


République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'enseignement supérieur et la  
recherche scientifique  
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou  
Faculté du Génie de la Construction  
Département de Génie Civil



## *Mémoire de fin d'étude*

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil

Option : Construction civile et industrielle

Thème :

**Calcul d'une structure en R+8 à usage multiple  
(habitation, service et commercial)**

**Réalisé par :**

- BENATSOU Melissa
- LAMARA Yasmina

**Encadré par :**

M<sup>r</sup> SI SALEM Abdelmadjid

**Devant le jury composé de :**

- KHELOUI Fatma
- AKMOUSSI Ouardia
- NEKMOUCHE Aghiles

Promotion 2022/2023

# Table De Matières

Chapitre 01 .....	3
1. Introduction .....	4
1.1. Présentation de l'ouvrage .....	4
1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	4
1.3. Conception .....	5
1.3.1. Le contreventement .....	5
1.3.2. Plancher .....	5
1.3.3. L'escalier .....	5
1.3.4. L'ascenseur .....	6
1.3.5. La maçonnerie .....	6
1.3.6. Revêtements .....	6
1.3.7. L'acrotère .....	6
1.3.8. Les fondations .....	6
1.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	7
1.4.1. Béton .....	7
1.4.1.1. Les matériaux composants du béton .....	7
1.4.1.2. Résistance à la compression .....	7
1.4.1.3. Résistance à la traction .....	8
1.4.1.4. Coefficient de poisson .....	8
1.4.1.5. Module de déformation longitudinale du béton .....	8
1.4.1.6. Module de déformation transversal .....	9
1.4.1.7. Les contraintes limites .....	9
1.4.2. Acier .....	11
1.4.2.1. Module d'élasticité longitudinal .....	11
1.4.2.2. Les contraintes limites .....	12
1.4.2.3. Protection des armatures .....	13
1.4.3. Système de coffrage .....	13
Conclusion .....	13
Chapitre 02 .....	14
2. Introduction .....	15
2.1. Pré dimensionnement des planchers .....	15

2.1.1.	Plancher à corps creux .....	15
2.1.2.	Dalles pleines .....	15
2.2.	Pré dimensionnement des poutres .....	17
2.2.1.	Poutres principales .....	17
2.2.2.	Poutres secondaires .....	17
2.3.	Pré dimensionnement des voiles .....	18
2.4.	Pré dimensionnement des poteaux .....	20
2.4.1.	Surface d'influence .....	20
2.4.2.	Détermination des charges et surcharges .....	21
2.4.2.1.	Charges permanentes G .....	21
2.4.2.2.	Charges d'exploitation Q .....	24
2.4.3.	Descente de charge .....	26
2.4.3.1.	Coefficient de dégression des charges .....	27
2.4.3.2.	Les surcharges d'exploitation cumulées .....	27
2.4.3.3.	Récapitulatif de la descente des charges .....	28
2.4.4.	Vérification des exigences du RPA99 (2003) .....	29
2.4.5.	Vérification de la résistance des poteaux au flambement .....	30
Conclusion .....		31
Chapitre 03 .....		32
3.	Introduction .....	33
3.1.	Plancher .....	33
3.1.1.	Ferraillage de la dalle de compression .....	34
3.1.1.1.	Armatures perpendiculaires aux poutrelles ( $A \perp$ ) .....	34
3.1.1.2.	Armatures parallèles aux poutrelles ( $A //$ ) .....	34
3.1.2.	Études des poutrelles .....	34
3.1.2.1.	Disposition des poutrelles .....	34
3.1.2.2.	Calculs des poutrelles .....	34
3.1.2.3.	Choix de la méthode de calcul .....	37
3.2.	Étude de la salle machine (ascenseur) .....	58
3.2.1.	Introduction .....	58
3.2.2.	Caractéristiques de l'ascenseur .....	58
3.2.3.	Détermination des sollicitations .....	59
3.2.3.1.	Moments engendrés par le système de levage .....	59
3.2.3.2.	Moments $M_x$ $M_y$ dû aux poids propre de la dalle pleine .....	60

3.2.3.3.	<b>Superposition des moments</b> .....	61
3.2.3.4.	<b>Correction des moments</b> .....	61
3.2.3.5.	<b>Ferraillage du panneau</b> .....	62
3.2.3.6.	<b>Vérification à l'ELU</b> .....	64
3.2.3.7.	<b>Vérification à l'ELS</b> .....	65
3.2.3.8.	<b>Récapitulatif</b> .....	68
<b>3.3.</b>	<b>Etude des escaliers</b> .....	<b>69</b>
3.3.1.	<b>Introduction</b> .....	69
3.3.2.	<b>Terminologies</b> .....	69
3.3.3.	<b>Etude de l'escalier droit à deux volées et un palier de repos</b> .....	70
3.3.3.1.	<b>Dimensionnement</b> .....	70
3.3.3.2.	<b>Détermination des charges et des surcharges</b> .....	71
3.3.3.3.	<b>Calcul des efforts internes</b> .....	72
3.3.3.4.	<b>Calcul des armatures</b> .....	74
3.3.3.5.	<b>Vérification à l'ELU</b> .....	75
3.3.3.6.	<b>Calcul à l'état limite de service (ELS)</b> .....	76
3.3.4.	<b>Etude de l'escalier droit à trois volées et deux palier de repos</b> .....	80
3.3.4.1.	<b>Dimensionnement</b> .....	81
3.3.4.2.	<b>Détermination des charges et des surcharges</b> .....	82
3.3.4.3.	<b>Calcul des efforts internes</b> .....	83
3.3.4.4.	<b>Calcul des armatures</b> .....	85
3.3.4.5.	<b>Vérification à l'ELU</b> .....	86
3.3.4.6.	<b>Calcul à l'état limite de service (ELS)</b> .....	87
3.3.4.7.	<b>Vérification à l'ELS</b> .....	89
3.3.4.8.	<b>Dimensionnement</b> .....	91
3.3.4.9.	<b>Détermination des charges et des surcharges</b> .....	91
3.3.4.10.	<b>Calcul des efforts internes</b> .....	92
3.3.4.11.	<b>Calcul des armatures</b> .....	94
3.3.4.12.	<b>Vérification à l'ELU</b> .....	95
3.3.4.13.	<b>Calcul à l'état limite de service (ELS)</b> .....	96
<b>3.4.</b>	<b>Etude de la poutre palière</b> .....	<b>101</b>
3.4.1.	<b>Introduction</b> .....	101
3.4.2.	<b>Etude de la poutre palière de l'escalier droit à deux volées et un palier</b> .....	101
3.4.2.1.	<b>Pré dimensionnement</b> .....	101

3.4.2.2.	<b>Détermination des charges</b> .....	102
3.4.2.3.	<b>Combinaison à considérer</b> .....	102
3.4.2.4.	<b>Calcul à l'ELU</b> .....	102
3.4.2.5.	<b>Calcul des armatures</b> .....	103
3.4.2.6.	<b>Vérification à l'ELU</b> .....	104
3.4.2.7.	<b>Calcul à l'ELS</b> .....	105
3.4.2.8.	<b>Vérification à l'ELS</b> .....	107
3.4.2.9.	<b>Récapitulatif</b> .....	108
<b>3.5.</b>	<b>Etude de la poutre de chaînage</b> .....	109
3.5.1.	<b>Introduction</b> .....	109
3.5.2.	<b>Etude de la poutre de chaînage</b> .....	109
3.5.2.1.	<b>Pré dimensionnement</b> .....	109
3.5.2.2.	<b>Détermination des charges</b> .....	110
3.5.2.3.	<b>Combinaison à considérer</b> .....	110
3.5.2.4.	<b>Calcul à l'ELU</b> .....	110
3.5.2.5.	<b>Calcul des armatures</b> .....	112
3.5.2.6.	<b>Vérification à l'ELU</b> .....	112
3.5.2.7.	<b>Calcul à l'ELS</b> .....	114
3.5.2.8.	<b>Vérification à l'ELS</b> .....	115
3.5.2.9.	<b>Récapitulatif</b> .....	117
<b>Chapitre 04</b>	.....	118
<b>4.</b>	<b>Introduction</b> .....	119
4.1.	<b>Description du logiciel ETABS</b> .....	119
4.2.	<b>Manuel d'utilisation de l'ETABS</b> .....	119
4.3.	<b>Etapes de modélisation</b> .....	120
4.3.1.	<b>Introduction de la géométrie du model</b> .....	120
4.3.1.2.	<b>Géométrie de base</b> .....	120
4.3.2.	<b>Spécification des propriétés mécaniques des matériaux</b> .....	124
4.3.3.	<b>Spécification des propriétés géométriques des matériaux</b> .....	125
4.3.3.1.	<b>Poteaux et poutres</b> .....	125
4.3.3.2.	<b>Les plancher, dalles pleins et voiles</b> .....	129
4.3.4.	<b>Affectation des éléments définis au model</b> .....	131
4.3.4.1.	<b>Pour les poteaux</b> .....	132
4.3.4.2.	<b>Pour les poutres</b> .....	133

4.3.4.3.	Pour les voiles .....	134
4.3.4.4.	Pour les dalles en corps creux .....	135
4.3.4.5.	Pour la dalle pleine .....	136
4.3.5.	Définition des charges statiques (G, Q) .....	137
4.3.6.	Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003 .....	137
4.3.7.	Définition de la charge sismique E .....	139
4.3.7.1.	Définition de la masse sismique .....	140
4.3.7.2.	Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) .....	141
4.3.8.	Introduction des combinaisons d'actions .....	142
4.3.9.	Chargement des éléments .....	143
4.3.10.	Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats .....	144
4.4.	Vérification selon les exigences du RPA99 /modifié 2003 .....	146
4.4.1.	Introduction .....	146
4.4.2.	Choix de la méthode de calcul .....	147
4.4.3.	Caractéristiques géométriques de la structure .....	147
4.4.4.	Vérification de la structure selon les exigences du RPA .....	147
4.4.4.1.	Justification du système de contreventement .....	147
4.4.4.2.	Le pourcentage de la participation de la masse modale .....	151
4.4.4.3.	Vérification de l'effort normal réduit .....	151
4.4.4.4.	Estimation de la période fondamentale de la structure T .....	152
4.4.4.5.	Vérification de l'effort tranchant à la base .....	153
4.4.4.6.	Vérification des déplacements relatifs .....	154
4.4.4.7.	Vérification du déplacement maximal .....	155
4.4.4.8.	Vérification vis-à-vis de l'effet P – $\Delta$ .....	156
4.4.5.	CONCLUSION .....	157
Chapitre 05	.....	158
5.	Introduction .....	159
5.1.	Ferrailage des poteaux .....	159
5.1.1.	Recommandation du RPA 99/Version 2003 en zone IIa .....	159
5.1.1.1.	Les armatures longitudinales (RPA Art 7.4.2.1).....	159
5.1.1.2.	Armatures transversales (RPA Art 7.4.2.2) .....	160
5.1.2.	Calcul des armatures longitudinales à l'ELU .....	161
5.1.2.1.	Les efforts internes dans les poteaux .....	161
5.1.2.2.	Exposé de la méthode de calcul à l'ELU .....	161

5.1.2.3.	Vérification à l'ELU .....	166
5.1.2.4.	Vérification à l'ELS .....	169
5.2.	Ferraillage des poutres .....	171
5.2.1.	Recommandations du RPA 99 vs 2003 .....	171
5.2.1.1.	Armatures longitudinales .....	171
5.2.1.2.	Armatures transversales .....	171
5.2.2.	Calcul du ferraillage à l'ELU .....	172
5.2.2.1.	Calcul des armatures longitudinales .....	172
5.2.2.2.	Vérifications à l'ELU .....	175
5.2.2.3.	Vérifications à l'ELS .....	178
5.3.	Ferraillage des voiles .....	181
5.3.1.	Exposé de la méthode .....	181
5.3.1.1.	Exemple de calcul .....	182
Chapitre 06	.....	186
6.	Introduction .....	187
6.1.	Choix du type de fondation .....	187
6.2.	Pré dimensionnement des fondations .....	188
6.2.1.	Semelles isolées sous poteaux .....	188
6.2.2.	Semelles filantes .....	188
6.2.2.1.	Semelles filantes sous les voiles .....	188
6.2.2.2.	Semelles filantes sous les poteaux .....	189
6.3.	Etude du radier général .....	191
6.3.1.	Pré-dimensionnement du radier .....	191
6.3.1.1.	Epaisseur du tablier .....	191
6.3.1.2.	Hauteur des nervures .....	191
6.3.1.3.	Condition de la longueur élastique .....	191
6.3.1.4.	Largeur de la nervure .....	191
6.3.1.5.	Hauteur de la dalle flottante .....	192
6.3.2.	Détermination de la surface du radier .....	192
6.3.3.	Détermination des efforts à la base du radier .....	193
6.3.3.1.	Charges permanentes $G_{total} = G_{batiment} + G_{radier}$ .....	193
6.3.3.2.	Surcharge d'exploitation $Q_{total} = Q_{batiment} + Q_{radier}$ .....	193
6.3.3.3.	Combinaison d'action .....	193
6.3.4.	Calcul des caractéristiques géométriques du radier .....	193

6.3.4.1.	Calcul du centre de gravité du radier .....	193
6.3.4.2.	Moment d'inertie du radier .....	194
6.3.5.	Vérifications .....	194
6.3.5.1.	Vérification de la contrainte de cisaillement .....	194
6.3.5.2.	Vérification de la stabilité du radier .....	194
6.3.5.3.	Vérification au poinçonnement .....	195
6.3.6.	Ferrailage du radier .....	196
6.3.6.1.	Ferrailage de la dalle .....	196
6.3.7.	Ferrailage des débords .....	200
6.4.	Etudes des nervures .....	200
6.4.1.	Calculs à l'ELU .....	201
6.4.1.1.	Moment fléchissant .....	201
6.4.1.2.	Effort tranchant .....	202
6.4.1.3.	Moment fléchissant .....	203
6.4.1.4.	Effort tranchant .....	203
6.4.2.	Ferrailage .....	204
6.4.2.1.	Condition de non fragilité .....	204
6.4.2.2.	Vérification des recommandations exigées par le RPA .....	204
6.4.3.2.	Calcul des armatures transversales .....	205
6.4.3.3.	Espacement des armatures transversales .....	205
6.4.3.4.	Quantité d'armatures transversales minimale .....	205
6.4.3.5.	Armatures de peau .....	205
	Conclusion générale .....	209
	Références et bibliographie .....	210

# Liste des Figures

## Chapitre 01

Figure 1.1 : Plan montrant les différents types d'escaliers .....	4
Figure 1.2 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes - déformation du béton à l'ELU .....	8
Figure 1.3 : Diagramme de calcul contraintes – déformations du béton à l'ELS .....	8
Figure 1.4 : Diagramme de calcul contraintes – déformations De l'acier à l'ELU .....	10

## Chapitre 02

Figure 2.1 : Coupe d'un plancher en corps creux .....	13
Figure 2.2 : Panneau d'ascenseur .....	14
Figure 2.3 : Coupe de voile à l'élévation .....	16
Figure 2.4 : Coupe de voile en plan .....	16
Figure 2.5 : Coupe horizontale des voiles .....	17
Figure 2.6 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité .....	18
Figure 2.7 : Coupe verticale du plancher - terrasse accessible .....	19
Figure 2.8 : Coupe verticale du plancher à corps creux de l'étage courant .....	20
Figure 2.9 : Coupe verticale du mur extérieur .....	20
Figure 2.10 : Coupe verticale du mur intérieur .....	21
Figure 2.11 : Coupe verticale d'une dalle pleine .....	22
Figure 2.12 : Schémas de la descente des charges .....	24

## Chapitre 03

Figure 3.1 : La position des poutrelles .....	31
Figure 3.2 : Disposition du treillis soudé dans un plancher en corps creux .....	32
Figure 3.3 : Section transversale de la poutrelle .....	33
Figure 3.4 : Schémas statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle .....	33

Figure 3.5 : Dimension de la section en Te .....	34
Figure 3.6 : Schémas représentant deux types de poutrelles .....	35
Figure 3.7 : Schémas statique de la poutrelle à 7 travées .....	36
Figure 3.8 : Coefficient des moments sur appuis – poutrelle cas I .....	37
Figure 3.9 : Diagramme des moments à l’ELU – poutrelle cas I .....	41
Figure 3.10 : Diagramme des efforts tranchants à l’ELU – poutrelle cas I .....	42
Figure 3.11 : Schémas statique de la poutrelle à 3 travées .....	42
Figure 3.12 : Coefficient des moments sur appuis – poutrelle cas II .....	43
Figure 3.13 : Diagramme des moments à l’ELU – poutrelle cas II .....	44
Figure 3.14 : Diagramme des efforts tranchants à l’ELU – poutrelle cas II .....	44
Figure 3.15 : Schémas statique de la poutrelle à 1 travées .....	45
Figure 3.16 : Diagramme des moments à l’ELU – poutrelle cas III .....	45
Figure 3.17 : Diagramme des efforts tranchants à l’ELU – poutrelle cas III .....	46
Figure 3.18 : Diagramme des moments à l’ELS – poutrelle cas I .....	50
Figure 3.19 : Diagramme des moments à l’ELS – poutrelle cas II .....	50
Figure 3.20 : Diagramme des moments à l’ELS – poutrelle cas III .....	50
Figure 3.21 : Diagramme des efforts tranchants à l’ELS – poutrelle cas I .....	51
Figure 3.22 : Diagramme des efforts tranchants à l’ELS – poutrelle cas II .....	51
Figure 3.23 : Diagramme des efforts tranchants à l’ELS – poutrelle cas III .....	52
Figure 3.24 : Schémas ferrailage des planchers .....	55
Figure 3.25 : Représentation schématique de la salle machine .....	56
Figure 3.26 : Dimensions de l’ascenseur .....	56
Figure 3.27 : Schéma représentatif de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen .....	57
Figure 3.28 : diagramme des moments a l’ELU .....	60
Figure 3.29 : diagramme des moments a l’ELS .....	60
Figure 3.30 : schéma du ferrailage de la dalle machine .....	66
Figure 3.31 : schéma montrant les constituants d’un escalier .....	67
Figure 3.32 : Escalier droit à deux volées et un palier de repos .....	68
Figure 3.33 : Schéma statique .....	68

Figure 3.34 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELU .....	70
Figure 3.35 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU .....	71
Figure 3.36 : Diagramme des moments à l'ELU En tenant compte du semi encastrement .....	71
Figure 3.37 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELS .....	74
Figure 3.38 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS .....	75
Figure 3.39 : Diagramme des moments à l'ELS En tenant compte du semi encastrement .....	75
Figure 3.40 : Ferrailage de l'escalier droit à deux volées et un palier de repos .....	78
Figure 3.41 : escalier droit à trois volées et deux palier de repos .....	78
Figure 3.42 : Schéma statique de la première et dernière volée .....	79
Figure 3.43 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELU .....	81
Figure 3.44 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU .....	82
Figure 3.45 : Diagramme des moments à l'ELU En tenant compte du semi encastrement .....	82
Figure 3.46 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELS .....	85
Figure 3.47 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS .....	86
Figure 3.48 : Diagramme des moments à l'ELS En tenant compte du semi encastrement .....	86
Figure 3.49 : Schéma statique de la deuxième volée .....	88
Figure 3.50 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELU .....	91
Figure 3.51 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU .....	92
Figure 3.52 : Diagramme des moments à l'ELU En tenant compte du semi encastrement .....	92
Figure 3.53 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELS .....	95
Figure 3.54 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS .....	96
Figure 3.55 : Diagramme des moments à l'ELS En tenant compte du semi encastrement .....	96
Figure 3.56 : Ferrailage de l'escalier droit à trois volées et deux palier de repos (Pour la première et dernière volée) .....	98
Figure 3.57 : Ferrailage de l'escalier droit à trois volées et deux palier de repos (Pour la deuxième volée) .....	98
Figure 3.58 : Schéma statistique de la poutre palière .....	100
Figure 3.59 : schéma statique de la poutre palière à l'ELU .....	101
Figure 3.60 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU .....	102
Figure 3.61 : Diagramme des moments à l'ELU après correction .....	102
Figure 3.62 : schéma statique de la poutre palière à l'ELS .....	104
Figure 3.63 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS .....	105
Figure 3.64 : Diagramme des moments à l'ELS après correction .....	106

Figure 3. 65 : Schémas de ferrailage de la poutre palière .....	107
Figure 3.66 : Schéma statique de la poutre de chaînage .....	108
Figure 3.67 : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU .....	109
Figure 3.68 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU .....	110
Figure 3.69 : Diagramme des moments à l'ELU après correction .....	110
Figure 3.70 : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS .....	113
Figure 3.71 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS .....	113
Figure 3.72 : Diagramme des moments à l'ELS après correction .....	114
Figure 3.73 : Ferrailage de la poutre de chaînage .....	116

## Chapitre 04

Figure 4.1 : icône d'ETABS .....	118
Figure 4.2 : fenêtre de dialogue .....	118
Figure 4.3 : choix de l'unité .....	119
Figure 4.4 : commande création d'un nouveau modèle .....	119
Figure 4.5 : création d'un nouveau modèle .....	120
Figure 4.6 : instruction des nombres de ligne de construction en plan et en élévation .....	120
Figure 4.7 : instruction des lignes de construction en plan .....	121
Figure 4.8 : instruction des lignes de construction en élévation .....	121
Figure 4.9 : instruction des lignes de construction en élévation .....	122
Figure 4.10 : Représentation de la structure en 2D .....	122
Figure 4.11 : Représentation de la structure en 3D .....	123
Figure 4.12 : Introduction des propriétés mécaniques du béton .....	123
Figure 4.13 : Introduction des propriétés mécaniques du matériau OTHER .....	124
Figure 4.14 : introduction des éléments barres .....	124
Figure 4.15 : introduction des coffrages de poutres .....	125
Figure 4.16 : définition des dimensions des poutres principales .....	125
Figure 4.17 : définition des dimensions des poutres secondaires .....	126
Figure 4.18 : définition des dimensions des poutres de chaînages .....	126
Figure 4.19 : définition des dimensions du poteau 30x35.....	127

Figure 4.20 : définition des dimensions du poteau 35x40 .....	127
Figure 4.21 : définition des dimensions du poteau 40x45 .....	128
Figure 4.22 : définition des dimensions de voile du RDC .....	128
Figure 4.23 : définition des dimensions de voile des étages courants .....	129
Figure 4.24 : définition des dimensions des planchers en corps creux .....	129
Figure 4.25 : Définition des dimensions de la dalle pleine .....	130
Figure 4.26 : Validation des planchers .....	130
Figure 4.27 : Commande de dessin poteaux .....	131
Figure 4.28 : dessin des poteaux 40x45 .....	131
Figure 4.29 : dessin des poteaux 35x40 .....	131
Figure 4.30 : dessin des poteaux 30x35 .....	132
Figure 4.31 : Commande de dessin poutres .....	132
Figure 4.32 : dessin des poutres principales 30x35 .....	132
Figure 4.33 : dessin des poutres secondaires 30x35 .....	133
Figure 4.34 : Commande de dessin voile .....	133
Figure 4.37 : Positionnement des voiles .....	134
Figure 4.38 : Commande de dessin des dalles en corps creux .....	134
Figure 4.39 : Affectation des dalles en corps creux .....	134
Figure 4.40 : Commande de dessin de dalle pleine .....	135
Figure 4.41 : Affectation de la dalle pleine .....	135
Figure 4.42 : Vue en plan des éléments structuraux d'un étage .....	135
Figure 4.43 : Définition des charges G et Q .....	136
Figure 4.44 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003 .....	137
Figure 4.45 : commande d'introduction du spectre de réponse .....	137
Figure 4.46 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003 .....	138
Figure 4.47 : commande d'introduction des cas de charges sismiques .....	138
Figure 4.48 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales .....	139
Figure 4.49 : définition de la masse sismique .....	139
Figure 4.50 : Encastrement de la base de la structure .....	140
Figure 4.51 : commande d'introduction d'un plancher rigide .....	140
Figure 4.52 : spécification de diaphragme de chaque plancher .....	141

