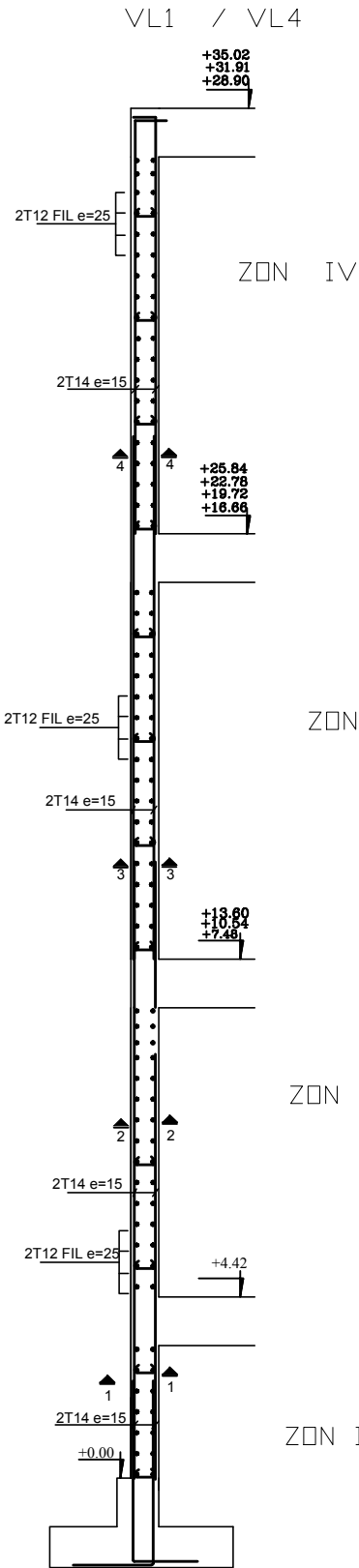
FERRAILLAGE VOILES CAGE D'ASCENSEUR

PROMOTION 2010/2011

PLANCHE N°

ECHELLE

FERRAILLAGE VOILES LONGITUDINAUX



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr LEHAD LYES
 Mr OUAICHA LOUNES

TITRE :

FERRAILLAGE VOILES LONGETUDINAUX

DIRIGE PAR :

Mr B.KARIM

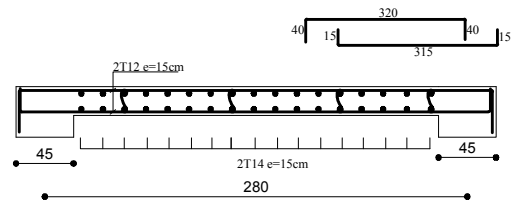
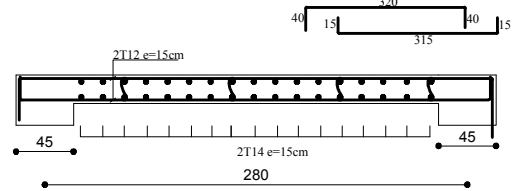
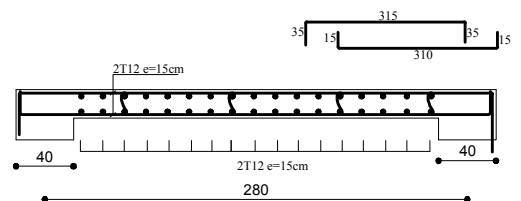
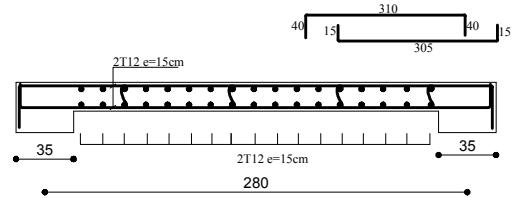
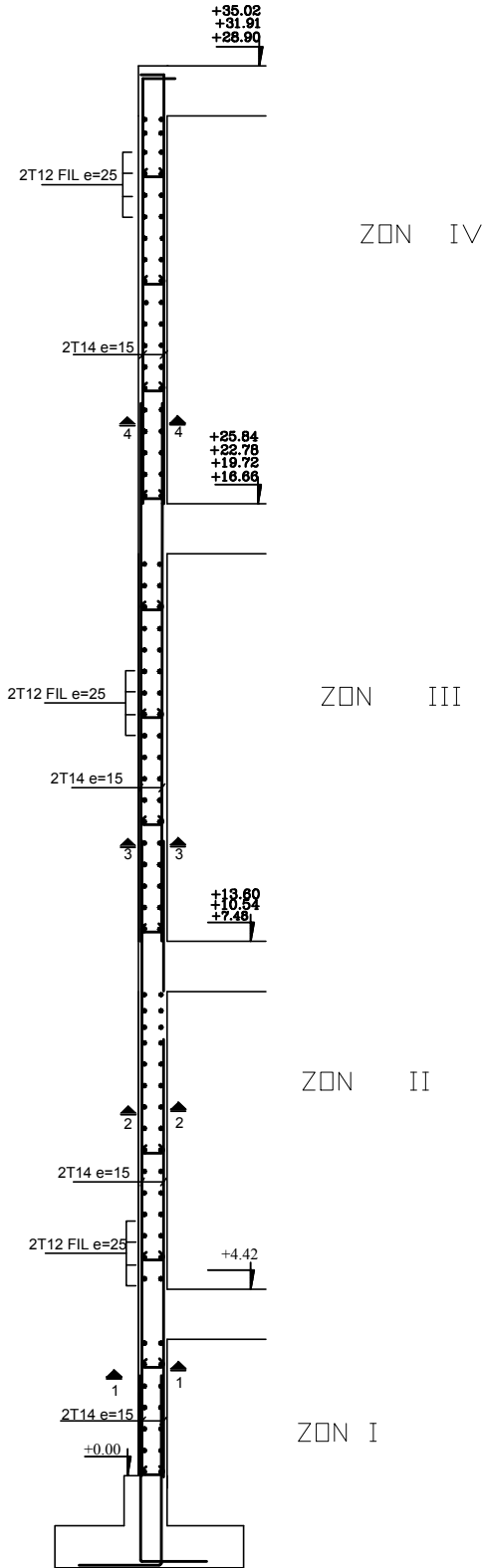
PROMOTION 2010/2011