Figure 4.53 : commande d'introduction des combinaisons d'actions .....	141
Figure 4.54 : création des combinaisons de charges .....	142
Figure 4.55 : Attribution des charges surfacique à des panneaux .....	143
Figure 4.56 : introduction de nombre de mode .....	143
Figure 4.57 : option de vérification du modèle .....	144
Figure 4.58 : Analyse de la structure .....	144
Figure 4.59 : Vue en 3D de la structure .....	145
Figure 4.60 : Choix de la combinaison sismique .....	146
Figure 4.61 : Charges horizontale reprise par les voiles et portique à la fois .....	147
Figure 4.62 : Charges horizontale reprise par les voiles seuls .....	147
Figure 4.63 : Charges horizontale reprise par les voiles et portique à la fois .....	148
Figure 4.64 : Charges horizontale reprise par les voiles seuls .....	148
Figure 4.65 : Charges horizontale reprise par les voiles et portique à la fois .....	149
Figure 4.66 : Charges horizontale reprise par les voiles seuls .....	149
Figure 4.67 : Déplacement relatif dans le sens longitudinal .....	154
Figure 4.68 : déplacement relatif dans le sens transversal .....	154

## Chapitre 05

Figure 5.1 : Schéma de ferrailage .....	160
Figure 5.2 : Section partiellement comprimée (SPC) .....	161
Figure 5.3 : Schéma de ferrailage .....	162
Figure 5.4 : Schéma de ferrailage .....	162
Figure 5.5 : caractéristiques et sollicitation de la section avec Socotec .....	163
Figure 5.6 : affichage des résultats de Socotec .....	164
Figure 5.8 : Section simplement armée .....	171
Figure 5.9 : Section rectangulaire doublement armée .....	171
Figure 5.10 : diagramme des contraintes de la S.E.C .....	181
Figure 5.11 : diagramme des contraintes de la S.P.C .....	181
Figure 5.12 : diagramme des contraintes de la S.E.T.....	181

## Chapitre 06

Figure 6.1 : Schéma statique des nervures (moment fléchissant) .....	200
Figure 6.2 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY) .....	200
Figure 6.3 : Schéma statique des nervures (effort tranchant) .....	201
Figure 6.4 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY) .....	201
Figure 6.5 : Schéma statique des nervures (moment fléchissant) .....	202
Figure 6.6 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX) .....	202
Figure 6.7 : Schéma statique des nervures (effort tranchant) .....	202
Figure 6.8 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX) .....	202
Figure 6.9 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY) .....	205
Figure 6.10 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX) .....	206

# Liste des Tableaux

## Chapitre 01

Tableau 1.1 : Tableau montrant les principales caractéristiques de l'acier

Tableau 1.2 : Contrainte admissible de l'élasticité de l'acier en fonction de  $\gamma_s$

## Chapitre 02

Tableau 2.1 : Vérification des conditions exigés par le RPA

Tableau 2.2 : Charges permanentes pour le plancher – terrasses accessibles

Tableau 2.3 : Charges permanentes pour le plancher – étage courant

Tableau 2.4 : Charges permanentes revenantes aux murs extérieurs

Tableau 2.5 : Charges permanentes revenantes aux murs intérieurs

Tableau 2.6 : Charges permanentes pour la dalle pleine

Tableau 2.7 : Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires

Tableau 2.8 : Valeur des coefficients de dégression des surcharges

Tableau 2.9 : Tableau récapitulatif de la dégression des charges d'exploitation

Tableau 2.10 : Tableau récapitulatif de la descente de charge

Tableau 2.11 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99

Tableau 2.12 : Vérification des sections des poteaux au flambement

## Chapitre 03

Tableau 3.1 : Charges et surcharges revenant aux poutrelles

Tableau 3.2 : Tableau des coefficients

Tableau 3.3 : Récapitulatif des efforts internes à l'ELU

Tableau 3.4 : Récapitulatif des efforts internes à l'ELS

Tableau 3.5 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELU.

Tableau 3.6 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELS.

Tableau 3.7 : Charges et surcharge revenant au palier.

Tableau 3.8 : Charges et surcharge revenant au paillasse.

Tableau 3.9 : Les efforts internes appliqué sur l'escalier à l'ELU.

Tableau 3.10 : Récapitulatif du ferrailage adopté aux appuis et en travée.

Tableau 3.11 : Les efforts internes appliqué sur l'escalier à l'ELS.

Tableau 3.12 : la nouvelle section d'armature.

Tableau 3.13 : Charges et surcharge revenant au palier.

Tableau 3.14 : Charges et surcharge revenant au paillasse.

Tableau 3.15 : Les efforts internes appliqué sur l'escalier à l'ELU.

Tableau 3.16 : Récapitulatif du ferrailage adopté aux appuis et en travée.

Tableau 3.17 : Les efforts internes appliqué sur l'escalier à l'ELS.

Tableau 3.18 : Charges et surcharge revenant au palier.

Tableau 3.19 : Charges et surcharge revenant au paillasse.

Tableau 3.20 : Les efforts internes appliqué sur l'escalier à l'ELU.

Tableau 3.21 : Récapitulatif du ferrailage adopté aux appuis et en travée.

Tableau 3.22 : Les efforts internes appliqué sur l'escalier à l'ELS.

## Chapitre 04

Tableau 4.1 : Période fondamentale et taux de participation massique.

Tableau 4.2 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Tableau 4.3 : la période fondamentale de la structure.

Tableau 4.4 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Tableau 4.5 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens X.

Tableau 4.6 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens Y.

Tableau 4.7 : vérification de l'effet P- $\Delta$  sens x-x.

Tableau 4.8 : vérification de l'effet P- $\Delta$  sens y-y.

## Chapitre 05

Tableau 5.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle.

Tableau 5.2 : Les pourcentages d'armatures par rapport à la section du béton.

Tableau 5.3 : Efforts internes dans les poteaux.

Tableau 5.4 : valeur de  $A_{\min}$  au condition de non fragilité.

Tableau 5.5 : Ferrailage des poteaux à l'ELU.

Tableau 5.6 : Vérification de sections totales adoptées selon le RPA.

Tableau 5.7 : Délimitation des zones nodales.

Tableau 5.8 : Section minimale d'armatures transversales.

Tableau 5.9 : Quantité minimale d'armatures transversales.

Tableau 5.10 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

Tableau 5.11 : Vérification des contraintes.

Tableau 5.12 : Ferrailage des poutres principales a l'ELU.

Tableau 5.13 : Ferrailage des poutres secondaires a l'ELU.

Tableau 5.14 : Ferrailage des poutres de chainages a l'ELU.

Tableau 5.15 : Vérification de sections totales adoptées selon le RPA.

Tableau 5.16 : Vérification de la condition de non fragilité.

Tableau 5.17 : Vérification au cisaillement.

Tableau 5.18 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Tableau 5.19 : l'adhérence et l'entraînement des barres.

Tableau 5.20 : Armatures transversales minimales.

Tableau 5.21 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales non adhérees aux voiles.

Tableau 5.22 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales adhérees aux voiles.

Tableau 5.23 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires non adhérees aux voiles.

Tableau 5.24 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires adhérees aux voiles.

Tableau 5.25 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres de chainages.

Tableau 5.26 : ferrailage des voiles transversaux.

Tableau 5.27 : Ferrailages des voiles longitudinaux.

## Chapitre 06

Tableau 6.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Tableau 6.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Tableau 6.3 : Résultante des charges sous poteaux.

Tableau 6.4 : les sollicitations du radier.

Tableau 6.5 : Récapitulatif des contraintes.

Tableau 6.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Tableau 6.7 : Répartition des charges dans les nervures (sens YY).

Tableau 6.8 : Répartition des charges dans les nervures (sens XX).

Tableau 6.9 : Moments fléchissant max et l'efforts tranchants max.

Tableau 6.10 : Ferrailage des nervures.

Tableau 6.11 : Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA.

Tableau 6.12 : Vérification des quantités d'armatures transversales.

Tableau 6.13 : Vérification des contraintes tangentielles dans les nervures.

Tableau 6.14 : Répartition des charges dans les nervures (sens YY).

Tableau 6.15 : Répartition des charges dans les nervures (sens XX).

Tableau 6.16 : Les sollicitations maximales aux appuis et en travées.

Tableau 6.17 : Vérifications des contraintes dans le béton.

## **Remerciement :**

Premièrement et avant tout, nous remercions le grand dieu qui nous a donné la force et le courage afin de finaliser ce travail.

Nous tenons aussi à présenter nos profonds respects à notre encadrant M<sup>r</sup> SI SALEM. Nous lui adressons notre sincère gratitude pour son encadrement fructueux, sa générosité et son suivi au cours de notre travail. Nous le remercions également pour les précieux conseils et informations qu'il a mis à notre disposition.

Nous adressons aussi nos vifs remerciements aux membres de jury qui nous ont honorés avec leur présence pour l'évaluation de notre travail.

Pour finir, nous saluons toutes les personnes qui nous ont soutenues, de près ou de loin, pendant ces 5 années passées dans le Département du GENIE CIVIL de l'UMMTO.

## Dédicaces :

Je dédie ce modeste travail

A La mémoire de ma grand-mère dont j'aurais souhaité partager ce moment de joie, repose en paix.

A mes chers parents qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui et qui m'ont soutenu depuis mon premier jour à l'école, aucun remerciement n'est à la hauteur d'exprimer votre dévouement et vos sacrifices.

A ma sœur jumelle Yamina et mon frère Yanis pour vos encouragements et gratitude tout au long de ma vie, que du bonheur et de la réussite pour vous.

A ma chère binôme Melissa pour les moments vécus et les projets réalisés ensembles dans des ambiances inoubliables, A nos futurs projets.

A mon très cher Ouassim pour son dévouement auprès de moi dans le progrès que je réalise.

A ma grande famille, mes cousins et mes tantes qui m'ont toujours soutenu dans mon cursus et dans ma vie.

A mes enseignants qui m'ont accompagné et orientés durant mes études depuis le cycle primaire.

A mes nombreux amis qui m'ont aidé pour l'élaboration de ce projet et pour la totalité des réussites atteintes dans ma vie.

YASMINA

## Dédicaces :

Je dédie ce modeste travail

A La mémoire de mes grands-parents dont j'aurais souhaité partager ce moment de joie,  
reposez en paix.

A mes chers parents qui ont fait de moi ce que je suis aujourd'hui et qui m'ont soutenu depuis  
mon premier jour à l'école, aucun remerciement n'est à la hauteur d'exprimer votre  
dévouement et vos sacrifices.

A ma sublime sœur Sabrina, son mari Mehdi ainsi que notre petite ange LYANA pour votre  
soutien, que du bonheur et de la réussite pour vous.

A ma chère binôme Yasmina pour les moments vécus et les projets réalisés ensembles dans  
des ambiances inoubliables, A nos futurs projets.

A mes amis Sihem, Oualid et Lucy pour leurs dévouements auprès de moi dans le progrès que  
je réalise.

A ma grande famille, mes cousins et mes tantes qui ont toujours été présents dans ma vie.

A mes enseignants qui m'ont accompagné et orientés durant mes études depuis le cycle  
primaire.

A mes nombreux amis qui m'ont aidé pour l'élaboration de ce projet et pour la totalité des  
réussites atteintes dans ma vie.

MELISSA.

## Introduction générale :

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques qui ont un effet destructeur très élevé. En effet, les tremblements de terre sont souvent meurtriers, les sources historiques (séisme Boumerdes 2003) et l'actualité (séisme du Maroc) en témoignent. Evaluer ce risque en amont pourrait bien nous épargner des pertes humaines et dégâts matériels. Certains pays comme le Japon sont à la pointe des constructions parasismiques pour réduire au maximum les conséquences dangereuses de ce phénomène naturel.

Face à ce risque et à cette imprévisibilité, l'unique solution est la construction parasismique des bâtiments neufs et le renforcement préventif des bâtiments déjà existant. Pour cela nous disposons de connaissances scientifiques et techniques de mise en œuvre et des règlements qui permettent de limiter les conséquences du séisme.

En Algérie, nous utilisons plusieurs règlements tel que le règlement parasismique Algérien 99 révisé en 2003 après le séisme de Boumerdes, c'est pour cela que nos calculs seront conforme aux RPA, BAEL, CBA qui sont des règlements qui visent à assurer la sécurité et la stabilité de l'ouvrage.

Afin de mettre en pratique les connaissances acquises lors de nos différents semestres, nous allons étudier un bâtiment (R+8) à usage multiple, contreventé par voile.

Après avoir présenté l'ouvrage à étudier et les différents matériaux à utiliser dans le premier chapitre, nous développerons dans le deuxième et troisième chapitres le pré dimensionnement des éléments structuraux et le calcul de ces derniers, nous évoquerons dans le quatrième chapitre la modélisation de la structure sur un logiciel de calcul qui nous a permis de vérifier les exigences du RPA avant de déterminer le ferrailage nécessaire des éléments structuraux. Pour finir un radier général a été adopté pour l'infrastructure.

**Chapitre 01 :**  
Introduction et description de l'ouvrage

## 1. Introduction :

Chaque travail qu'il soit dans le domaine du génie civil ou autre a un objectif spécifique à atteindre. Dans le cas des ouvrages de génie civil, il est crucial de garantir la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers, à la fois pendant et après sa réalisation. Cela requiert des calculs précis afin d'assurer ces aspects, tout en cherchant à minimiser les coûts.

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage, pour le calcul des éléments constituant de cet ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues tel que le BAEL99 et le RPA99 (modifié en 2003), qui s'appuie sur la connaissance des matériaux, dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

### 1.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet en cour d'étude s'agit d'un bâtiment (R+8) à usage multiple (habitation et bureaux) composé de :

- Rez-de-chaussée à usage commercial.
- Etage à usage administratif.
- Etages courants à usage d'habitation, composé de 4 appartements chacun (2 de type F2 et 2 de type F3).
- Terrasse accessible.
- Cage d'escalier.
- Cage d'ascenseur.

L'ouvrage est implanté à TIZI-OUZOU, classée selon le règlement parasismique algérien RPA99 (modifié en 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa), il est d'importance moyenne (courant) appartient au groupe d'usage 2.

#### ▪ Règlements utilisés et normes de conception :

Les différents règlements et normes de conception utilisés pour l'étude du projet sont ceux en usage dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- **RPA 99 / version 2003** : Règles Parasismiques Algériennes.
- **CBA 93** : Code de Béton armé Algérien.
- **BAEL 91 modifiée 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- **DTR BC2.2** : Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges.
- **DTR BC2.3** : Calcul des fondations superficielles.

### 1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- **En plan :**
  - Longueur du bâtiment.....28.25 m
  - Largeur du RDC..... 11.50 m
  - Largeur d'étage courant.....13.89 m

- **En élévation :**
  - Hauteur total du bâtiment (avec l'acrotère) .....29.56 m
  - Hauteur du RDC.....4.08 m
  - Hauteur du 1er étage à usage administratif .....3.06 m
  - Hauteur des étages courants.....3.06 m
  - Hauteur de l'acrotère.....1.00 m

## 1.3. Conception :

### 1.3.1. Le contreventement :

Le contreventement de l'ouvrage peut être assuré par deux types de contreventement :

- **Par portique :** est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et une partie des charges horizontales.
- **Par voile :** est un élément en béton armé, destiné à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

### 1.3.2. Plancher :

Est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment, il assure deux fonctions :

-**Fonction d'isolation :** il assure l'isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

-**Fonction de résistance mécanique :** il supporte son poids propre et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

On distingue :

- **Plancher en corps creux :**

Constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, utilisé pour des raisons techniques et économiques.

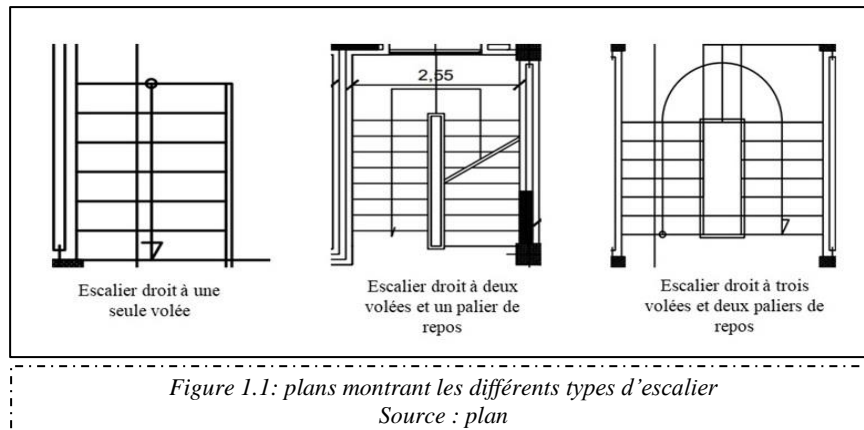
- **Dalle pleine en béton armée :**

Est un plancher plus lourd et résistant comparé au corps creux, généralement utilisé dans la salle machine (cage d'ascenseur) mais aussi dans les balcons et paliers d'escaliers.

### 1.3.3. L'escalier :

Sont des éléments en béton armée qui assurent l'accès d'un niveau à un autre, notre bâtiment comporte 3 types d'escalier :

- Escalier droit à une seule volée.
- Escalier droit à deux volées et un palier de repos.
- Escalier droit à trois volées et deux paliers de repos.



#### 1.3.4. L'ascenseur :

Notre bâtiment comporte un ascenseur, il permet un déplacement plus rapide entre les étages, la cage d'ascenseur est réalisé en voile coulé sur place.

#### 1.3.5. La maçonnerie :

Il existe deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs** : sont réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 10 cm.
- **Les murs intérieurs** : sont réalisés en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

#### 1.3.6. Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- Mortier ciment pour les murs de façades et salle d'eau.
- Carrelage pour plancher et marbre pour cuisine et escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et plafonds.
- Céramiques pour les murs de cuisine et salle d'eau.

#### 1.3.7. L'acrotère :

L'acrotère est un muret qui prolonge le mur de façade, il participe à la protection de la toiture contre l'action de la pluie et à son isolation. Dans notre cas la terrasse est accessible donc l'acrotère servira de balise contre chutes ou de garde-corps, d'une hauteur de 100cm et d'une épaisseur de 10cm.

#### 1.3.8. Les fondations :

C'est l'ensemble des ouvrages enterrés sur lesquels repose la construction. Elles assurent la transmission des charges issues de la structure directement au sol, en tenant compte de sa propre masse. Le choix de type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

## 1.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent répondre aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi que les règles du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL 91 modifié 99).

### 1.4.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats (sable, gravier) et d'eau, aggloméré par un liant hydraulique le plus souvent du ciment qui sert de colle. On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques physiques et mécaniques.

#### 1.4.1.1. Les matériaux composants du béton :

- **Le ciment** : est une fine poudre minérale obtenue par broyage et cuisson d'un mélange de calcaire et d'argile, c'est un constituant important du béton auquel il confère un certain nombre de ses propriétés, notamment sa résistance.
- **Les granulats** : est un ensemble de grains minéraux, de dimensions comprises entre 0 et 125 mm, de provenance naturelle ou artificielle, qui se situe dans l'une des 6 familles suivantes : (Fillers, Sablons, Sables, Graves, Gravillons, Ballast), ils sont utilisés pour réaliser des mortiers et des bétons.
- **L'eau** : joue un rôle déterminant dans la fabrication des mortiers et des bétons, elle met en réactions le ciment en provoquant son hydratation. L'eau peut être néfaste pour la résistance et la durabilité du béton en cas de mauvais dosage.
- **Les adjuvants** : catalyseur essentiel de l'évolution technologique des bétons, ils sont incorporés lors du malaxage ou avant la mise en œuvre, ils permettent de modifier les propriétés mécanique ou physique du béton.

A titre indicatif, pour 1m<sup>3</sup> de béton armé nous utilisons :

- **Sable** : 300 à 600 Kg
- **Gravillon** : 750 à 1200 Kg
- **Ciment** : 350 Kg
- **Eau** : 170 L

#### 1.4.1.2. Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours noté  $f_{c28}$ . Cette résistance est mesurée après l'essai d'écrasement sur des éprouvettes normalisées de (16×32) cm<sup>2</sup> par compression axial après 28 jours de durcissement. Dans notre étude la valeur de la résistance du béton est égale à **25 MPa**.

Selon l'Article (A.2.1,11 BAEL 91 modifié 99) lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous :

- Pour  $f_{c28} \leq 40$  MPa :  $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$  en MPa
- Pour  $f_{c28} \geq 40$  MPa :  $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$  en MPa

### 1.4.1.3. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation suivante de l'Article (A.2.1,12 BAEL 91 modifié 99) :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25$

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

Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$ .

### 1.4.1.4. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinal, les valeurs sont données par l'article (A.2.1,3 BAEL 91 modifié 99).

- Pour le calcul des sollicitations à l'ELU :  $\nu = 0$
- Pour le calcul des déformations à l'ELS :  $\nu = 0.2$

### 1.4.1.5. Module de déformation longitudinale du béton :

On distingue deux sortes de modules de déformations longitudinales selon la durée d'application de la contrainte :

- **Module de déformation longitudinale instantanée :**

D'après de l'Article (A.2.1,21 BAEL 91 modifié 99), lorsqu'un chargement d'une durée d'application inférieure à 24heures, le module de déformation instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $E_{i28} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$

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

- **Module de déformation longitudinale différée :**

D'après l'article (A.2.1,22 du BAEL 91 modifié 99), lorsque les contraintes appliquées sont de longue durée, le module de déformation longitudinale différée du béton  $E_{vj}$  est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $E_{v28} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$

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

### 1.4.1.6. Module de déformation transversal :

Le module de déformation transversale  $G$  caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec :  $E$  : module de Young  
 $\nu$  : coefficient de poisson

### 1.4.1.7. Les contraintes limites :

Tous les calculs effectués au cours de cette étude sont basés sur la théorie des états limites, un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

- **Etat limite ultime ELU :**

Il correspond au maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou d'un de ses éléments par :

- Perte d'équilibre statique.
- Rupture ou déformation plastique excessive.
- Instabilité de forme (flambement)

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton, donnée par la formule suivante de l'article **(A.4.3,41 du BAEL 91 modifié 99)** :

$$f_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec : -  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité partiel  $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \text{ situation courante} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$

- $\theta$  : dépend de la durée d'application des charges.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \text{pour } t > 24\text{h} \\ \theta = 0.9 \quad \text{pour } 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ \theta = 0.85 \quad \text{pour } t < 1\text{h} \end{array} \right.$$

#### En situation courante :

Pour :  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta = 1 \rightarrow$  On aura :  $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

#### En situation accidentelle :

Pour :  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta = 0.85 \rightarrow$  On aura :  $f_{bc} = 21.74 \text{ MPa}$

- **Diagramme contrainte-déformation du béton :**

Le comportement du béton est donné par la courbe parabole-rectangle représenté ci-dessous

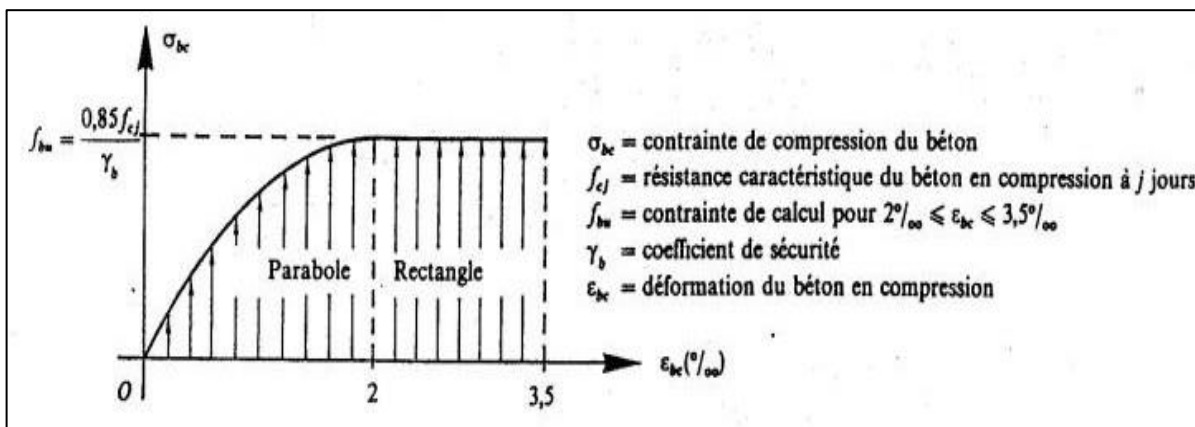


Figure 1.2 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU  
 Source : [https://www.scrigroup.com/files/limba/franceza/diverse/45\\_poze/image025.jpg](https://www.scrigroup.com/files/limba/franceza/diverse/45_poze/image025.jpg)

• **Etat limite de service :**

Ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont pas vérifiées, il correspond à :

- Etat limite de résistance à la compression du béton.
- Etat limite de déformation
- Etat limite d'ouverture des fissures

L'article (A.4.5,2 du BAEL 91 modifié 99) stipule que la contrainte de compression du béton ( $\bar{\sigma}_{bc}$ ) est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{cj}$$

À 28 jours :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$  ;  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$  avec  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

**σbc = 15 MPa**

• **Diagramme contraintes-déformation du béton :**

La déformation dans le béton est considérée comme élastique linéaire, cette relation est illustrée dans le diagramme ci-dessous

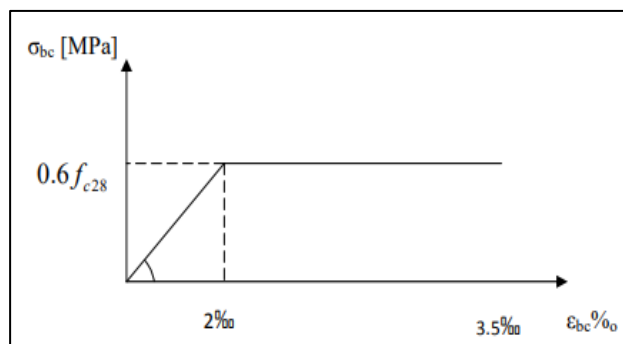


Figure 1.3 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS  
 Source : Mémoire de fin d'étude

### 1.4.1.8. Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par la formule suivante tirée de l'article (Art A.5.1, 1 BAEL 91 modifiée99) :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d}$$

Avec :  $v_u$  : effort tranchant

$b_0$  : largeur de la section considérée

$d$  : hauteur utile

$$d = 0.9 \times h$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes de l'article (Art A.5.1,211 BAEL91 modifiée 99) :

- **Fissuration peu nuisible :**

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

### 1.4.2. Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton seul. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser deux types d'acier dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	symbole	Limite élastique fe en (MPa)	Coefficient de fissuration ( $\eta$ )	Coefficient de cisaillement ( $\psi$ )
Acier en barre	Haute adhérence feE 400	HA	400	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé TLE520	TS	520	1.3	1

Tableau 1.1 : Tableau montrant les principales caractéristiques de l'acier

Source: Mémoire de fin d'étude

#### 1.4.2.1. Module d'élasticité longitudinal :

Quel que soit la nuance de l'acier, la valeur du module d'élasticité «  $E_s$  » est donné par l'article (Art A.2.2,1 du BAEL 91 modifié 99) comme suit :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

**1.4.2.2. Les contraintes limites :**

- **Etat limite ultime « ELU » :**

La contrainte limite ultime de déformation est donné par l'article (**Art A.4. 3, 2 BAEL91 modifié 99**) comme suit :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :  $\sigma_{st}$  : contrainte admissible de l'acier.

$f_e$  : limite d'élasticité.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité tel que :  $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{situation courante} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

Les résultats de  $\bar{\sigma}_{st}$  pour les aciers utilisés dans notre cas sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
<b>f<sub>e</sub>= 400 MPa</b>	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$
<b>f<sub>e</sub>= 520 MPa</b>	$\bar{\sigma}_{st} = 452.17 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 520 \text{ MPa}$

Tableau 1.2 : Contrainte admissible d'élasticité des aciers en fonction de  $\gamma_s$

Source : Mémoire de fin d'étude

- **Diagramme contraintes-déformations de calcul de l'acier :**

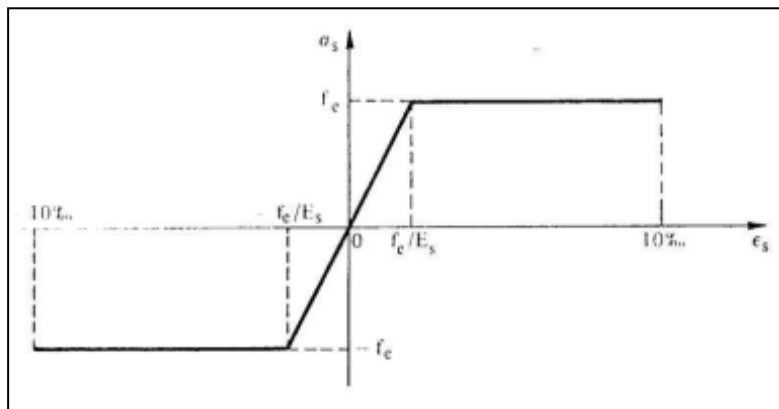


Figure 1.4 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU

Source : Règles BAEL 91 révisées 99 (DTU P18-702) (mars 1992)

- **Etat limite de service « ELS » :**

Il est nécessaire de réduire le risque d'apparition des fissures et l'importance d'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles **BAEL 91 modifié 99**, on distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible** : (BAEL 91 modifiée99/Art A.4.5, 32)

La contrainte n'est soumise à aucune limitation :  $\overline{\sigma}_{st} \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$

- **Fissuration préjudiciable** : (BAEL 91 modifiée99/Art A.4.5,33)

Cas des éléments exposés aux intempéries :  $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$

- **Fissuration très préjudiciable** : (BAEL 91 modifiée99/Art A.4.5,34)

Cas des milieux agressifs :  $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$

Avec :  $\eta$  : coefficient de fissuration  $\begin{cases} \eta = 1.0 & \text{pour les ronds lisse (RL)} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les hautes adhérences (HA)} \end{cases}$

#### 1.4.2.3. Protection des armatures:

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et préserver les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage des armatures soit conforme aux prescriptions réglementaires suivantes : (**BAEL 91 modifiée99/Art A.7.1**).

- **C ≥ 5 cm** : ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressive.
- **C ≥ 3 cm** : pour les parois coffrées ou non soumises à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations.
- **C ≥ 1 cm** : pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposée aux condensations.

#### 1.4.3. Système de coffrage :

On utilisera deux types de coffrage :

- Coffrage en bois : pour les portiques et planchers.
- Coffrage métallique : pour les voiles.

#### Conclusion :

Dans ce premier chapitre, on a pu faire une description générale du projet, déterminer les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux constituant des éléments dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.

# **Chapitre 02 :**

## **Pré-dimensionnement des éléments**

## 2. Introduction :

Le but de ce second chapitre est de pré-dimensionner les éléments constitutifs de notre ouvrage déjà décrit dans le précédent chapitre, ce qui nous permettra de déterminer les charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure. Tout en respectant les règles de conception et de calculs.

### 2.1. Pré dimensionnement des planchers :

#### 2.1.1. Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, poutrelles et d'une dalle de compression, leurs rôles principaux est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Son pré dimensionnement se fait à partir de la vérification de la condition de flèche donnée par le **BAEL 91 modifié 99 (Art B.6.8,424)** :

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22.5}$$

Avec :  $h_t$  : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

$L_{\max}$  : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles

On prend un poteau de la section (25×25) cm<sup>2</sup> qui est la section minimale exigée par le **RPA99 modifié 2003** dans la zone IIa.

Donc :  $L_{\max} = 390 - 25 = 365$  cm.

$$h_t \geq \frac{365}{22.5} = 16.22 \text{ cm}$$

Nous adopterons un plancher de type (16+4),  $h_t = 20$  cm

Avec : - Epaisseur du corps creux : 16 cm

- Epaisseur de la dalle de compression : 4 cm

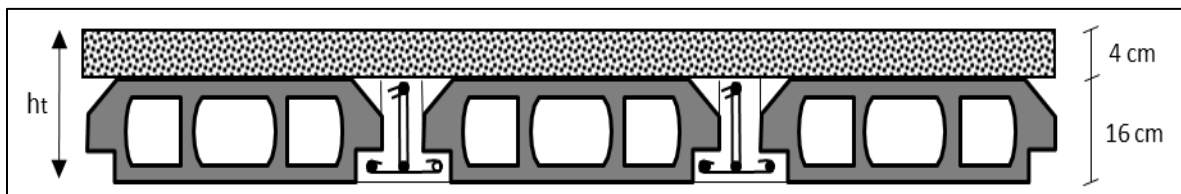


Figure 2.1 : coupe d'un plancher en corps creux.

**NB** : les poutrelles sont disposées dans le sens de la petite portée des panneaux.

#### 2.1.2. Dalles pleines :

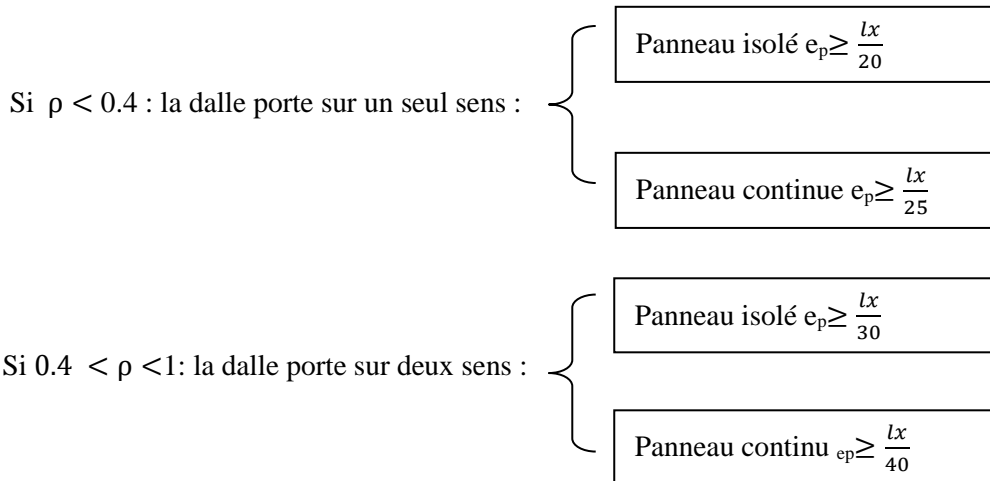
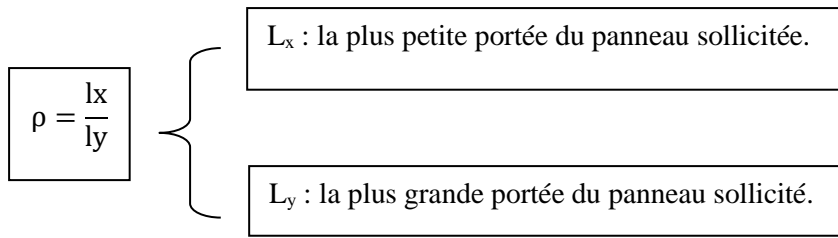
Une dalle pleine est une plaque mince en béton armé coulé sur place, dont l'épaisseur est moins importante par rapport aux autres dimensions.

Leur épaisseur est déterminée en se basant sur les critères donnés par le règlement **CBA93** :

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

Notre dalle pleine est destinée pour l'ascenseur.

• La condition de résistance à la flexion :



La dalle de la salle machine est une dalle pleine en béton armée qui repose sur quatre appuis, avec les dimensions suivantes :

- Panneau d'ascenseur :  $L_x = 151 \text{ cm}$  ;  $L_y = 161 \text{ cm}$

$\rightarrow \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{151}{161} = 0,937$

$0.4 < 0.937 < 1$  donc la dalle porte sur deux sens

- Puisque c'est un panneau isolé :

$\rightarrow e_p \geq \frac{l_x}{30} = \frac{151}{30} = 5.03 \text{ cm}$

$\rightarrow e_p \geq 5.03 \text{ cm.}$

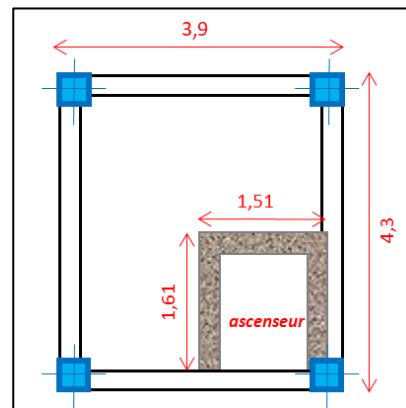


Figure 2.2 : Panneau d'ascenseur  
Source : plan

• Résistance au feu :

- $e \geq 7 \text{ cm}$  : pour une heure de résistance au feu.
- $e \geq 11 \text{ cm}$  : pour deux heures de résistance au feu.

• L'isolation phonique :

- $e \geq 14 \text{ cm}$  pour l'obtention d'une bonne isolation acoustique.

➤ Conclusion :

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend une épaisseur pour la dalle pleine de :  $e_p = 15 \text{ cm.}$

## 2.2. Pré dimensionnement des poutres :

La poutre est un élément horizontal en béton armée, son rôle principal est de transmettre les charges et surcharges aux poteaux et voiles.

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée L, telles que :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec : h : hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

$L_{\max}$  : longueur libre entre nu d'appuis.

De plus ces dimensions seront vérifiées suivent le règlement de **RPA 99 version 2003/Art 7.5.1**

- largeur :  $b \geq 20$  cm

- hauteur :  $h \geq 30$  cm

- le rapport :  $\frac{h}{b} \leq 4$

### 2.2.1. Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur rôle principal est de recevoir les charges par les poutrelles puis les transmettre aux poteaux.

$$L = 390 - 25 = 365 \text{ cm.}$$

- Hauteur h :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

$$\frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \quad \rightarrow 24.33 \text{ cm} \leq h \leq 36.5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{h = 35 \text{ cm.}}$$

- Largeur b :  $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : **b = 30 cm.** Pour des raisons de sécurité (le minimum des sections de béton est **30x30**).

### 2.2.2. Poutres secondaires :

Leur rôle principal est de transmettre les efforts aux poutres porteuses.

$$L = 390 - 25 = 365 \text{ cm.}$$

- Hauteur h :  $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

$$\frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \quad \rightarrow 24.33 \text{ cm} \leq h \leq 36.5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{h = 35 \text{ cm.}}$$

- Largeur b :  $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : **b = 30 cm.** Pour des raisons de sécurité (le minimum des sections de béton est **30x30**).

- Vérifications des conditions du RPA 99 version 2003(Art 7.5.1) :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	35	35	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.16	1.16	Vérifiée

Tableau 2.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA

Toutes les conditions imposées par le RPA sont vérifiées donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales : (30 × 35) cm<sup>2</sup>
- Poutres secondaires : (30 × 35) cm<sup>2</sup>

### 2.3. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage, sous l'effet des efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part ils assurent, selon leur différente conception, la reprise des efforts verticaux. Un élément est considéré comme voile s'il satisfait la condition suivante:  $l \geq 4a$ .

Avec : -  $l$  : portée min des voiles.

-  $a$  : épaisseur des voiles.

Dans le cas contraire, cet élément est considéré comme un élément linéaire.

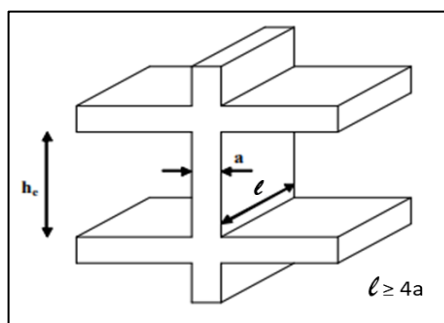


Figure 2.3 : coupe de voile en élévation  
Source : RPA 99 version 2003 (fig.7.7)

D'après le RPA99 version 2003, (art 7.7.1) le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

- L'épaisseur du voile :

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué ci-dessous

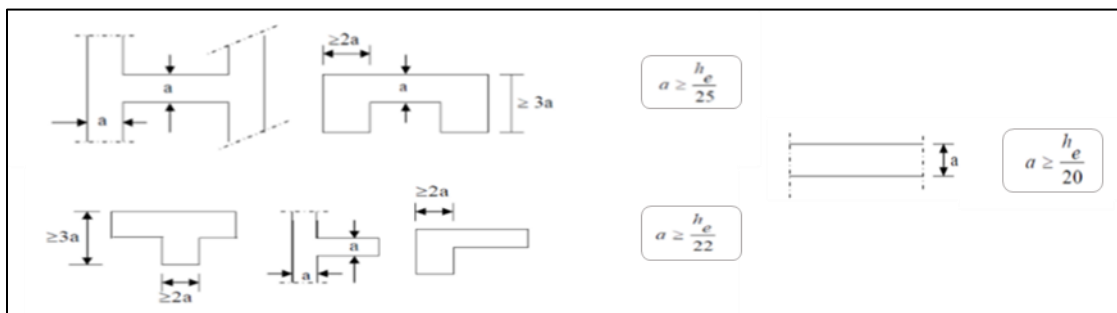
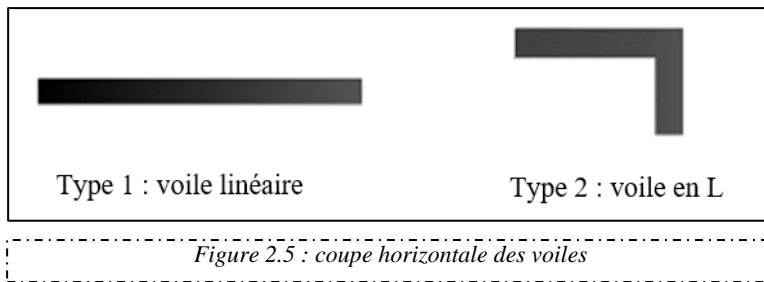


Figure 2.4 : coupes de voiles en plan  
Source : mémoire de fin d'étude - Auteurs

Dans notre structure, on dispose de deux types de voiles : linéaire et en L, les dimensions les plus défavorable sont adoptées pour les deux cas de figures.



$$h_e = h - e_p$$

Avec :  $h$  : hauteur de l'étage.

$e_p$  : épaisseur du plancher.

- **Au niveau du RDC :**

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm.}$$

Type 1 : voile linéaire :  $\frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm}$

➤ **a = 20 cm**

Type 2 : voile en L :  $\frac{h_e}{22} = \frac{388}{22} = 17.63 \text{ cm}$

➤ **a = 18 cm**

On opte pour une épaisseur de :

**a = 20 cm**

- **Au niveau de l'étage courant du 1er étage à usage administratif :**

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm.}$$

Type 1 : voile linéaire :  $\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$

➤ **a = 15 cm**

Type 2 : voile en L :  $\frac{h_e}{22} = \frac{286}{22} = 13 \text{ cm}$

➤ **a = 13 cm**

On opte pour une épaisseur de :

**a = 15 cm**

- **Longueur minimale du voile :** (vérification des exigences du RPA 99Art 7.7.1)

La longueur minimale du voile devra satisfaire la condition suivante :

$$l_{min} \geq 4a$$

Avec :  $L_{min}$  : longueur minimale du voile. ;  $e$  : épaisseur du voile.

Dans notre cas :  $a = 20 \text{ cm}$

$$l_{min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**2.4. Pré dimensionnement des poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs de section rectangulaire, carrée ou circulaire composés d'armatures (longitudinal et transversal), ils sont chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux, afin de les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

Le Pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, à l'ELS en compression simple. En tenant compte des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003 article 7.4.1) pour la zone (IIa), les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ 25cm
- Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ h<sub>c</sub> /20
- 1/4 < b<sub>1</sub> / h<sub>1</sub> < 4

En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges, la section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad \text{avec : } N_s = G + Q$$

Nous avons : **N<sub>s</sub>** : effort normal revenant au Poteau considéré.

**G** : charges permanentes.

**Q** : surcharges d'exploitation en tenant compte de la régression des surcharges.

**S** : sections des poteaux.

**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{15 [ MPa]}.$$

**Remarque :** on considère dans un premier temps, une section de poteau de (25 × 25) cm<sup>2</sup> qui est le minimum exigé par le **RPA**.