PLANCHE N°

ECHELLE

FERRAILLAGE VOILES LONGITUDINAUX

VL2 / VL5



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr LEHAD LYES
Mr OUAICHA LOUNES

DIRIGE PAR :

Mr B.KARIM

TITRE :

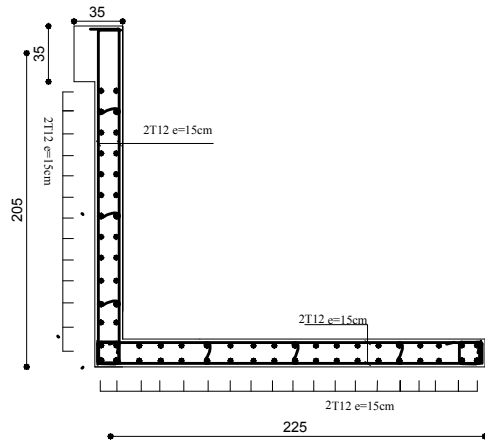
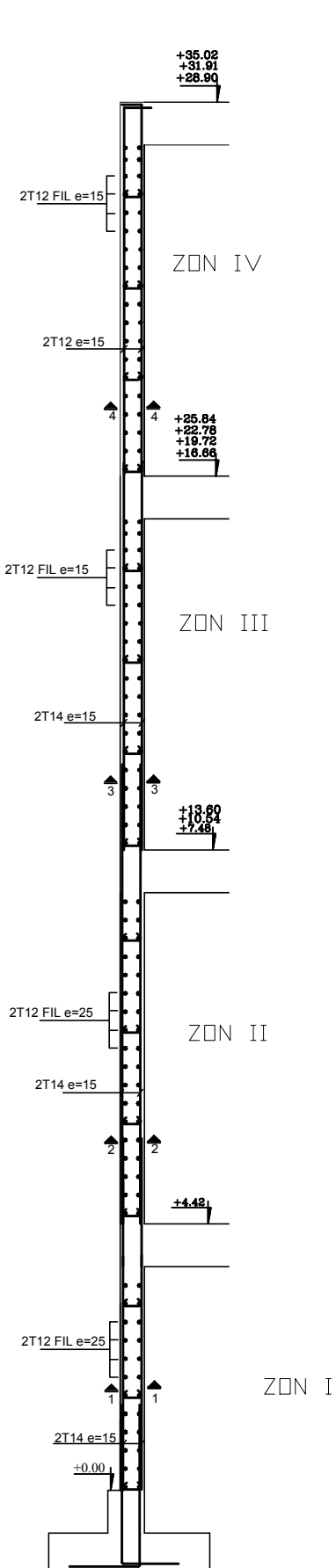
FERRAILLAGE VOILES LONGETUDINAUX