**2.4.1. Surface d'influence :**

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

- **Section nette:**

$$S_n = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_n = (1.75 \times 1.75) + (1.75 \times 1.75) + (1.75 \times 1.65) + (1.75 \times 1.65)$$

$$S_n = \mathbf{11.9 m^2}$$

- **Section brute:**

$$S_b = (3.65 \times 3.75)$$

$$S_b = \mathbf{13.68 m^2}$$

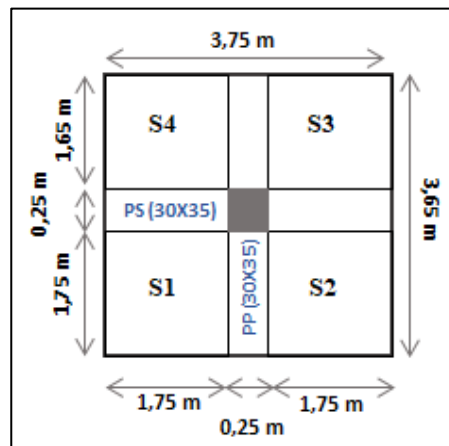


Figure 2.6 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

2.4.2. Détermination des charges et surcharges :

2.4.2.1. Charges permanentes G :

- Plancher terrasse accessible :

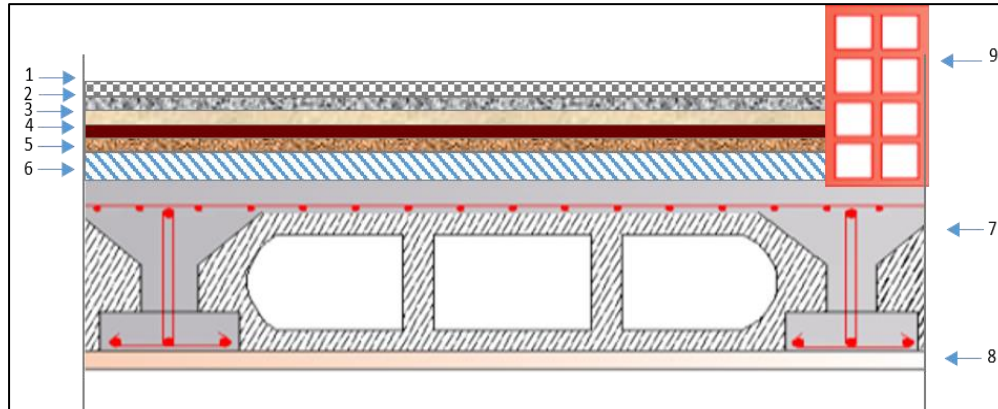


Figure 2.7 : Coupe verticale du plancher terrasse accessible

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Charge G (Kn/m <sup>2</sup> )
1- Revêtement en carrelage antidérapant	0.02	20	0.40
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Couche de sable	0.02	18	0.36
4- Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
5- Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
6- Forme de pente (2%)	0.10	22	2.20
7- Dalle en corps creux (16 cm hourdis + 4 cm dalle de compression)	0.2	14.25	2.85
8- Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
9- Cloison	0.1	10	1
<b>Charge permanente totale G<sub>totale</sub></b>			<b>7.69</b>

Tableau 2.2 : Charges permanentes pour le plancher terrasse accessible.

- Plancher étages courants :

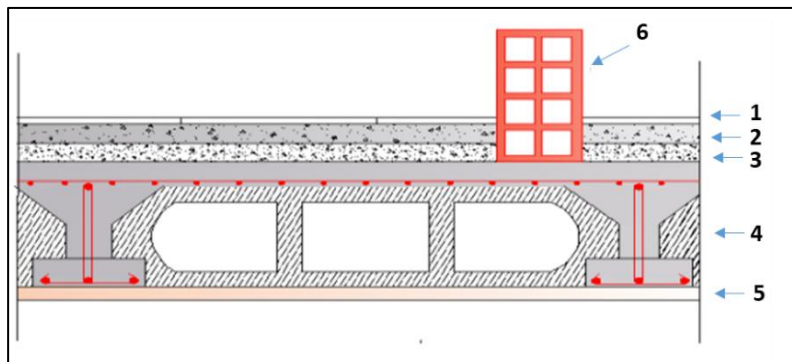


Figure 2.8 : Coupe verticale d'un plancher à corps creux de l'étage courant.

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Charge G (Kn/m <sup>2</sup> )
1- Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2- Mortier de pose	0.02	20	0.4
3- Couche de sable	0.02	18	0.36
4- Plancher en corps creux	0.2	14.25	2.85
5- Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6- Cloison de séparation	0.1	10	1
<b>Charge permanente totale G<sub>totale</sub></b>			<b>5.21</b>

Tableau 2.3 : Charges permanentes pour le plancher étage courant.

- Maçonnerie :
  - Murs extérieurs :

C'est une double cloison en brique creuse de 30 cm d'épaisseur (10+10+10).

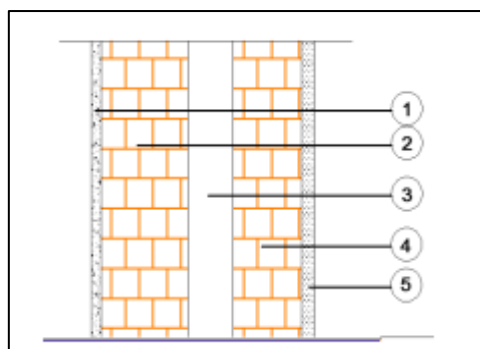


Figure 2.9 : coupe verticale du mur extérieur

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Charge G (Kn/m <sup>2</sup> )
1- Mortier ciment	0.02	18	0.36
2- Brique creuse	0.1	9	0.90
3- Lambe d'air	0.1	/	/
4- Brique creuse	0.1	9	0.90
5- Enduit plâtre	0.2	10	0.20
<b>Charge permanente totale G<sub>totale</sub></b>			<b>2.36</b>

Tableau 2.4 : Charges permanentes revenantes aux murs extérieurs

- Murs intérieures : Charges permanentes revenantes aux murs intérieures :

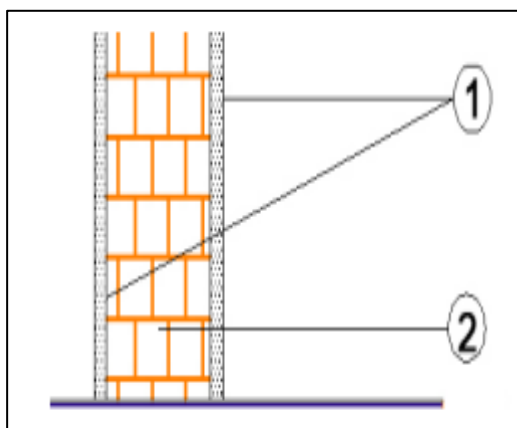


Figure 2.10 : coupe verticale du mur intérieur

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Charge G (Kn/m <sup>2</sup> )
1-Enduit plâtre	0.02	10	0.20
2-Brique creuse	0.1	9	0.90
1-Enduit plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente totale G<sub>totale</sub></b>			<b>1.30</b>

Tableau 2.5 : Charges permanentes revenantes aux murs intérieurs

- **Dalle pleine :**

Charges permanentes revenant à la dalle pleine :



Figure 2.11 : Coupe verticale d'une dalle pleine

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Charge G (Kn/m <sup>2</sup> )
1- Résine polyuréthane	/	/	0.01
2- Dalle pleine	0.15	25	3.75
3- Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale G<sub>totale</sub></b>			<b>3.96</b>

Tableau 2.6 : Charges permanentes pour la dalle pleine.

#### 2.4.2.2. Charges d'exploitation Q :

Elles sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Eléments	Surcharges Q (Kn/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse accessible	1.5
Plancher étage courant	1.5
Plancher étage de service	2.5
Plancher du RDC	5
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

Tableau 2.7 : Surcharge d'exploitation des différents éléments secondaires

- **Poids propre des éléments :**

- ✚ **Poids propre des poutres :**

$$P_{\text{poutre}} = b \times h \times \rho \times L$$

Avec :  $\rho$  : le poids volumique du béton égale à 25 KN/m<sup>3</sup>

$L$  : la longueur de la poutre

- Poutres principales (30×35) cm<sup>2</sup> :

$$L_{PP} = 1.75 + 1.65 = 3.40 \text{ m}$$

$$P_{pp} = 3.4 \times 0.3 \times 0.35 \times 25$$

$$P_{pp} = \mathbf{8.925 \text{ KN.}}$$

- Poutres secondaires (30×35) cm<sup>2</sup> :

$$L_{PS} = 1.75 + 1.75 = 3.50 \text{ m}$$

$$P_{ps} = 3.5 \times 0.35 \times 0.3 \times 25$$

$$P_{ps} = \mathbf{9.187 \text{ KN.}}$$

- Le poids total des poutres :

$$P_p = 8.925 + 9.187 = \mathbf{18.11 \text{ KN.}}$$

- ✚ **Poids propre des poteaux :**

$$P_{\text{poteaux}} = S \times \rho \times h_e$$

Avec :  $S$  : C'est la section des poteaux zone (IIa)  $\geq 25\text{cm}$  (RPA99/2003).

$\rho$  : le poids volumique du béton égale à 25 KN/m<sup>3</sup>

$h_e$  : la hauteur des étages.

- Niveau du RDC :

$$h_e = 4.08 \text{ m}$$

$$P_p = (0.25 \times 0.25) \times 4.08 \times 25$$

$$P_p = \mathbf{6.37 \text{ KN.}}$$

- Niveau des étages courants :

$$h_e = 3.06 \text{ m}$$

$$P_p = (0.25 \times 0.25) \times 3.06 \times 25$$

$$P_p = \mathbf{4.78 \text{ KN.}}$$

- ✚ **Poids propre des planchers :**

$$P = S \times G$$

- Plancher étage courant :

$$P_{pc} = 11.9 \times G$$

$$P_{pc} = 11.9 \times 5.21$$

$$P_{pc} = \mathbf{62 \text{ KN}}$$

- Plancher terrasse :  
 $P_{pt} = 11.9 \times G$   
 $P_{pt} = 11.9 \times 7.69$   
 $P_{pt} = 91.51 \text{ KN}$
- Charges d'exploitation Q :
  - Plancher terrasse :  $Q_0 = 1.5 \times 11.9 = 17.85 \text{ KN}$
  - Plancher étage courant :  $Q_{2\dots 8} = 1.5 \times 11.9 = 17.85 \text{ KN}$
  - Plancher étage de service :  $Q_1 = 2.5 \times 11.9 = 29.75 \text{ KN}$
  - Plancher RDC :  $Q_{rdc} = 5 \times 11.9 = 59.5 \text{ KN}$

**2.4.3. Descente de charge :**

Pour le calcul de la descente des charges, on utilise la règle donnée par le « DTR BC2.2 » qui nous recommande d'appliquer une dégression de charge d'exploitation dans le cas où le bâtiment étudié comporte un nombre de niveau supérieur à 5, et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tous les planchers.

La loi de dégression des charges est applicable dans le calcul de notre ouvrage.

Loi de dégression s'écrit comme suit :

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

Avec :  $Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : surcharge d'exploitation à l'étage  $i$ .

$n$  : numéro d'étage du haut vers le bas.

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

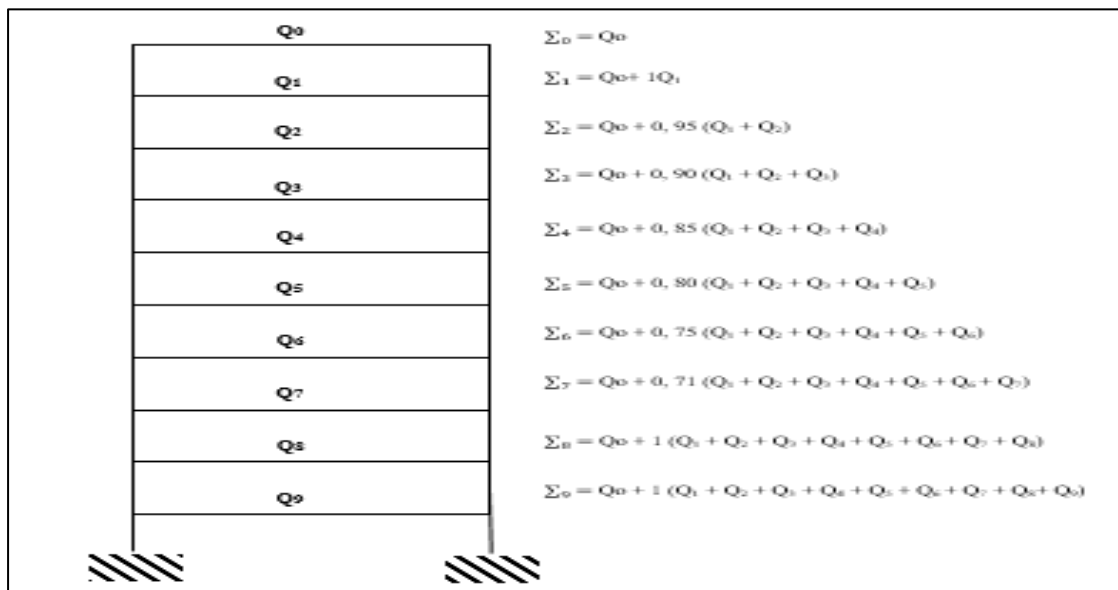


Figure 2.12 : schéma de la descente des charges.

**2.4.3.1. Coefficient de dégression des charges :**

N°	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Niveau	Terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.71	1	1

Tableau 2.8 : Valeurs des coefficients de dégression des surcharges.

**2.4.3.2. Les surcharges d'exploitation cumulées :**

Niveau	Opérations	Résultats (KN)
Terrasse	$Q_0 = 17.85$	17.85
Niveau 8	$Q_0 + Q_1 = 17.85 + 17.85 =$	35.7
Niveau 7	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 17.85 + 0,95 (17.85 + 17.85) =$	51.76
Niveau 6	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 17.85 + 0,90 (17.85 \times 3) =$	66.05
Niveau 5	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 17.85 + 0,85 (17.85 \times 4) =$	78.54
Niveau 4	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 17.85 + 0,80 (17.85 \times 5) =$	89.25
Niveau 3	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 17.85 + 0,75 (17.85 \times 6) =$	98.17
Niveau 2	$Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 17.85 + 0,71 (17.85 \times 7) =$	106.56
Niveau 1	$Q_0 + 1 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 17.85 + 1 [(17.85 \times 7) + 29.75] =$	172.55
RDC	$Q_0 + 1(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 17.85 + 1 [(17.85 \times 7) + 29.75 + 59.5 =$	232.05

Tableau 2.9 : Tableau récapitulatif de la dégression des charges d'exploitation.

### 2.4.3.3. Récapitulatif de la descente des charges :

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Effort normal	Section du poteau (Cm <sup>2</sup> )	
	Planchers	poutres	poteaux	G <sub>totale</sub>	G <sub>cumulé</sub>	Q <sub>pi</sub>	Q <sub>cumulé</sub>	N <sub>s</sub> = G+Q		
								N <sub>s</sub> (KN)	$s = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
<b>Terrasse</b>	91.51	18.11	4.78	114.4	<b>114.4</b>	17.85	<b>17.85</b>	<b>132.25</b>	88.16	(25 × 30)
<b>Niveau 8</b>	62	18.11	4.78	84.89	<b>199.29</b>	35.7	<b>53.55</b>	<b>252.84</b>	168.56	(30 × 35)
<b>Niveau 7</b>	62	18.11	4.78	84.89	<b>284.18</b>	51.76	<b>105.31</b>	<b>389.49</b>	259.66	(30 × 35)
<b>Niveau 6</b>	62	18.11	4.78	84.89	<b>369.07</b>	66.05	<b>171.36</b>	<b>540.43</b>	360.28	(35 × 40)
<b>Niveau 5</b>	62	18.11	4.78	84.89	<b>453.96</b>	78.54	<b>249.9</b>	<b>703.96</b>	469.24	(35 × 40)
<b>Niveau 4</b>	62	18.11	4.78	84.89	<b>538.85</b>	89.25	<b>339.15</b>	<b>878</b>	585.33	(35 × 40)
<b>Niveau 3</b>	62	18.11	4.78	84.89	<b>623.74</b>	98.17	<b>437.32</b>	<b>1061.06</b>	707.37	(35 × 40)
<b>Niveau 2</b>	62	18.11	4.78	84.89	<b>708.63</b>	106.56	<b>543.88</b>	<b>1252.51</b>	835	(40 × 45)
<b>Niveau 1</b>	62	18.11	4.78	84.89	<b>793.52</b>	172.55	<b>716.43</b>	<b>1509.95</b>	1006.63	(40 × 45)
<b>RDC</b>	62	18.11	6.37	86.48	<b>880</b>	232.05	<b>948.48</b>	<b>1828.48</b>	1218.98	(40 × 45)

Tableau 2.10 : Récapitulatif de la descente de charges.

2.4.4. Vérification des exigences du RPA99 (2003) :

Les dimensions de la section transversal des poteaux situé en zone II doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\min(b, h) \geq 25\text{cm}$
- $\min(b, h) \geq h_e/20$
- $1/4 \leq b/h \leq 4$

Avec : b, h : dimensions des poteaux

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeurs calculées	vérifications
(30 × 35)	$\min(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\min(30,35) \geq 25\text{cm}$	Conditions vérifiées
	$\min(b, h) \geq h_e/20$	$\min(30,35) \geq 306/20 = 15.3$	
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$1/4 \leq 30/35 \leq 4$	
(35 × 40)	$\min(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\min(35,40) \geq 25\text{cm}$	Conditions vérifiées
	$\min(b, h) \geq h_e/20$	$\min(35,40) \geq 306/20 = 15.3$	
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$1/4 \leq 35/40 \leq 4$	
(40 × 45)	$\min(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\min(40,45) \geq 25\text{cm}$	Conditions vérifiées
	$\min(b, h) \geq h_e/20$	$\min(40,45) \geq 306/20 = 15.3$	
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$1/4 \leq 40/45 \leq 4$	
(40 × 45)	$\min(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\min(40,35) \geq 25\text{cm}$	Conditions vérifiées
	$\min(b, h) \geq h_e/20$	$\min(40,45) \geq 408/20 = 20.4$	
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$1/4 \leq 40/45 \leq 4$	

Tableau 2.11 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99

• Sections des poteaux adoptées :

- RDC et étage de service et 2<sup>ème</sup> : (40×45) cm<sup>2</sup>.
- 3<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage : (35×40) cm<sup>2</sup>.
- 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage : (30×35) cm<sup>2</sup>.

**2.4.5. Vérification de la résistance des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations. Ce qui nous mène à vérifier l'élancement «  $\lambda$  » des poteaux :

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

Avec :  $\lambda$  : élancement du poteau.

$l_f$  : longueur de flambement.  $l_f = 0.7 \times L_0$

$L_0$  : longueur libre du poteau.

$i$  : rayon de giration.  $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

$I$  : inertie du poteau.  $I = \frac{bh^3}{12}$

$S$  : section transversal du poteau.  $(b \times h) \text{ cm}^2$

On remplace dans  $\lambda$  :

$$\lambda = \frac{0.7 \times L_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7 \times L_0}{\sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{b \times h}}} = \frac{0.7 \times L_0 \times \sqrt{12}}{h} = \frac{2.425 \times L_0}{h}$$

$$\lambda = \frac{2.425 \times L_0}{h}$$

Niveaux	$L_0$	$(h \times b) \text{ cm}^2$	$\lambda$	vérification
<b>RDC</b>	4.08	40×45	24.73	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Etage de service et 2<sup>ème</sup></b>	3.06	40×45	18.55	<b>Condition vérifiée</b>
<b>3<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage</b>	3.06	35×40	21.20	<b>Condition vérifiée</b>
<b>7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage</b>	3.06	30×35	24.73	<b>Condition vérifiée</b>

Tableau 2.12 : Vérification des sections des poteaux au flambement

- La condition de l'élancement  $\lambda \leq 50$  est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

### Conclusion :

Dans ce deuxième chapitre on a pré dimensionné les éléments de notre structure comme suit :

- Les plancher :

Hauteur de plancher à corps creux : 20 cm soit un plancher de (16+4) cm.

- Les poutres :

- Poutres principales : (30x35) cm<sup>2</sup>.

- Poutres secondaires : (30x35) cm<sup>2</sup>.

- Les poteaux :

- RDC et étage de service et 2<sup>ème</sup> : (40x45) cm<sup>2</sup>.

- 3<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage : (35x40) cm<sup>2</sup>.

- 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage : (30x35) cm<sup>2</sup>.

- Terrasse : (25x30) cm<sup>2</sup>.

- Les voiles :

- Voile RDC :  $e_p = 20$  cm.

- Voile étage courant :  $e_p = 15$  cm.

- Dalles plaines : épaisseur de 15 cm.

# **Chapitre 03 :**

## **Calcul des éléments secondaires**

### 3. Introduction :

Le but de ce chapitre est de faire une étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire, tel que les planchers, escaliers, dalle salle machine... cette étude sera basée sur le dimensionnement, le Ferrailage et les différentes vérifications.

Le calcul se fera conformément aux règles du BAEL 91(modifié 99) et le RPA.

#### 3.1. Plancher :

Comme nous l'avons déjà indiqué, notre projet est constitué des planchers en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées dans le sens de la petite portée.

Dans notre cas, nous avons trois planchers différents (service, habitation, terrasse), le calcul se fera pour le plancher le plus défavorable puis adopter le même ferrailage pour tous les planchers.

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Poutrelles de section T
- Corps creux utilisé comme coffrage perdu qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique, son épaisseur est de 16 cm.
- Dalle de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

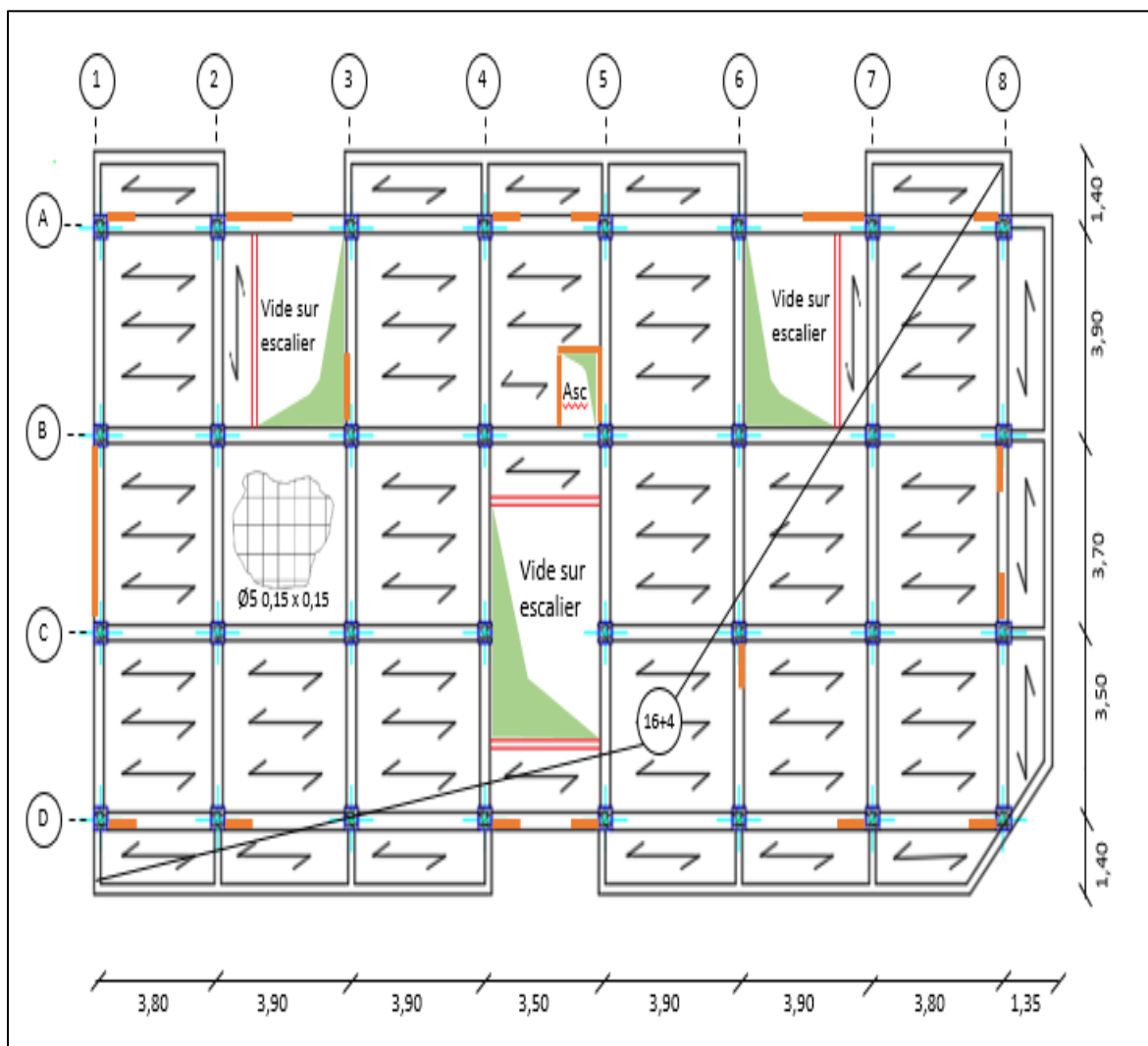


Figure 3.1 : la disposition des poutrelles

**3.1.1. Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (**TLE 520**) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

**3.1.1.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles ( $A_{\perp}$ ):**

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

Avec :  $L'$ : distance entre axes des poutrelles ( $L' = 65$  cm).