PROMOTION 2010/2011

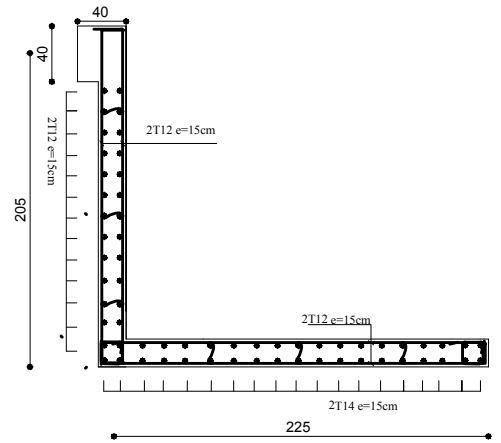
PLANCHE N°

ECHELLE

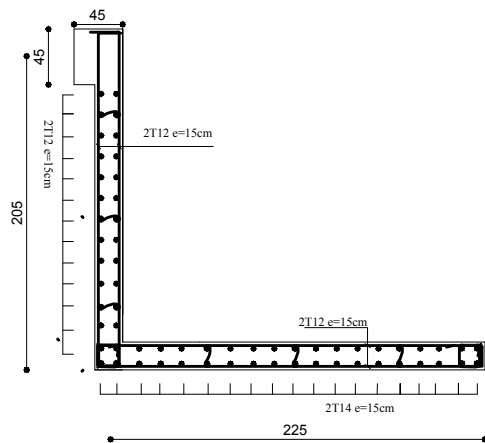
VT2 /VL3



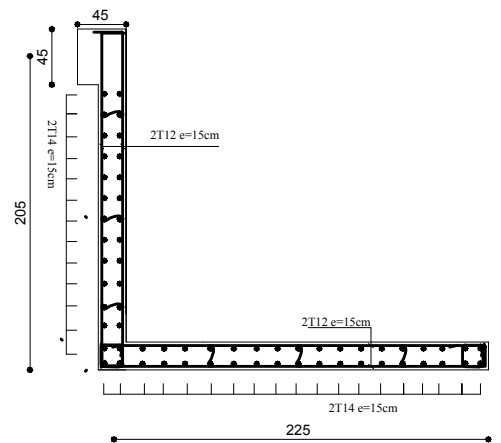
COUPE 4-4



COUPE 3-3



COUPE 2-2



COUPE 1-1

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr LEHAD LYES
Mr ouaicha lounes

DIRIGE PAR :

Mr B. KARIM

TITRE :

FERRAILLAGE VOILES

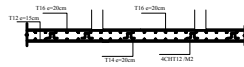
PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

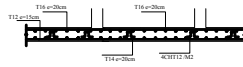
ECHELLE

Ferraillage di radier

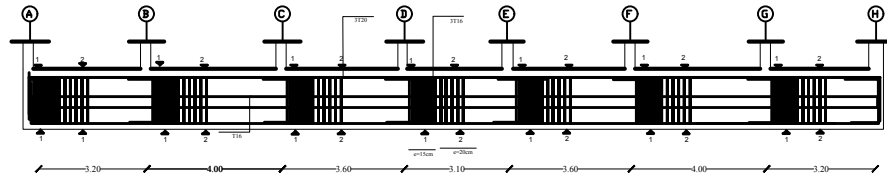
SENS (X-X)



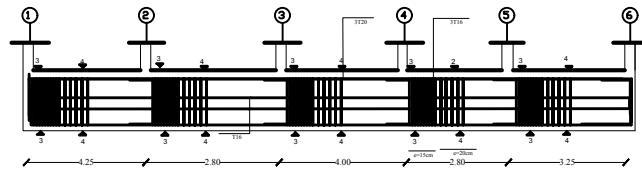
SENS (Y-Y)



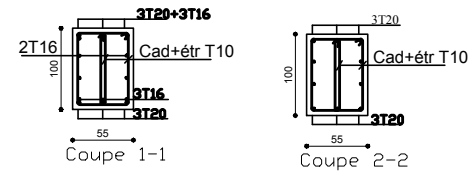
NERVUR AXE (X-X)



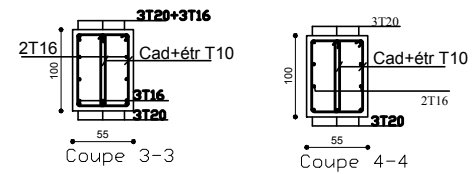
NERVUR AXE (Y-Y)



COUPES SUR LES NERVURES



COUPES SUR LES NERVURES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr. LEHAD LYES
 Mr. OUAICHA LOUNES

DIRIGE PAR :

Mr. B.KARIM

TITRE :

FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES

PROMOTION 2020/2021

PLANCHE N°

ECHELLE