$A_{\perp}$  : Section des armatures perpendiculaire aux poutrelles.

$f_e$  : Limite d'élasticité des barres. ( $f_e = 520$ MPa)

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

Nous adoptons :  $A_{\perp} = 5 \text{ T } 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

Avec un espacement :  $S_t = 15$  cm.

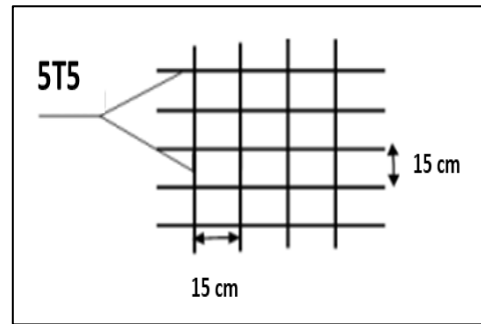


Figure 3.2 : Disposition du treillis soudé dans un plancher en corps creux

**3.1.1.2. Armatures parallèles aux poutrelles ( $A_{//}$ ):**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Avec :  $A_{//}$  : Section des armatures parallèles aux poutrelles.

Nous adoptons :  $A_{//} = 5 \text{ T } 5 = 0.98 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  $S_t = 15$  cm.

On optera pour un treillis soudé **TLE 520** de dimension ( $15 \times 15 \text{ cm}^2$ ) avec un diamètre de  $\Phi 5$ .

**3.1.2. Études des poutrelles :**

**3.1.2.1. Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- **Critère de la petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- **Critère de la continuité** : si les deux sens ont les mêmes dimensions, les poutrelles seront disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

**3.1.2.2. Calculs des poutrelles :**

Le calcul des poutrelles se fera en deux étapes :

- **Étape 1 : avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant une poutre rectangulaire ( $12 \times 4$ ) simplement appuyée sur ses deux extrémités, travaille en flexion simple, elle doit supporter son poids propre, poids propre des corps creux et la surcharge due à l'ouvrier.

➤ Dimensionnement :

- $b = 12\text{cm}$  Largeur de la poutrelle.
- $h = 4\text{cm}$  Hauteur de la poutrelle.
- $c = 2\text{cm}$  Enrobage.
- $d = 2\text{cm}$  Hauteur utile.

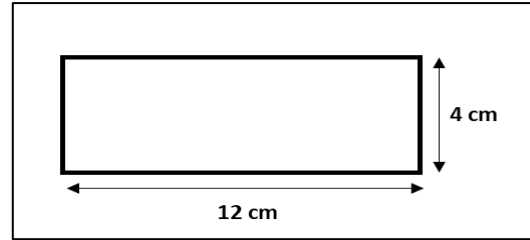


Figure 3.3 : Section transversale de la poutrelle

➤ Chargement :

- Poids propre de la poutrelle :  $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$ .
- Poids du corps creux :  $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$ .
- Poids total :  $0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$  ;  $G = 0.74 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharge due à l'ouvrier :  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$ .

Donc :

- Charge permanente :  $G = 0.74 \text{ KN/ml}$ .
- Charge d'exploitation :  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$ .

✚ Calcul à l'ELU :

- Combinaison de charge :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 (0.74) + 1,5 (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- Le moment en travée :

$$M_t = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.9)^2}{8} = 4.75 \text{ KN/ml}$$

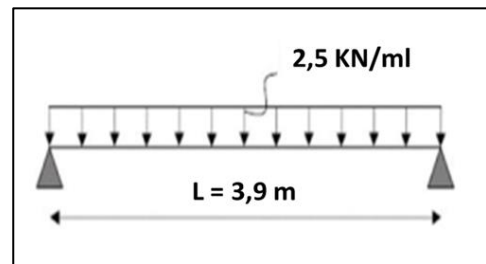


Figure 3.4 : Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle.

- L'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.9}{2} = 4.875 \text{ KN/ml}$$

- Section d'armatures :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.75 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 6.96 > \mu_l = 0.392$$

→ La section est doublement armée (SDA).

**Conclusion :** Vu les faibles dimensions de la poutrelle ( $12 \times 4$ ), il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires avec un espacement de 80 cm à 120 cm 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 nécessaire.

• Etape 2 : après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis, les appuis de rive sont considérés comme partiellement encastrés et les appuis intermédiaires comme étant simple.

➤ Dimensionnement :

- $b = 65 \text{ cm}$  ; distance entre deux axes de deux poutrelles
- $h = (16+4) \text{ cm}$  ; hauteur du plancher en corps creux
- $b_0 = 12 \text{ cm}$  ; largeur de la poutrelle
- $h_0 = 4 \text{ cm}$  ; épaisseur de la dalle de compression
- $b_1$  : débord

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = \mathbf{26.5 \text{ cm}}$$

- $L$  : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles

$$L = 65 - 12 = \mathbf{53 \text{ cm}}$$

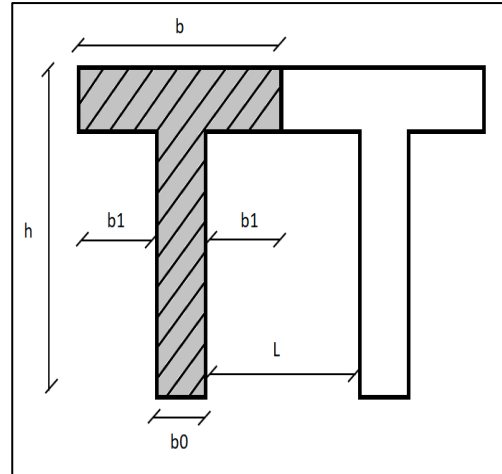


Figure 3.5 : Dimensions de la section en T

➤ Calculs des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

A l'ELU :  $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$ .

A l'ELS :  $q_s = (G + Q) \times 0.65$ .

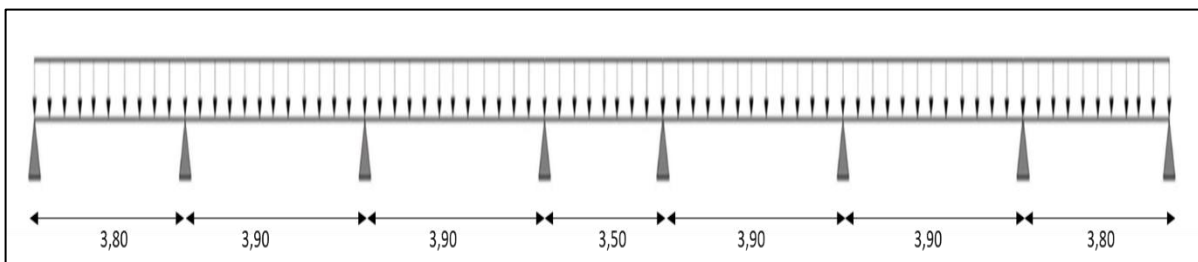
Niveau	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
Terrasse accessible	7.69	1.5	8.21	5.97
Etage courant	5.21	1.5	6.03	4.36
Etage de service	5.21	2.5	7.00	5.01
RDC	5.21	5	9.44	6.63

Tableau 3.1 : charges et surcharges revenants aux poutrelles.

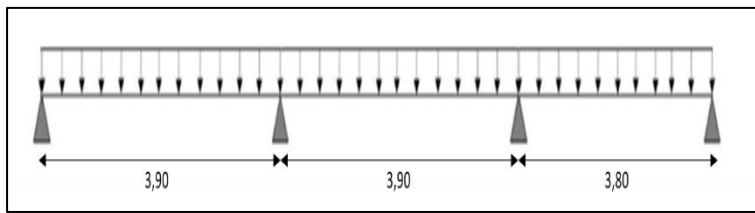
**Remarque :** on constate que le chargement pour le plancher RDC est le plus défavorable, on effectuera le calcul pour le plancher le plus défavorable :  $q_u = 9.44 \text{ KN/ml}$  et  $q_s = 6.63 \text{ KN/ml}$

Dans le cas de notre projet on a trois types de disposition des poutrelles :

- La première comporte une poutrelle sur 8 appuis et 7 travées.



- La deuxième comporte une poutrelle sur 4 appuis et 3 travées.



- La troisième comporte une poutrelle sur 2 appuis et 1 travée.

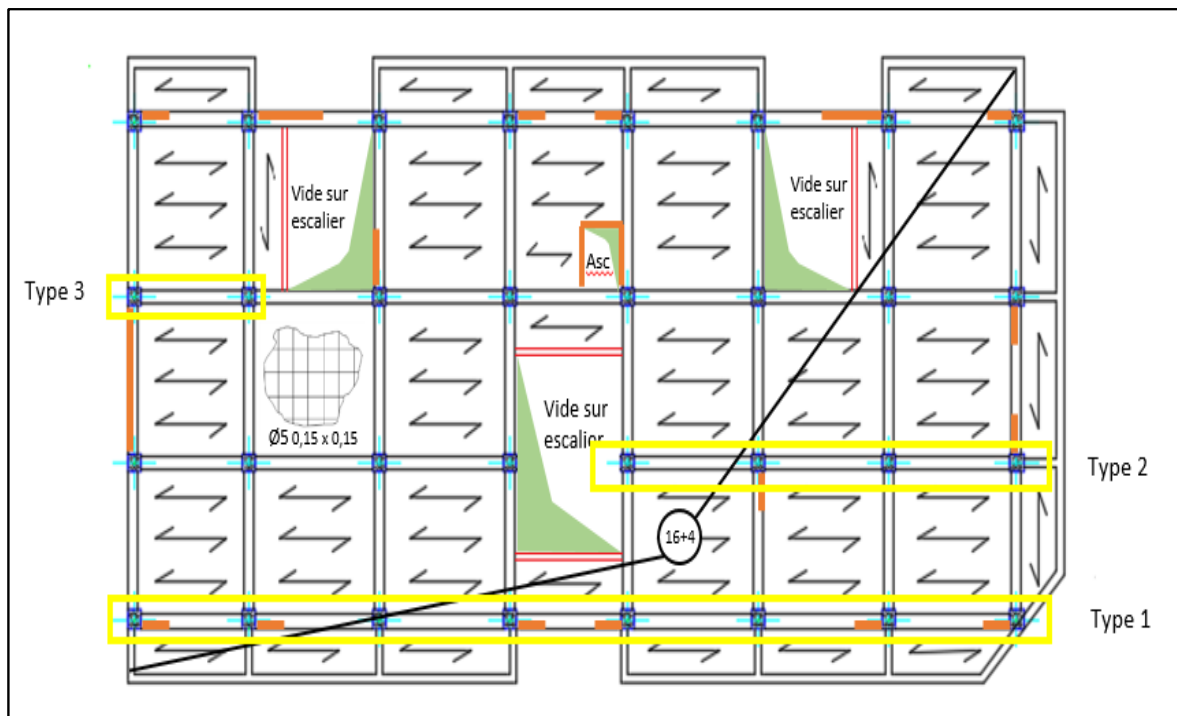
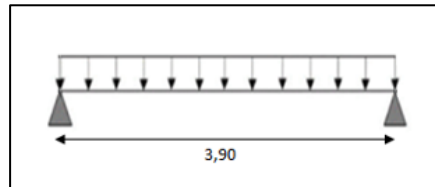


Figure 3.6 : schéma représentent trois types de poutrelles.

### 3.1.2.3. Choix de la méthode de calcul :

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

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

- **Méthode forfaitaire :**

Elle consiste à évaluer les moments en travées et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant « $M_0$ » dans la travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

- a) La surcharge  $Q \leq \min (2 G ; 5 \text{ [kN/m}^2\text{)})$ .
- b) Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées.
- c) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

❖ **Etude du premier cas :** (poutrelle sur 8 appuis et 7 travées)

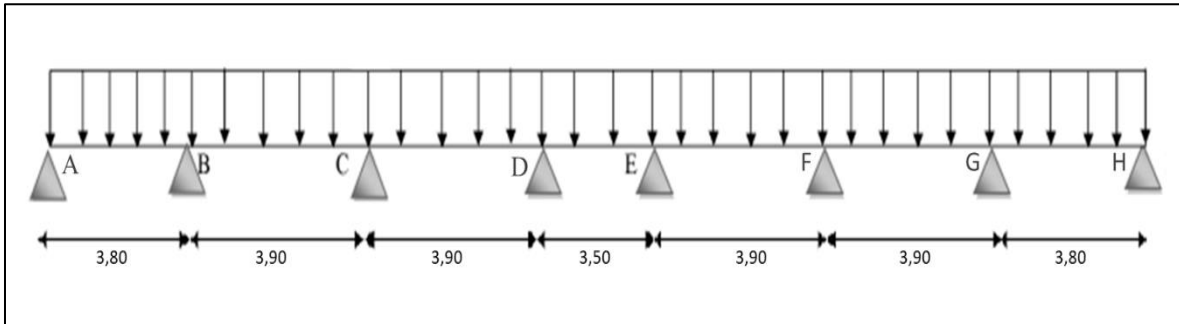


Figure 3.7 : schéma statique de la poutrelle à 7 travées.

a) Calcul de poids et surcharges des planchers :

$$Q \leq \min (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_{RDC} = 5 \times 0,65 = 3,25 \\ 2G = 2 \times 5,21 \times 0,65 = 6,733 \end{array} \right\} \rightarrow 3,25 \leq \min (6,733 ; 5 \text{ (KN/m}^2\text{)}) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées ..... **Condition vérifiée.**

c) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

Application numérique :  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{l_1}{l_2} = \frac{3,80}{3,90} = 0,97 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_2}{l_3} = \frac{3,90}{3,90} = 1 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_3}{l_4} = \frac{3,90}{3,50} = 1,11 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_4}{l_5} = \frac{3,50}{3,90} = 0,89 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_5}{l_6} = \frac{3,90}{3,90} = 1 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_6}{l_7} = \frac{3,90}{3,80} = 1,02 \leq 1,25 \end{array} \right\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable..... **Condition vérifiée.**

**Conclusion :**

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

➤ **Exposé de la méthode :**

Le rapport ( $\alpha$ ) le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des surcharges d'exploitation (valeurs non pondérée) est défini comme suit :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

$M_0$  : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante, de même portée "l" que la travée considérée, et soumise aux mêmes charges q.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$M_w, M_e, M_t$  : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite ainsi que le moment max en travée de la travée considérée en tenant compte de la continuité.

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

$$M_t \geq \max[1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_w+M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0, \text{ Pour une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0, \text{ Pour une travée de rive.}$$

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

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

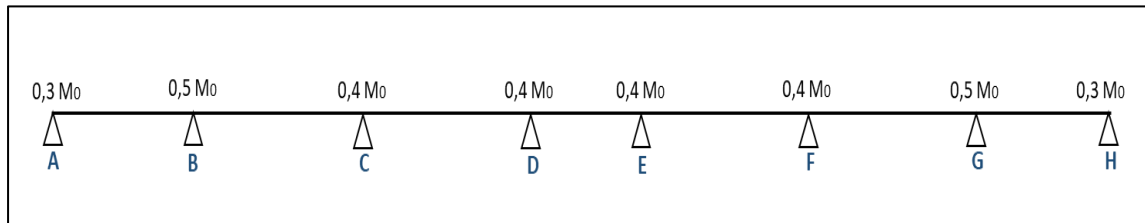


Figure 3.8 : coefficients des moments sur appuis poutrelle cas 1

➤ **Application de la méthode :**

- **Calcul du rapport de charge ( $\alpha$ ) et des fonctions  $f(\alpha)$  :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \rightarrow \alpha = \frac{5}{5+5.21} = 0.49$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
$\alpha$	$1 + 0.3\alpha$	$\frac{1 + 0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}$
<b>0.49</b>	1.147	0.573	0.673

Tableau 3.2 : tableau des coefficients.

❖ A P'ELU :  $G = 5.21 \text{ KN/ml}$  ;  $Q = 5 \text{ KN/ml}$  ;  $q_u = 9.44 \text{ KN/ml}$

• Calcul des moments isostatiques :

$$\left. \begin{aligned} M_{01} &= \frac{ql^2}{8} = \frac{9.44 \times 3.8^2}{8} = \mathbf{17.04 \text{ KN.m}} \\ M_{02} &= \frac{ql^2}{8} = \frac{9.44 \times 3.9^2}{8} = \mathbf{17.94 \text{ KN.m}} \\ M_{03} &= \frac{ql^2}{8} = \frac{9.44 \times 3.9^2}{8} = \mathbf{17.94 \text{ KN.m}} \\ M_{04} &= \frac{ql^2}{8} = \frac{9.44 \times 3.5^2}{8} = \mathbf{14.45 \text{ KN.m}} \\ M_{05} &= \frac{ql^2}{8} = \frac{9.44 \times 3.9^2}{8} = \mathbf{17.94 \text{ KN.m}} \\ M_{06} &= \frac{ql^2}{8} = \frac{9.44 \times 3.9^2}{8} = \mathbf{17.94 \text{ KN.m}} \\ M_{07} &= \frac{ql^2}{8} = \frac{9.44 \times 3.8^2}{8} = \mathbf{17.04 \text{ KN.m}} \end{aligned} \right\} M_{01} = M_{07} ; M_{02} = M_{03} = M_{05} = M_{06} ; M_{04}$$

• Calcul des moments aux appuis :

$$\begin{aligned} M_A &= 0.3 \times M_{01} = 0.3 \times 17.04 = \mathbf{5.112 \text{ KN.m}} \\ M_B &= 0.5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times 17.94 = \mathbf{8.97 \text{ KN.m}} \\ M_C &= 0.4 \max(M_{02}; M_{03}) = 0.4 \times 17.94 = \mathbf{7.176 \text{ KN.m}} \\ M_D &= 0.4 \max(M_{03}; M_{04}) = 0.4 \times 17.94 = \mathbf{7.176 \text{ KN.m}} \\ M_E &= 0.4 \max(M_{04}; M_{05}) = 0.4 \times 17.94 = \mathbf{7.176 \text{ KN.m}} \\ M_F &= 0.4 \max(M_{05}; M_{06}) = 0.4 \times 17.94 = \mathbf{7.176 \text{ KN.m}} \\ M_G &= 0.5 \max(M_{06}; M_{07}) = 0.5 \times 17.94 = \mathbf{8.97 \text{ KN.m}} \\ M_H &= 0.3 \times M_{07} = 0.3 \times 17.04 = \mathbf{5.112 \text{ KN.m}} \end{aligned}$$

• Calcul des moments en travées :

- Travée AB :

$$Mt_{AB} \geq \max[1.05M_{01}; (1 + 0.3\alpha)M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$Mt_{AB} \geq 1.147 \times 17.04 - \frac{5.112 + 8.97}{2}$$

$$Mt_{AB} \geq \mathbf{12.50 \text{ KN.m}} \dots\dots(1)$$

$$Mt_{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} \rightarrow \text{Travée de rive}$$

$$Mt_{AB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.673 \times 17.04$$

$$Mt_{AB} \geq \mathbf{11.46 \text{ KN.m}} \dots\dots(2)$$

De (1) et (2) :  $Mt_{AB} = \mathbf{12.50 \text{ KN.m}}$

- Travée BC :

$$Mt_{BC} \geq \max[1.05M_{02}; (1 + 0.3\alpha)M_{02}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$Mt_{BC} \geq 1.147 \times 17.94 - \frac{8.97 + 7.176}{2}$$

$$Mt_{BC} \geq \mathbf{12.50 \text{ KN.m}} \dots\dots(1)$$

$$Mt_{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} \rightarrow \text{Travée intermédiaire}$$

$$Mt_{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.573 \times 17.94$$

$$Mt_{BC} \geq \mathbf{10.28 \text{ KN.m}} \dots\dots(2)$$

De (1) et (2) :  $Mt_{BC} = \mathbf{12.50 \text{ KN.m}}$

- **Travée CD :**

$$Mt_{CD} \geq \max[1.05M_{03}; (1 + 0.3\alpha)M_{03}] - \frac{M_C+M_D}{2}$$

$$Mt_{CD} \geq 1.147 \times 17.94 - \frac{7.176+7.176}{2}$$

$$Mt_{CD} \geq \mathbf{13.40 \text{ KN.m}} \dots\dots(1)$$

$$Mt_{CD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} \rightarrow \text{Travée intermédiaire}$$

$$Mt_{CD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.573 \times 17.94$$

$$Mt_{CD} \geq \mathbf{10.28 \text{ KN.m}} \dots\dots(2)$$

De (1) et (2) :  $Mt_{CD} = \mathbf{13.40 \text{ KN.m}}$

- **Travée DE :**

$$Mt_{DE} \geq \max[1.05M_{04}; (1 + 0.3\alpha)M_{04}] - \frac{M_D+M_E}{2}$$

$$Mt_{DE} \geq 1.147 \times 14.45 - \frac{7.176+7.176}{2}$$

$$Mt_{DE} \geq \mathbf{9.39 \text{ KN.m}} \dots\dots(1)$$

$$Mt_{DE} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{04} \rightarrow \text{Travée intermédiaire}$$

$$Mt_{DE} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{04} = 0.573 \times 14.45$$

$$Mt_{DE} \geq \mathbf{8.28 \text{ KN.m}} \dots\dots(2)$$

De (1) et (2) :  $Mt_{DE} = \mathbf{9.39 \text{ KN.m}}$

- **Travée EF :**

$$Mt_{EF} \geq \max[1.05M_{05}; (1 + 0.3\alpha)M_{05}] - \frac{M_E+M_F}{2}$$

$$Mt_{EF} \geq 1.147 \times 17.94 - \frac{7.176+7.176}{2}$$

$$Mt_{EF} \geq \mathbf{13.40 \text{ KN.m}} \dots\dots(1)$$

$$Mt_{EF} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{05} \rightarrow \text{Travée intermédiaire}$$

$$Mt_{EF} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{05} = 0.573 \times 17.94$$

$$Mt_{EF} \geq \mathbf{10.28 \text{ KN.m}} \dots\dots(2)$$

De (1) et (2) :  $Mt_{EF} = \mathbf{13.40 \text{ KN.m}}$

- Travée FG :

$$Mt_{FG} \geq \max[1.05M_{06}; (1 + 0.3\alpha)M_{06}] - \frac{M_F + M_G}{2}$$

$$Mt_{FG} \geq 1.147 \times 17.94 - \frac{7.176 + 8.97}{2}$$

$$Mt_{FG} \geq \mathbf{12.50 \text{ KN.m}} \dots\dots(1)$$

$$Mt_{FG} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{06} \rightarrow \text{Travée intermédiaire}$$

$$Mt_{FG} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{06} = 0.573 \times 17.94$$

$$Mt_{FG} \geq \mathbf{10.28 \text{ KN.m}} \dots\dots(2)$$

De (1) et (2) :  $Mt_{FG} = \mathbf{12.50 \text{ KN.m}}$

- Travée GH :

$$Mt_{GH} \geq \max[1.05M_{07}; (1 + 0.3\alpha)M_{07}] - \frac{M_G + M_H}{2}$$

$$Mt_{GH} \geq 1.147 \times 17.04 - \frac{8.97 + 5.112}{2}$$

$$Mt_{GH} \geq \mathbf{12.50 \text{ KN.m}} \dots\dots(1)$$

$$Mt_{GH} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{07} \rightarrow \text{Travée de rive}$$

$$Mt_{GH} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{07} = 0.673 \times 17.04$$

$$Mt_{GH} \geq \mathbf{11.46 \text{ KN.m}} \dots\dots(2)$$

De (1) et (2) :  $Mt_{GH} = \mathbf{12.50 \text{ KN.m}}$

• Calcul des efforts tranchant :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Avec :  $\theta(x)$  : Effort tranchant de la travée isostatique.

$l$  : longueur de la travée considérée.

$M_i$  et  $M_{i+1}$  : sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébrique.

$$\text{On aura : } T_w = \frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad ; \quad T_e = -\frac{qu \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

- Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{9.44 \times 3.80}{2} + \frac{(-8.97) - (-5.112)}{3.80} = \mathbf{16.92 \text{ KN}} \\ T_B = \frac{-9.44 \times 3.80}{2} + \frac{(-8.97) - (-5.112)}{3.80} = \mathbf{-18.95 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

- Travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_B = \frac{9.44 \times 3.90}{2} + \frac{(-7.176) - (-8.97)}{3.90} = \mathbf{18.86 \text{ KN}} \\ T_C = \frac{-9.44 \times 3.90}{2} + \frac{(-7.176) - (-8.97)}{3.90} = \mathbf{-17.95 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

- Travée CD :

$$\begin{cases} T_C = \frac{9.44 \times 3.90}{2} + \frac{(-7.176) - (-7.176)}{3.90} = \mathbf{18.4 \text{ KN}} \\ T_D = \frac{-9.44 \times 3.90}{2} + \frac{(-7.176) - (-7.176)}{3.90} = \mathbf{-18.4 \text{ KN}} \end{cases}$$

- Travée DE :

$$\begin{cases} T_D = \frac{9.44 \times 3.5}{2} + \frac{(-7.176) - (-7.176)}{3.50} = \mathbf{16.52 \text{ KN}} \\ T_E = \frac{-9.44 \times 3.5}{2} + \frac{(-7.176) - (-7.176)}{3.50} = \mathbf{-16.52 \text{ KN}} \end{cases}$$

- Travée EF :

$$\begin{cases} T_E = \frac{9.44 \times 3.90}{2} + \frac{(-7.176) - (-7.176)}{3.90} = \mathbf{18.4 \text{ KN}} \\ T_F = \frac{-9.44 \times 3.90}{2} + \frac{(-7.176) - (-7.176)}{3.90} = \mathbf{-18.4 \text{ KN}} \end{cases}$$

- Travée FG :

$$\begin{cases} T_F = \frac{9.44 \times 3.90}{2} + \frac{(-8.97) - (-7.176)}{3.90} = \mathbf{17.95 \text{ KN}} \\ T_G = \frac{-9.44 \times 3.90}{2} + \frac{(-8.97) - (-7.176)}{3.90} = \mathbf{-18.86 \text{ KN}} \end{cases}$$

- Travée GH :

$$\begin{cases} T_G = \frac{9.44 \times 3.80}{2} + \frac{(-5.112) - (-8.97)}{3.80} = \mathbf{18.95 \text{ KN}} \\ T_H = \frac{-9.44 \times 3.80}{2} + \frac{(-5.112) - (-8.97)}{3.80} = \mathbf{-16.92 \text{ KN}} \end{cases}$$

• Diagrammes des efforts internes :

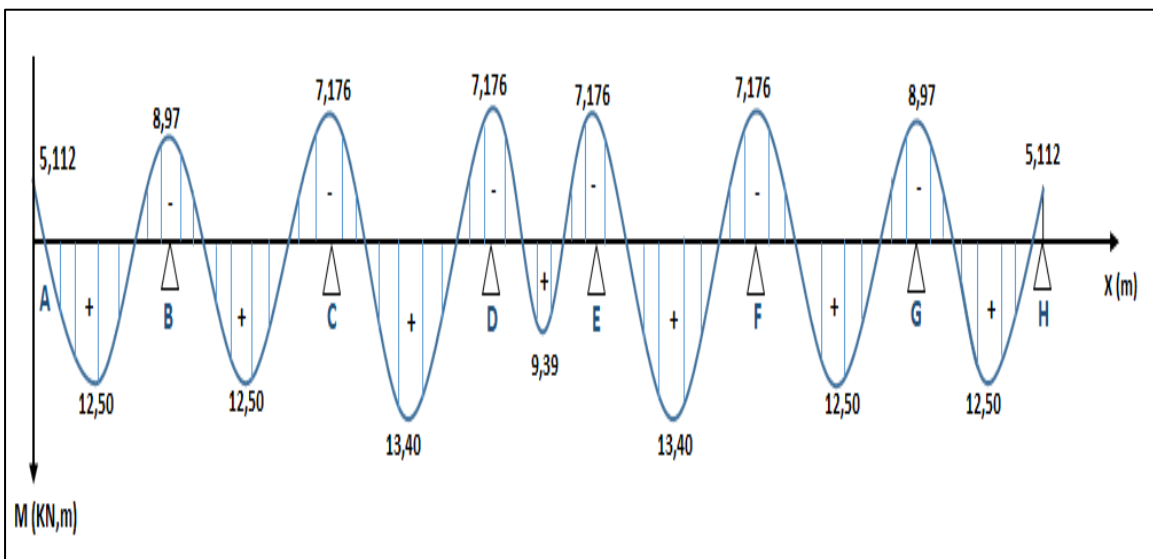


Figure 3.9 : Diagramme des moments à l'ELU poutrelle cas 1

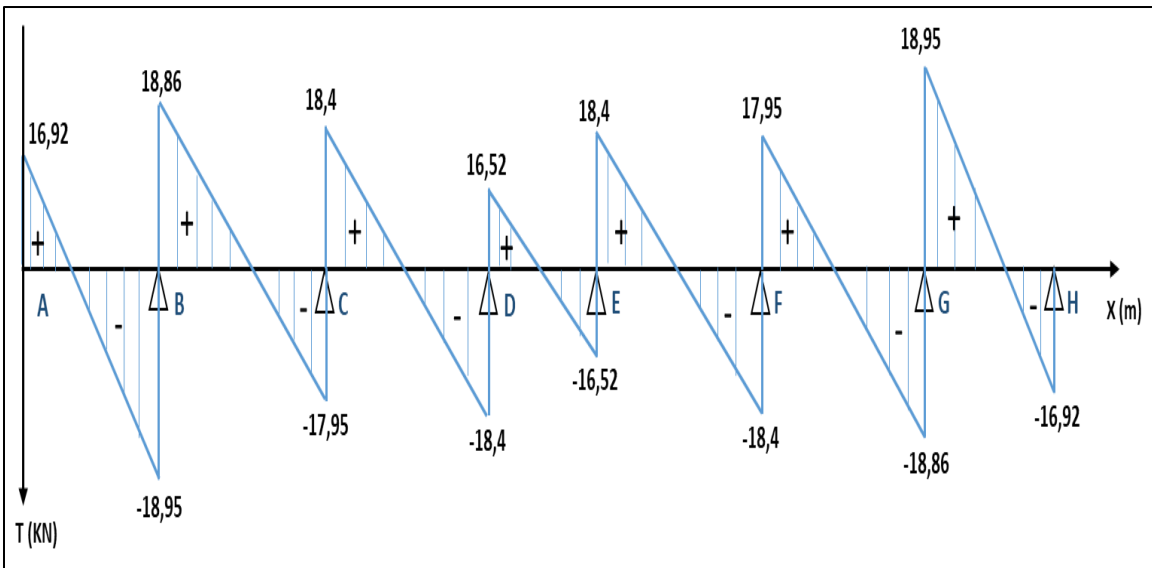


Figure 3.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU poutrelle cas I

❖ Etude du deuxième cas : (poutrelle sur 4 appuis et 3 travées)

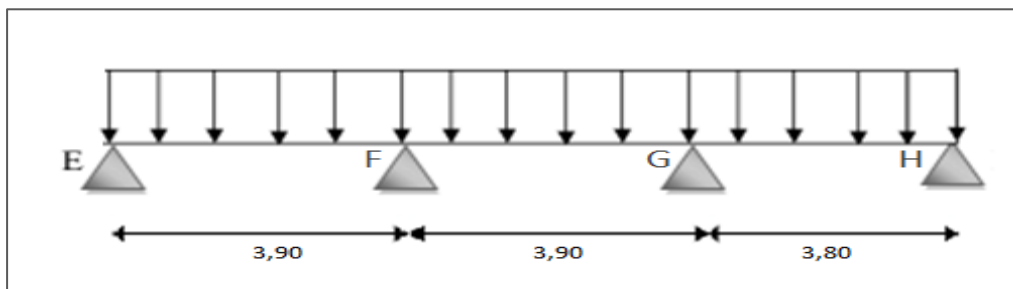


Figure 3.11 : schéma statique de la poutrelle à 3 travées.

a) Calcul de poids et surcharges des planchers :

$$Q \leq \min (2 G ; 5 \text{ kN/m}^2) :$$

$$\left. \begin{aligned} Q_{RDC} &= 5 \times 0,65 = 3,25 \\ 2G &= 2 \times 5,21 \times 0,65 = 6,733 \end{aligned} \right\} \rightarrow 3,25 \leq \min (6,733 ; 5 \text{ (kN/m}^2)) \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées.....condition vérifiée.

c) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

Application numérique :  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

$$\left. \begin{aligned} 0,8 \leq \frac{l_1}{l_2} = \frac{3,90}{3,90} = 1 \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_2}{l_3} = \frac{3,90}{3,80} = 1,02 \leq 1,25 \end{aligned} \right\} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) La fissuration est considérée comme non préjudiciable..... Condition vérifiée.

**Conclusion :**

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

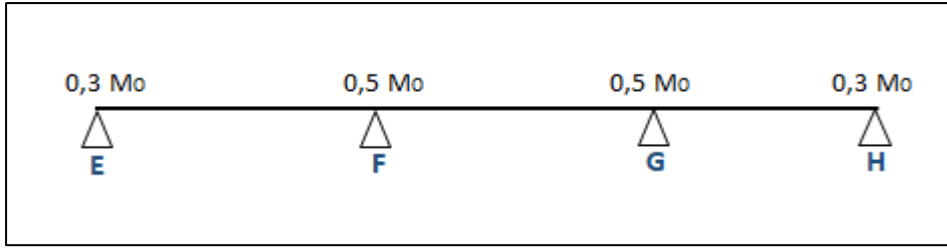


Figure 3.12 : coefficients des moments sur appuis poutrelle cas 2

• Calcul des moments isostatiques :

$$\begin{aligned}
 M_{01} &= \frac{ql^2}{8} = \frac{9,44 \times 3,9^2}{8} = 17,94 \text{ KN.m} \\
 M_{02} &= \frac{ql^2}{8} = \frac{9,44 \times 3,9^2}{8} = 17,94 \text{ KN.m} \\
 M_{03} &= \frac{ql^2}{8} = \frac{9,44 \times 3,8^2}{8} = 17,04 \text{ KN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_{01} \\ M_{02} \\ M_{03} \end{aligned}} \right\} M_{01} = M_{02}$$

• Calcul des moments aux appuis :

$$\begin{aligned}
 M_E &= 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 17,94 = 5,382 \text{ KN.m} \\
 M_F &= 0,5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 17,94 = 8,97 \text{ KN.m} \\
 M_G &= 0,5 \max(M_{02}; M_{03}) = 0,5 \times 17,94 = 8,97 \text{ KN.m} \\
 M_H &= 0,3 \times M_{03} = 0,3 \times 17,04 = 5,112 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

• Calcul des moments en travées :

- Travée EF :  $M_{tEF} \geq \max[1,05M_{01}; (1 + 0,3\alpha)M_{01}] - \frac{M_E + M_F}{2}$

$$M_{tEF} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} \rightarrow \text{Travée de rive}$$

$$\left. \begin{aligned}
 M_{tEF} &\geq 1,147 \times 17,94 - \frac{5,382 + 8,97}{2} = 13,40 \text{ KN.m} \\
 M_{tEF} &\geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,673 \times 17,94 = 12,073 \text{ KN.m}
 \end{aligned} \right\} M_{tEF} = 13,40 \text{ KN.m}$$

- Travée FG :  $M_{tFG} \geq \max[1,05M_{02}; (1 + 0,3\alpha)M_{02}] - \frac{M_F + M_G}{2}$

$$M_{tFG} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} \rightarrow \text{Travée intermédiaire}$$

$$\left. \begin{aligned}
 M_{tFG} &\geq 1,147 \times 17,94 - \frac{8,97 + 8,97}{2} = 11,60 \text{ KN.m} \\
 M_{tFG} &\geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,573 \times 17,94 = 10,28 \text{ KN.m}
 \end{aligned} \right\} M_{tFG} = 11,60 \text{ KN.m}$$

- Travée GH :  $M_{tGH} \geq \max[1,05M_{03}; (1 + 0,3\alpha)M_{03}] - \frac{M_G + M_H}{2}$

$$M_{tGH} \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{03} \rightarrow \text{Travée de rive}$$

$$\left. \begin{aligned} Mt_{GH} &\geq 1.147 \times 17.04 - \frac{8.97+5.112}{2} = 12.50 \text{ KN.m} \\ Mt_{GH} &\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.673 \times 17.04 = 11.46 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} Mt_{GH} = 12.50 \text{ KN.m}$$

• Calcul des efforts tranchant :

$$\begin{aligned} \text{- Travée EF : } &\left\{ \begin{aligned} T_E &= \frac{9.44 \times 3.90}{2} + \frac{(-5.382) - (-8.97)}{3.90} = 19.328 \text{ KN} \\ T_F &= \frac{-9.44 \times 3.90}{2} + \frac{(-5.382) - (-8.97)}{3.90} = -17.488 \text{ KN} \end{aligned} \right. \\ \text{- Travée FG : } &\left\{ \begin{aligned} T_F &= \frac{9.44 \times 3.90}{2} + \frac{(-8.97) - (-8.97)}{3.90} = 18.408 \text{ KN} \\ T_G &= -\frac{9.44 \times 3.90}{2} + \frac{(-8.97) - (-8.97)}{3.90} = -18.408 \text{ KN} \end{aligned} \right. \\ \text{- Travée GH : } &\left\{ \begin{aligned} T_G &= \frac{9.44 \times 3.80}{2} + \frac{(-8.97) - (-5.112)}{3.80} = 16.92 \text{ KN} \\ T_H &= \frac{-9.44 \times 3.80}{2} + \frac{(-8.97) - (-5.112)}{3.80} = -18.951 \text{ KN} \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

• Diagrammes des efforts internes :

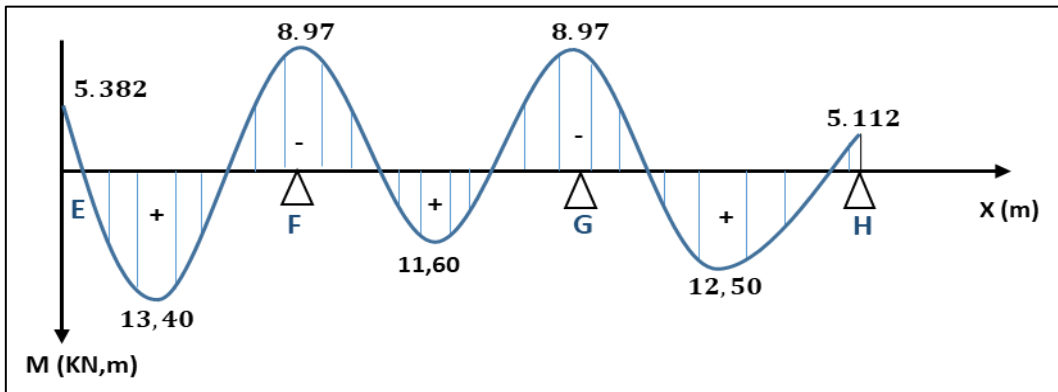


Figure 3.13 : Diagramme des moments à l'ELU poutrelle cas 2

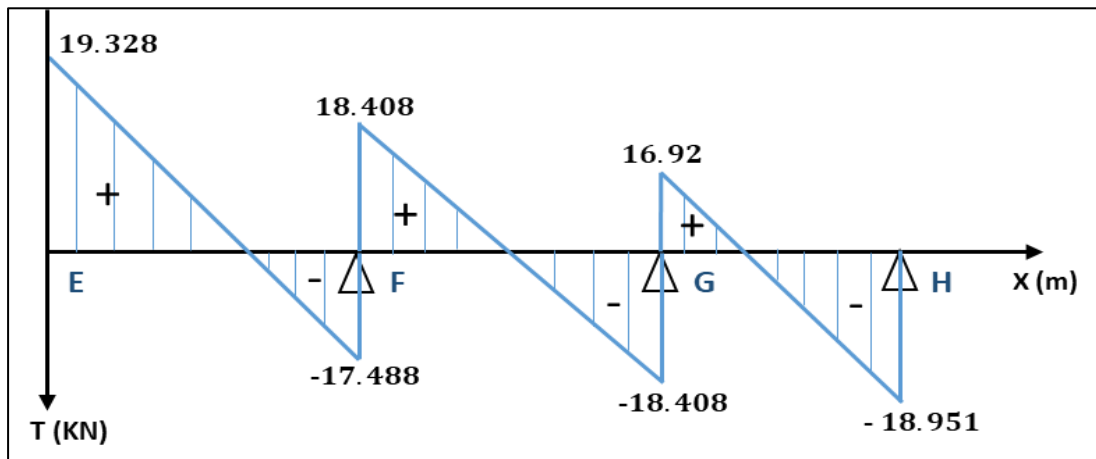


Figure 3.14 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU poutrelle cas 2

## ❖ Etude du troisième cas :

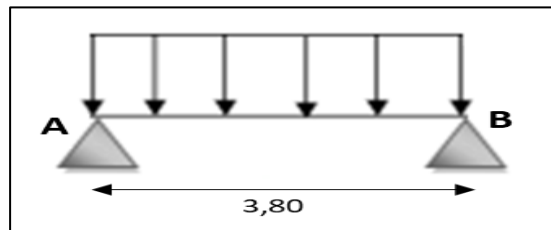


Figure 3.15 : schéma statique de la poutrelle à 1 travée.

- Le calcul se fera avec la méthode RDM :

**Travée AB :**

- **Moment isostatique :**

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9,44 \times 3,8^2}{8} = 17,04 \text{ KN.m}$$

- **Moments au appuis :**

$$M_A = M_B = 0 \text{ KN.m}$$

Sur les appuis de rive le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égale à  $0,15 \times M_0$

$$M_A = M_B = 0,15 \times 17,04 = 2,55 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée :**

$$M_{tAB} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9,44 \times 3,8^2}{8} = 17,04 \text{ KN.m}$$

- **Efforts tranchants :**

$$V_A = \frac{q \times l}{2} = \frac{9,44 \times 3,8}{2} = 17,93 \text{ KN}$$

$$V_B = \frac{-q \times l}{2} = \frac{-9,44 \times 3,8}{2} = -17,93 \text{ KN}$$

- **Diagrammes des efforts internes :**

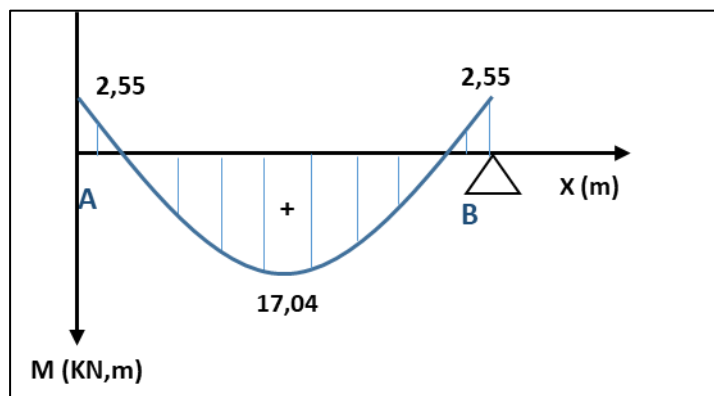


Figure 3.16 : Diagramme des moments à l'ELU poutrelle cas 3

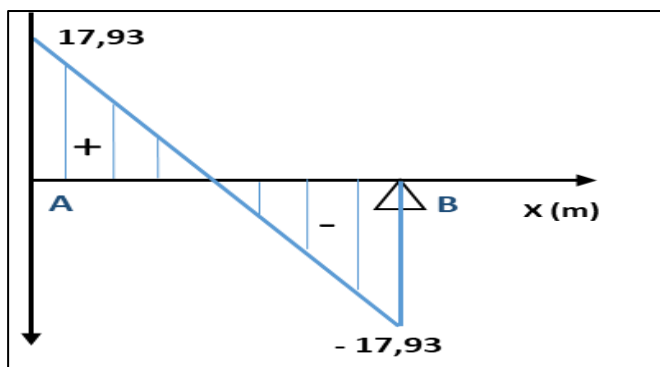


Figure 3.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU poutrelle cas 3

Les résultats des efforts internes à l'ELU sont données ci-dessous sous forme de tableau :

	Travée	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$T_i$ (KN)	$T_{i+1}$ (KN)
Cas N°1	A-B	5.112	8.97	12.50	16.92	-18.95
	B-C	8.97	7.176	12.50	18.86	-17.95
	C-D	7.176	7.176	13.40	18.4	-18.4
	D-E	7.176	7.176	9.39	16.52	-16.52
	E-F	7.176	7.176	13.40	18.4	-18.4
	F-G	7.176	8.97	12.50	17.95	-18.86
	G-H	8.97	5.112	12.50	18.95	-16.92
Cas N°2	E-F	5.382	8.97	13.40	19.328	-17.488
	F-G	8.97	8.97	11.60	18.408	-18.408
	G-H	8.97	5.112	12.50	16.92	-18.951
Cas N°3	A-B	2.55	2.55	17.04	17.93	-17.93

Tableau 3.3 : Récapitulatif des efforts internes à l'ELU

Les calculs qui suivent se feront avec les efforts Max entre les trois types de poutrelles à l'ELU :

$$M_{t \max} = 17.04 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{a \max} = 8.97 \text{ KN.m} \quad ; \quad T_u = 19.328 \text{ KN}$$

- Calcul des armatures :

- Armatures longitudinales :

En travée :

$$M_{t_{\max}} = 17.04 \text{ KN.m}$$

$M_0$  : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = \mathbf{14.2 \text{ MPa}}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = \mathbf{59.072 \text{ KN.m}}$$

$M_{t_{\max}} = 17.04 \text{ KN.m} < 59.072 \text{ KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre se situe dans la table de compression.

Donc le calcul se fera pour une section rectangulaire (65 x 20) cm<sup>2</sup>.

$$\mu = \frac{M_{t_{\max}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.04 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.056$$

$\mu = 0.056 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA).

$$\mu = 0.056 \rightarrow \beta = 0.971$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17.04 \times 10^3}{0.971 \times 18 \times 348} = \mathbf{2.8 \text{ cm}^2}$$

**Remarque :** On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

$$A_{st} = \mathbf{3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2}$$

**Aux appuis :**

$$M_{a_{\max}} = 8.97 \text{ KN.m}$$

Aux appuis la table étant entièrement tendu le calcul se fera pour une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_{a_{\max}}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.97 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.162 < \mu_l = 0.392$$

$\mu = 0.162 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$  La section est simplement armée (SSA).

$$\mu = 0.162 \rightarrow \beta = 0.911$$

$$A_{st} = \frac{M_{a_{\max}}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.97 \times 10^3}{0.911 \times 18 \times 348} = \mathbf{1.57 \text{ cm}^2}$$

On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

$$A_{st} = \mathbf{2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2}$$

- **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t = \min\left(\frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_l\right) = \min(12; 5.7; 12) = 5.7 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de Ø6 avec **At = 2HA6 = 0.57 cm<sup>2</sup>**

L'espacement des armatures transversales est égal à :

$$St \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(16.2; 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

Soit : **St = 15 cm**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times St} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \frac{0.57 \times 400}{12 \times 15} = 1.26 > 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres :**

Longueur de scellement droit :  $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } L_s = 45 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets es au moins égal à :  $L_c = 0.4 L_s$

$$L_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

❖ **Vérifications à l'ELU :**

• **Condition de non fragilité :**

La section d'armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b_0 \times d}{f_e} \quad ; \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

▪ **En travée :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 12 \times 18}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Aux appuis :**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 12 \times 18 = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier :  $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa})$

Avec :  $T_u = 19.328 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{19.328 \times 10^3}{120 \times 180} = \mathbf{0.894 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$$

$\tau_u = \mathbf{0.894 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$  .....condition vérifiée.

• **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ MPa}}$$

- **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 14 = \mathbf{131.88 \text{ mm}}$$

Avec :  $\sum U_i$  : la somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre de barres

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{19.328 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 131.88} = \mathbf{0.9 \text{ MPa}}$$

$\tau_{se} = 0.9 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée.**

- **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3.14 \times 12 = \mathbf{75.36 \text{ mm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{19.328 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = \mathbf{1.58 \text{ MPa}}$$

$\tau_{se} = 1.58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée.**

→ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

❖ **Vérification à l'ELS :**

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport  $q_s / q_u$  :

$$q_u = 9.44 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = 6.63 \text{ KN / ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{6.63}{9.44} = 0.702$$

Les résultats sont données ci-dessous sous forme de tableau :

	travée	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$T_i$ (KN)	$T_{i+1}$ (KN)
Cas N°1	A-B	3.58	6.29	8.775	11.87	-13.3
	B-C	6.29	5.03	8.775	13.24	-12.6
	C-D	5.03	5.03	9.4	12.91	-12.91
	D-E	5.03	5.03	6.59	11.6	-11.6
	E-F	5.03	5.03	9.4	12.91	-12.91
	F-G	5.03	6.29	8.775	12.6	-13.24
	G-H	6.29	3.58	8.775	13.3	-11.87
Cas N°2	E-F	3.77	6.3	9.4	13.56	-12.27
	F-G	6.3	6.3	8.14	12.92	-12.92
	G-H	6.3	3.58	8.775	11.87	-13.33
Cas N°3	A-B	1.79	1.79	11.96	12.58	-12.58

Tableau 3.4: Récapitulatif des efforts internes à l'ELS

- Diagrammes des efforts internes :

Diagrammes des moments fléchissant :

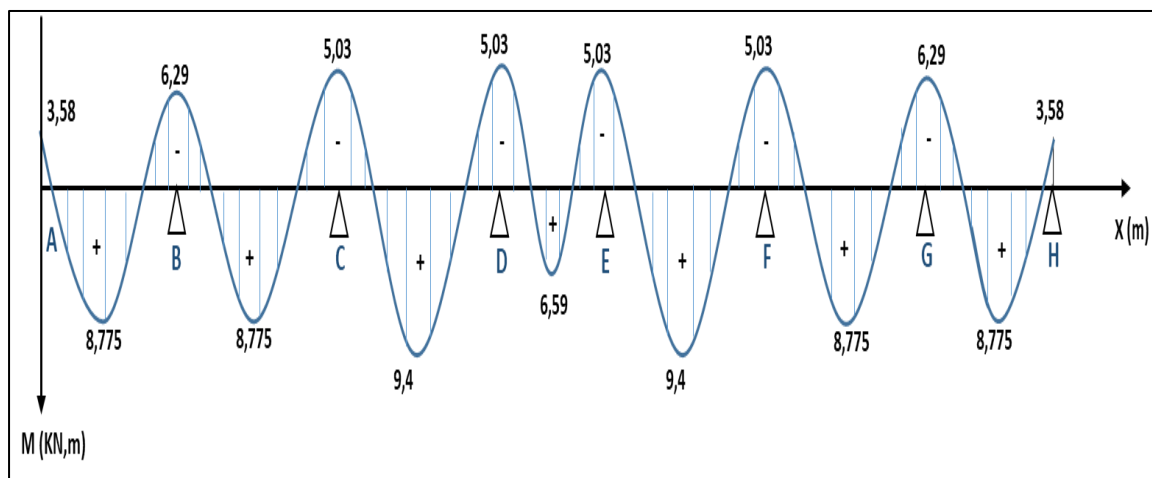


Figure 3.18 : Diagramme des moments à l'ELS poutrelle cas 1

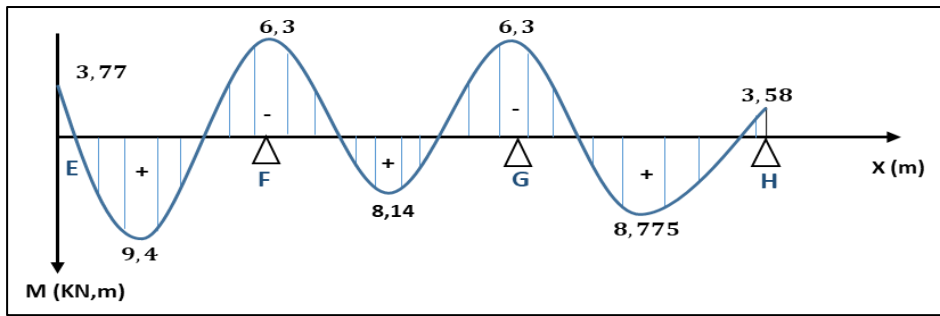


Figure 3.19 : Diagramme des moments à l'ELS poutrelle cas 2

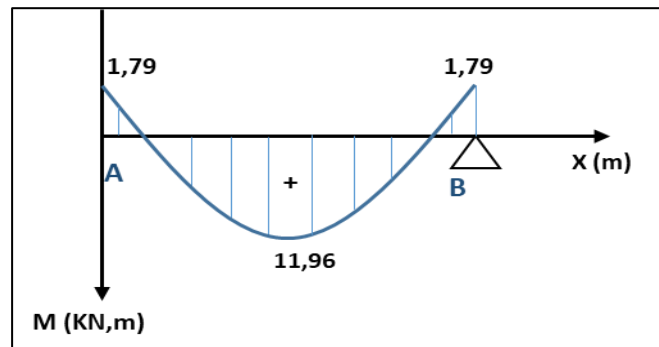


Figure 3.20 : Diagramme des moments à l'ELS poutrelle cas 3

**Diagrammes des efforts tranchant :**

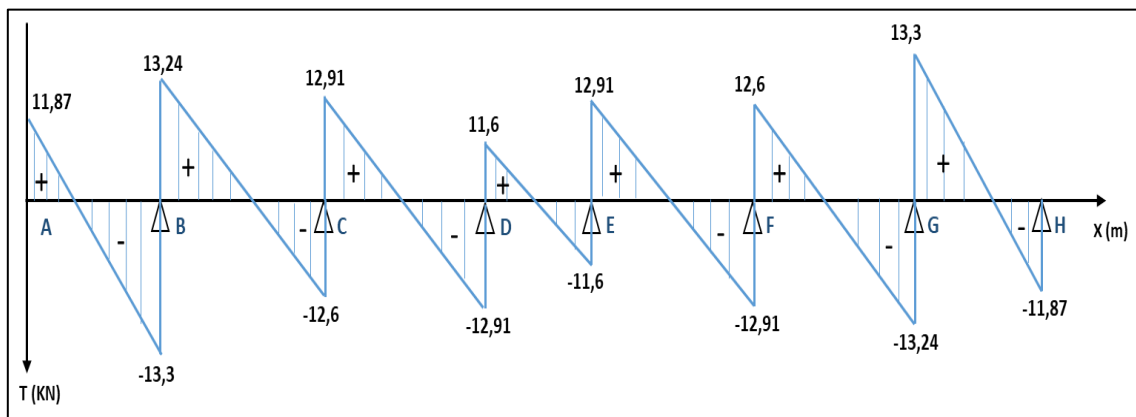


Figure 3.21 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle cas 1

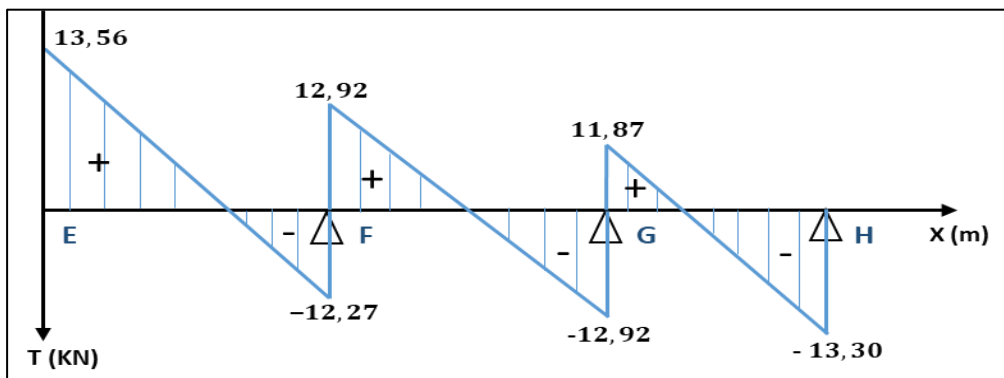


Figure 3.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutrelle cas 2

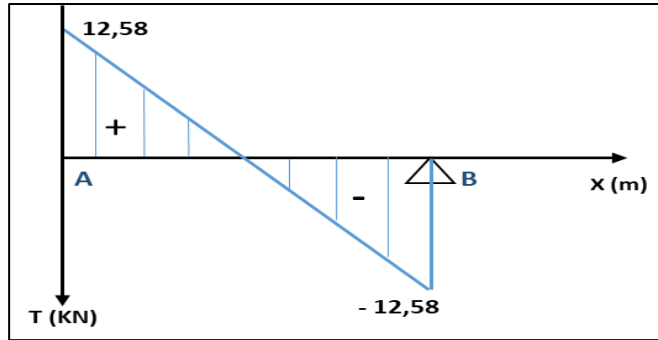


Figure 3.23 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS poutre cas 3

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

- **En travée :**  $M_{ts} = 11.96 \text{ KN.m}$  ;  $A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 4.62}{12 \times 18} = 2.14 \rightarrow \rho = 2.14 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.819 \\ k_1 = 12.63 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.96 \times 10^3}{0.819 \times 18 \times 4.62} = 175.60 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 175.60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{175.60}{12.63} = 13.90 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 13.90 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

- **Aux appuis :**  $M_{as} = 6.3 \text{ KN.m}$  ;  $A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.04 \rightarrow \rho = 1.04 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.858 \\ k_1 = 20.27 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.3 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 180.49 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 180.49 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{180.49}{20.27} = 8.9 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8.9 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** (Art. A.5.3,2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée non préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

- **Etat limite de déformation :**

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 (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{15M_0}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

- **Vérification :**

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{390} = 0.051 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{390} = 0.051 < \frac{M_{ts}}{15M_0} = \frac{11.96}{15 \times 12.6} = 0.063 \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Avec :  $M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{6.63 \times 3.9^2}{8} = 12.6 \text{ KN.m}$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{4.62}{12 \times 18} = 0.021 > \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \text{Condition non vérifiée}$$

→ les conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est indispensable.

- **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times I_f \times E_v} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :  $\bar{f}$  : la flèche admissible

$E_v$  : module de déformation différée.  $E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$ .

$I_f$  : inertie fictive pour les charges de longue durée.  $I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$

$I_0$  : moment d'inertie totale de la section homogène.

- Calcul de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12)4 + (15 \times 4.62)$$

$$B_0 = 521.3 \text{ cm}^2$$

- Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 4.62 \times 18)$$

$$S_{/xx} = \mathbf{4071.4 \text{ cm}^3}.$$

- Calcul de  $V_1$  et  $V_2$  :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{4071.4}{521.3} = \mathbf{7.8 \text{ cm}}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.8 = \mathbf{12.2 \text{ cm}}.$$

- Calcul de  $I_0$  :

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.8^3 + 12.2^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7.8 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 4.62 \times (12.2 - 2)^2 = \mathbf{85161.332}$$

$$I_0 = \mathbf{85161.332 \text{ cm}^4}.$$

- Calcul de  $\mu$  et  $I_f$  :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{4.62}{12 \times 18} = \mathbf{0.021}$$

$$\rho = 0.021 \rightarrow \beta = 0.974$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.96 \times 10^3}{0.974 \times 18 \times 4.62} = \mathbf{147.65 \text{ MPa}}$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0.021} = \mathbf{0.783}.$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.021 \times 147.65 + 2.1}; 0 \right\}$$

$$\mu = \max(0.746; 0) = \mathbf{0.746}.$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 85161.332}{1 + 0.746 \times 0.783} = \mathbf{59135.41 \text{ cm}^4}$$

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times I_f \times E_v} = \frac{11.96 \times 3.9^2}{10 \times 59135.41 \times 10^{-8} \times 10819 \times 10^3} = \mathbf{0.00284 \text{ m}}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{390}{500} = \mathbf{0.78 \text{ cm}}$$

$$f = 2.84 \times 10^{-3} \text{ m} < \bar{f} = 7.8 \times 10^{-3} \text{ m} \dots \dots \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

- ✚ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

**Armatures principales :**

- Aux appuis :  $A_{sa} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$
- En travée :  $A_{st} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$
- Armatures transversales :  $A_t = 2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$
- Espacement des armatures :  $S_t = 15 \text{ cm}$

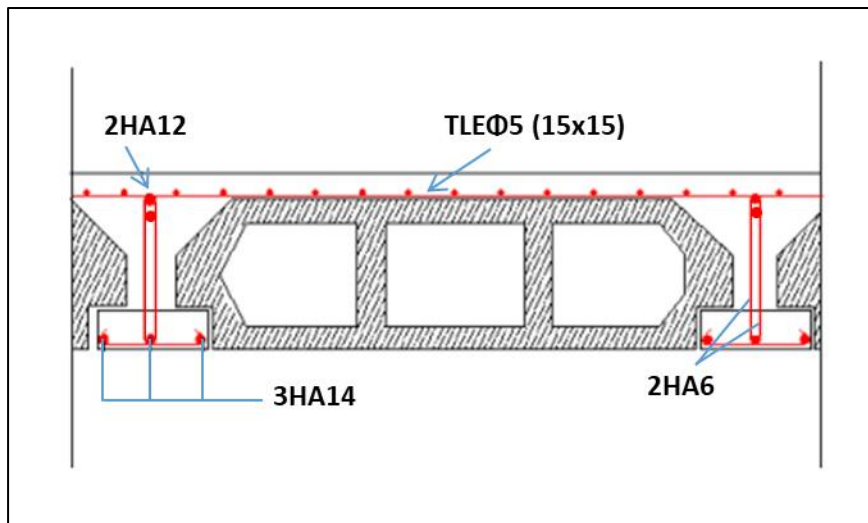


Figure 3.24 : Schéma de ferrailage des planchers

### 3.2. Etude de la salle machine (ascenseur) :

#### 3.2.1. Introduction :

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'une construction. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

La cage d'ascenseur est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions  $(1.51 \times 1.61)$  m<sup>2</sup> appuyée sur son pourtour (4 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un rectangle  $(0.8 \times 0.8)$  engendré par le système de levage.

Cette charge (P) est donnée par la fiche technique de l'ascenseur, N'ayant pas cette fiche à disposition, la charge est arbitrairement prise égale à 9 tonnes (90 kN).

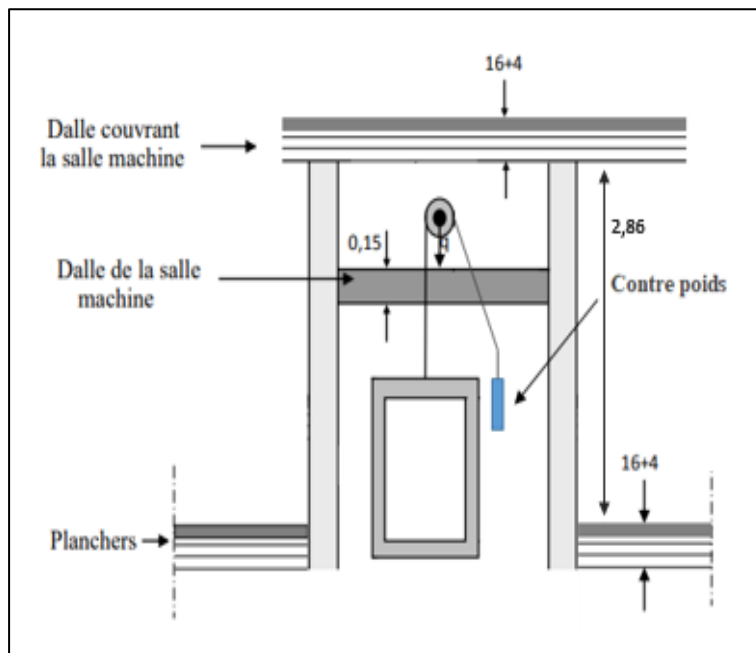


Figure 3.25 : Représentation schématique de la sale machine.

#### 3.2.2. Caractéristiques de l'ascenseur :

Le bloc comporte une cage d'ascenseur, d'une vitesse d'entraînement ( $V = 1$  m/s) :

- La surface de cabinet est :  $S = 1.51 \times 1.61 = 2.43 \text{ m}^2$
- La charge totale transmise par le système de levage et par la cabine est :  $P = 90 \text{ KN}$ .
- $L_x = 1.51 \text{ m}$  ;  $L_y = 1.61 \text{ m}$  ;  $S = 2.43 \text{ m}^2$

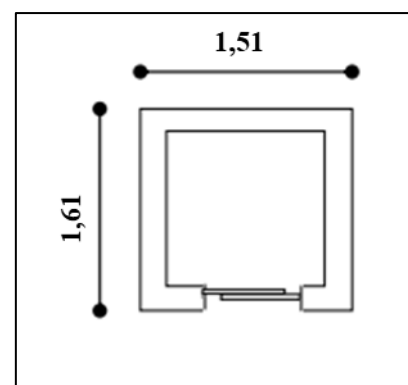


Figure 3.26 : dimensions de l'ascenseur

3.2.3. Détermination des sollicitations :

3.2.3.1. Moments engendrés par le système de levage :

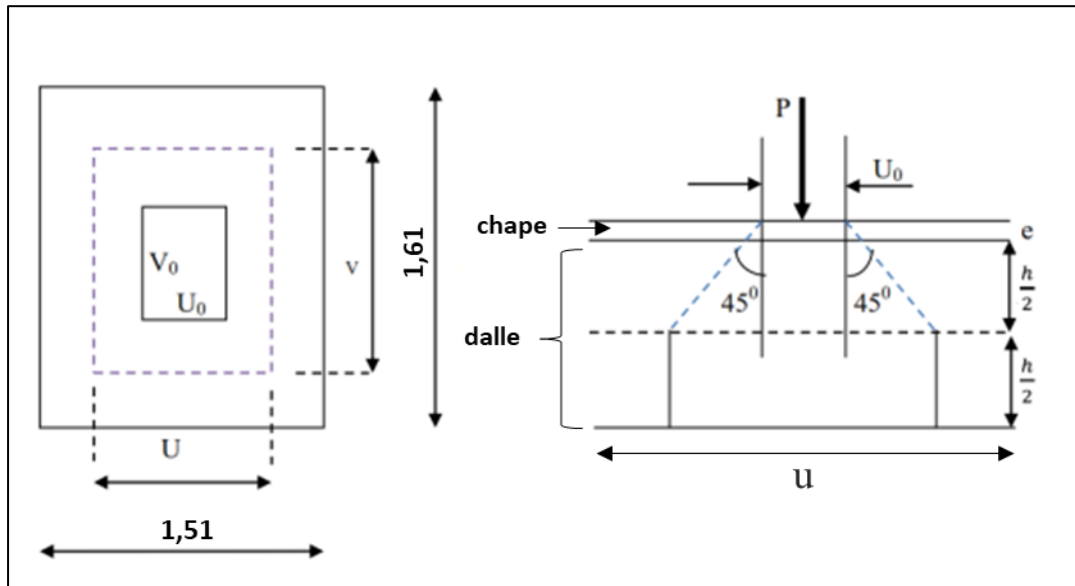


Figure 3.27 : Schéma représentatif de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée. Son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens.

$$M_{01} = p (M_1 + \nu M_2).$$

$$M_{02} = p (M_2 + \nu M_1).$$

Avec :

- $M_1$  et  $M_2$  : valeurs lues dans les abaques de PIGEAUD en fonction de rapport  $\frac{L_x}{L_y}$
- $P$  : charge totale appliquée sur un rectangle centré.
- $U, V$  : côtés de la surface réduite.
- $\nu$  : Coefficient de poisson qui égal à :  $\nu = 0$  à l'ELU ;  $\nu = 0.2$  à l'ELS

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.51}{1.61} = 0.93 \rightarrow 0.4 < \rho = 0.93 < 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

• Rectangle d'impact :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2.\xi .h_r + h_0 \\ V = V_0 + 2.\xi .h_r + h_0 \end{cases} \quad \begin{cases} U = 80 + (2 \times 1 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} = \mathbf{1.05 \text{ m}} \\ V = 80 + (2 \times 1 \times 5) + 15 = 105 \text{ cm} = \mathbf{1.05 \text{ m}} \end{cases}$$

- $h_0$  : épaisseur de la dalle. ( $h_0 = 15$  cm).
- $h_r$  : épaisseur du revêtement ( $h_r = 5$  cm).
- $\xi$  : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton.
- $U_0, V_0$  : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ( $U_0 = V_0 = 80$  cm).

- Calcul des moments fléchissant  $M_x$  et  $M_y$  :

On a un chargement concentré centré :

$$M_X^1 = (M_1 + \nu M_2) \times P$$

$$M_Y^1 = (\nu M_1 + M_2) \times P$$

On tire le  $M_1$  et  $M_2$  des tables du BAEL en fonction de :

$$\rho = \mathbf{0.93} \text{ et } \frac{U}{l_x} = \frac{1.05}{1.51} = \mathbf{0.7} ; \frac{V}{l_y} = \frac{1.05}{1.61} = \mathbf{0.65}$$

On obtient :  $M_1 = \mathbf{0.074}$  ;  $M_2 = \mathbf{0.059}$

- A l'ELU :

$$\begin{cases} M_X^1 = (0.074 + (0 \times 0.059)) \times (1.35 \times 90) = \mathbf{9 \text{ KN.m}} \\ M_Y^1 = ((0 \times 0.074) + 0.059) \times (1.35 \times 90) = \mathbf{7.168 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

- A l'ELS :

$$\begin{cases} M_X^1 = (0.074 + (0.2 \times 0.059)) \times (90) = \mathbf{7.72 \text{ KN.m}} \\ M_Y^1 = ((0.2 \times 0.074) + 0.059) \times (90) = \mathbf{6.64 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

### 3.2.3.2. Moments $M_x^2$ $M_y^2$ dû aux poids propre de la dalle pleine :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

$$\begin{cases} M_x^2 = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_y^2 = \mu_y \times M_x^2 \end{cases}$$

Les valeurs des coefficient  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont données en fonction du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  et du coefficient de poisson :

- A l'ELU :  $\mu_x = \mathbf{0.0428}$  ;  $\mu_y = \mathbf{0.841}$
- A l'ELS :  $\mu_x = \mathbf{0.05}$  ;  $\mu_y = \mathbf{0.891}$

- Poids propre de la dalle et du revêtement :

$$G = (25 \times 0.15) + (22 \times 0.05) = \mathbf{4.85 \text{ KN/m}^2}$$

- Surcharge d'exploitation :  $Q = \mathbf{1 \text{ KN/m}^2}$

- A l'ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml}$$

$$q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) \times 1\text{ml} = \mathbf{8.05 \text{ KN/m}}$$

$$M_x^2 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0428 \times 8.05 \times 1.51^2 = \mathbf{0.785 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^2 = \mu_y \times M_x^2 = 0.841 \times 0.785 = \mathbf{0.66 \text{ KN.m}}$$

➤ A'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml.}$$

$$q_s = (4.85 + 1) \times 1\text{ml} = \mathbf{5.85 \text{ KN/m.}}$$

$$M_x^2 = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.05 \times 5.85 \times 1.51^2 = \mathbf{0.66 \text{ KN.m.}}$$

$$M_y^2 = \mu_y \times M_x^2 = 0.891 \times 0.66 = \mathbf{0.58 \text{ KN.m.}}$$

### 3.2.3.3. Superposition des moments :

➤ A'ELU :

$$M_x = M_x^1 + M_x^2 = 9 + 0.785 = \mathbf{9.785 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M_y^1 + M_y^2 = 7.168 + 0.66 = \mathbf{7.828 \text{ KN.m}}$$

➤ A'ELS :

$$M_x = M_x^1 + M_x^2 = 7.72 + 0.66 = \mathbf{8.38 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M_y^1 + M_y^2 = 6.64 + 0.58 = \mathbf{7.22 \text{ KN.m}}$$

### 3.2.3.4. Correction des moments :

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée et de (-0.3) aux appuis. Donc :

➤ A'ELU :

- En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9.785 = \mathbf{8.317 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 7.828 = \mathbf{6.653 \text{ KN.m}}$$

- En appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = 0.3 \times 9.785 = \mathbf{-2.935 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = 0.3 \times 7.828 = \mathbf{-2.348 \text{ KN.m}}$$

➤ A'ELS :

- En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 8.38 = \mathbf{7.123 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 7.22 = \mathbf{6.137 \text{ KN.m}}$$

- En appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = 0.3 \times 8.38 = \mathbf{-2.514 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = 0.3 \times 7.22 = \mathbf{-2.166 \text{ KN.m}}$$

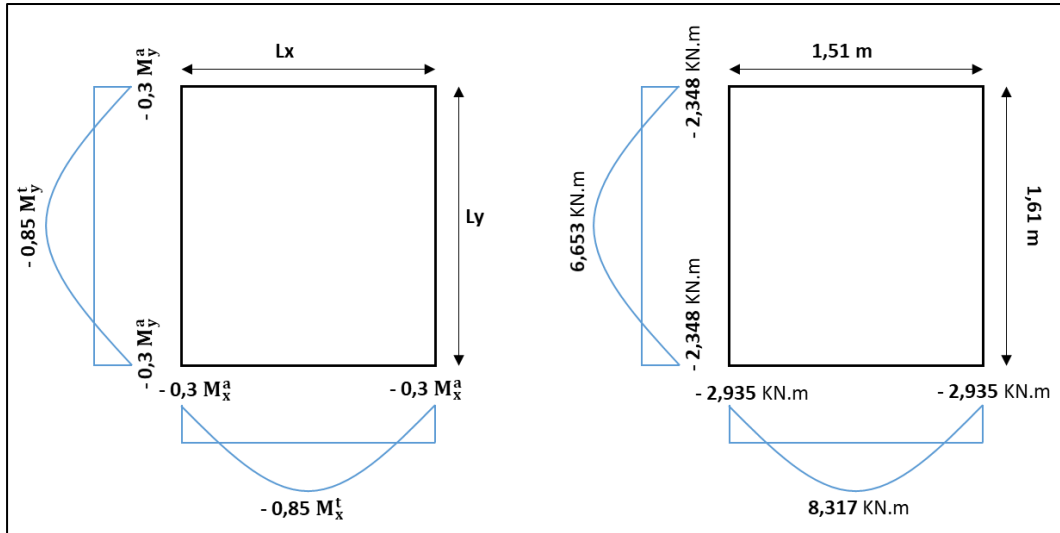


Figure 3.28 : diagramme des moments à l'ELU

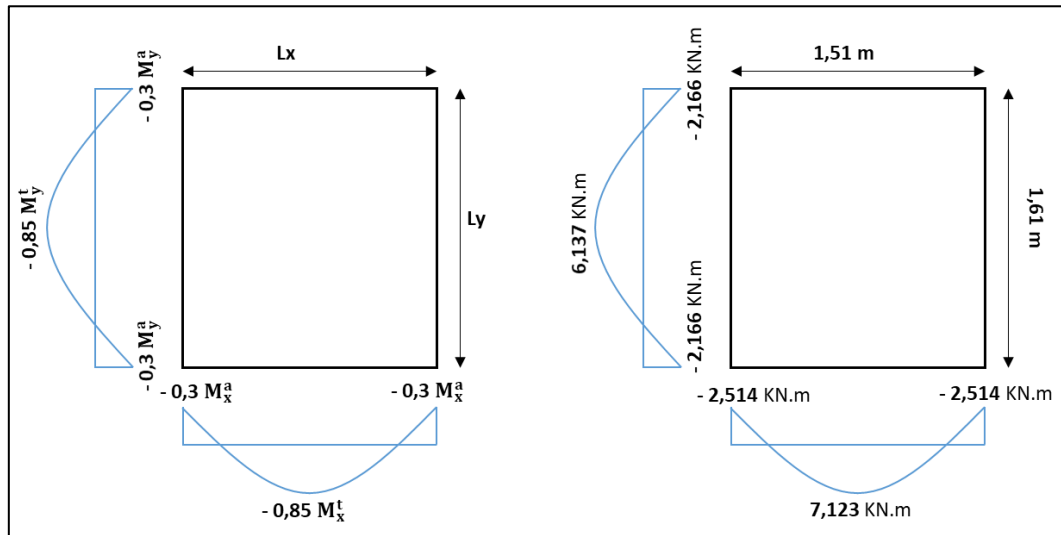


Figure 3.29 : diagramme des moments à l'ELS

**3.2.3.5. Ferrailage du panneau :**

Le ferrailage se fera à l'ELU pour une bande de 1 m de largeur, nous considérerons la hauteur utile propre à chacune des deux directions, en appuis comme en travée  $dx = dy = 13 \text{ cm}$ .

- **En travée :**

- **Selon la petite portée  $Lx$  :**

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{b \times dx^2 \times f_{bu}} = \frac{8.317 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.034 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.034 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.317 \times 10^3}{0.983 \times 13 \times 348} = 1.87 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25 cm**.

- Selon la grande portée Ly :

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{b \times dx^2 \times f_{bu}} = \frac{6.653 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.027 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.027 \rightarrow \beta = 0.9865$$

$$A_{st} = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.653 \times 10^3}{0.9865 \times 13 \times 348} = 1.49 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25 cm**.

• Aux appuis :

- Selon la petite portée Lx :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b \times dx^2 \times f_{bu}} = \frac{2.935 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.935 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.65 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25 cm**.

- Selon la grande portée Ly :

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b \times dx^2 \times f_{bu}} = \frac{2.348 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.009 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.009 \rightarrow \beta = 0.9955$$

$$A_{st} = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2.348 \times 10^3}{0.9955 \times 13 \times 348} = 0.52 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25 cm**.

Les résultats sont récapitulés ci-dessous sous forme de tableau :

Zone	Sens	Mu (kN.m)	μ	β	A (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )		St (cm)
En travée	(x-x)	8.317	0.034	0.983	1.87	4HA8	2.01	25
	(y-y)	6.653	0.027	0.9865	1.49	4HA8	2.01	25
Aux appuis	(x-x)	2.935	0.012	0.994	0.65	4HA8	2.01	25
	(y-y)	2.348	0.009	0.9955	0.52	4HA8	2.01	25

Tableau 3.5 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELU

**3.2.3.6. Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

- **Armature suivant le sens de Lx :**

$$w_x \geq w_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad ; \quad w_x = \frac{A_x}{b \times h}$$

Avec :

$A_x$  : section minimale d'armatures.

$b.h$  : section totale du béton.

$W_0$  : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier HA FeE400).

$$A_x \geq w_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times \frac{(3 - 0.93)}{2} \times 100 \times 15 = \mathbf{1.24 \text{ cm}^2}$$

$$A_{adop} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2} > A_x = \mathbf{1.24 \text{ cm}^2} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Armature suivant le sens de Ly :**

$$w_y \geq w_0$$

$$A_y \geq w_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = \mathbf{1.2 \text{ cm}^2}$$

$$A_{adop} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2} > A_y = \mathbf{1.2 \text{ cm}^2} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge.

- **Au milieu de U :**  $T_u = \frac{P_u}{3V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = \mathbf{38.57 \text{ KN}}$

- **Au milieu de V :**  $T_v = \frac{P_u}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = \mathbf{38.57 \text{ KN}}$

Il suffit de vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{1.15 \text{ MPa}} \\ \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = \mathbf{0.29 \text{ MPa}} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \mathbf{0.29 \text{ MPa}} < \bar{\tau} = \mathbf{1.16 \text{ MPa}} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'espacement des barres :**

- **Selon la direction principale :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25) = \min(30; 25) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = \mathbf{25 \text{ cm}} \leq \mathbf{25 \text{ cm}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Selon la direction secondaire :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = \mathbf{25 \text{ cm}} < \mathbf{33 \text{ cm}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification du diamètre maximal des barres :

$$\varnothing_{\text{adop}} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{\text{adop}} = 8 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification du poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$U_c$  : périmètre du contour de l'aire laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen

$$U_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4200 \times 150 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121.5 \text{ KN} < 472.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

**3.2.3.7. Vérification à l'ELS :**

- Ferrailage à l'ELS :

Le calcul se fera à l'ELS en flexion simple et pour une bande de (1 m) de largeur.

Les résultats des calculs relatifs à la détermination du ferrailage, seront sur le tableau ci-dessous :

Zone	Sens	Mu (kN.m)	μ	B	A (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )		St (cm)
En travée	(x-x)	7.123	0.029	0.9855	1.6	4HA8	2.01	25
	(y-y)	6.137	0.025	0.9875	1.37	4HA8	2.01	25
Aux appuis	(x-x)	2.514	0.01	0.995	0.55	4HA8	2.01	25
	(y-y)	2.166	0.009	0.9955	0.48	4HA8	2.01	25

Tableau 3.6 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELS

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

• Vérification de la résistance du béton a la compression :

- Suivant le sens Lx :

En travée :

$$M_{tx} = 7.123 \text{ KN.m} ; A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tx}}{\beta_1 \times dx \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho)$$

$$\rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = \mathbf{0.154}$$

$$\rho = 0.154 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9375 \\ k_1 = 62.86 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.123 \times 10^3}{0.9375 \times 13 \times 2.01} = \mathbf{290.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{290.77 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{st}} = \mathbf{348 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{290.77}{62.86} = \mathbf{4.62 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{4.62 \text{ MPa}} > \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$M_{ax} = 2.514 \text{ KN.m} ; A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ax}}{\beta_1 \times dx \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho)$$

$$\rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = \mathbf{0.154}$$

$$\rho = 0.154 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9375 \\ k_1 = 62.86 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.514 \times 10^3}{0.9375 \times 13 \times 2.01} = \mathbf{102.62 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{102.62 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{st}} = \mathbf{348 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{102.62}{62.86} = \mathbf{1.63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{1.63 \text{ MPa}} > \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Suivant le sens Ly :

En travée :

$$M_{ty} = 6.137 \text{ KN.m} ; A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ty}}{\beta_1 \times dx \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho)$$

$$\rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = \mathbf{0.154}$$

$$\rho = 0.154 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9375 \\ k_1 = 62.86 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.137 \times 10^3}{0.9375 \times 13 \times 2.01} = \mathbf{250.52 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{250.52 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{st}} = \mathbf{348 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{250.52}{62.86} = \mathbf{3.98 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{3.98 \text{ MPa}} > \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$M_{ay} = 2.166 \text{ KN.m} ; A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ay}}{\beta_1 \times dx \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho)$$

$$\rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = \mathbf{0.154}$$

$$\rho = 0.154 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9375 \\ k_1 = 62.86 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.166 \times 10^3}{0.9375 \times 13 \times 2.01} = \mathbf{88.42 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{88.42 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{st}} = \mathbf{348 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{88.42}{62.86} = \mathbf{1.4 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{1.4 \text{ MPa}} > \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Etat limite de déformation :**

- **Suivant le sens Lx :**

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{151} = 0.099 \geq \frac{M_{t_x}}{20M_x} = \frac{7.123}{20 \times 8.38} = 0.042$$

0.099 > 0.042 .....condition vérifiée.

$$\frac{A_x}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = \mathbf{0.0015} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = \mathbf{0.005}$$

0.0015 < 0.005.....condition vérifiée.

- **Suivant le sens Ly :**

$$\frac{h}{L_y} = \frac{15}{161} = 0.093 \geq \frac{M_{t_y}}{20M_y} = \frac{6.137}{20 \times 7.22} = 0.0425$$

0.093 > 0.0425..... condition vérifiée.

$$\frac{A_y}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = \mathbf{0.0015} \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = \mathbf{0.005}$$

**0.0015 < 0.005.....condition vérifiée.**

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens, on se dispensera du calcul de la flèche.

**3.2.3.8. Récapitulatif :**

• **Suivant le sens Lx :**

**En travée :**  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  ;  $St = 25 \text{ cm}$ .

**Aux appuis :**  $A_a = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  ;  $St = 25 \text{ cm}$ .

• **Suivant le sens Ly :**

**En travée :**  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  ;  $St = 25 \text{ cm}$ .

**Aux appuis :**  $A_a = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  ;  $St = 25 \text{ cm}$ .

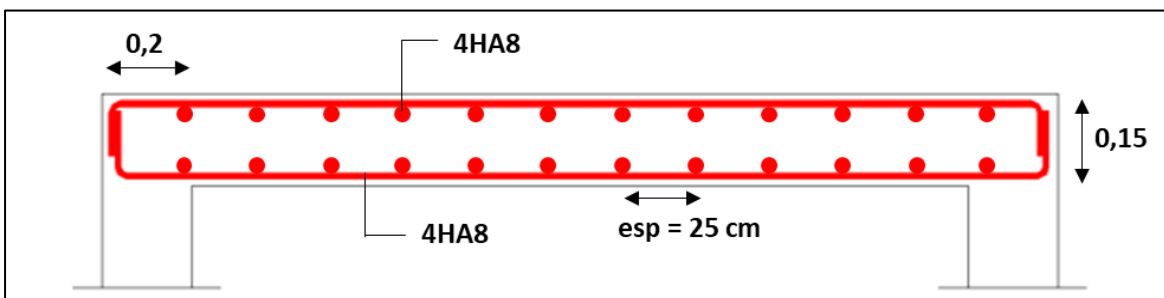


Figure 3.30 : schéma du ferrailage de la dalle machine

### 3.3. Etude des escaliers :

#### 3.3.1. Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment ; ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

Notre bâtiment comporte 3 types d'escalier :

- Escalier droit à une seule volée.
- Escalier droit à deux volées et un palier de repos.
- Escalier droit à trois volées et deux paliers de repos.

#### 3.3.2. Terminologies :

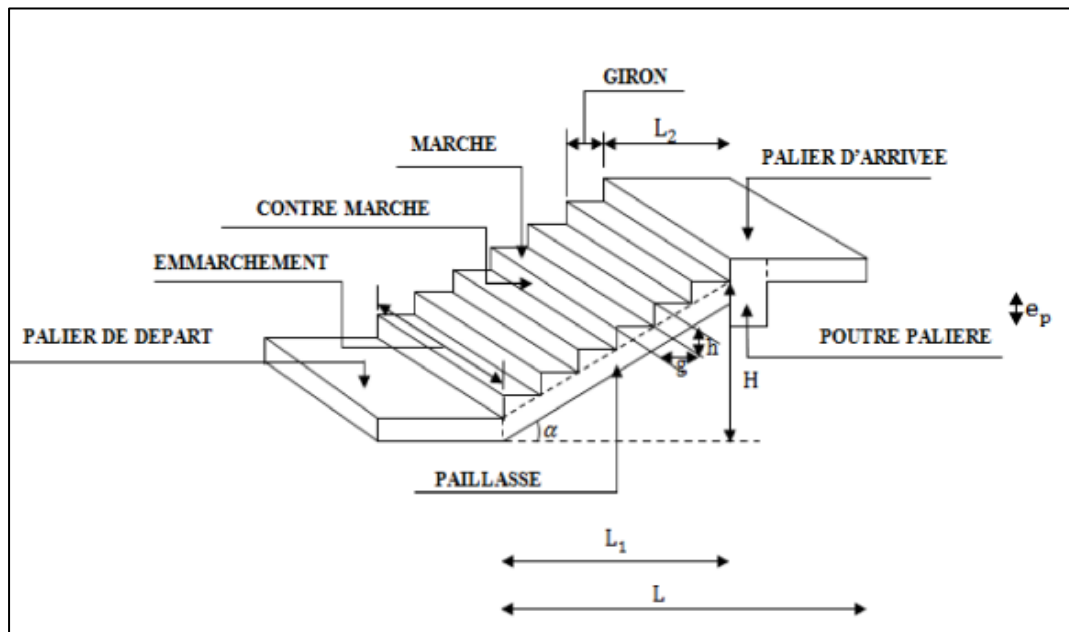


Figure 3.31 : schéma montrant les constituants d'un escalier

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de 13 à 17 cm.
- **L'emmarchement (E)** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **La volée** : partie d'escaliers comportant une suite ininterrompue de marches égale situées entre deux paliers successif.
- **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires ou à chaque étage.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.

3.3.3. Etude de l'escalier droit à deux volées et un palier de repos :

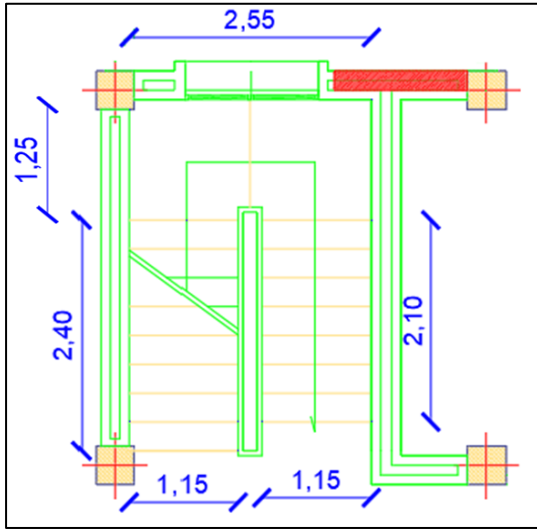


Figure 3.32 : Escalier droit à deux volées et un palier de repos.

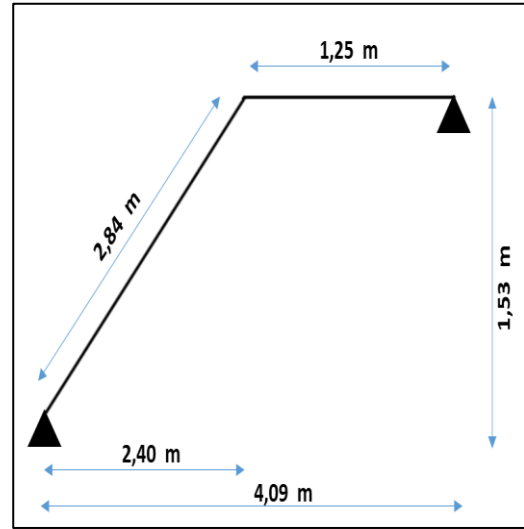


Figure 3.33 : Schéma statique.

3.3.3.1. Dimensionnement :

• Schéma statique :

Hauteur des marches :  $h = 17 \text{ cm}$

Le giron :  $g = 30 \text{ cm}$

Le nombre de contres marches :  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

Le nombre de marches :  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$

• Vérification de la loi de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} < 2(17) + 30 = 64 \text{ cm} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• Dimensionnement de la paillasse et le palier :

Le dimensionnement de la paillasse et le palier est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L1} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \dots \dots \alpha = 32.51^\circ$$

$$\text{cos}\alpha = \frac{L1}{L'} \rightarrow L' = \frac{L1}{\text{cos}\alpha} = \frac{2.40}{\text{cos}32.51} = 2.84 \text{ m}$$

Avec :  $L'$ : longueur de la paillasse

$$L = L' + L2 = 2.84 + 1.25 = 4.09 \text{ m}$$

$$\frac{409}{30} = 13.63 \leq ep \leq \frac{409}{20} = 20.45 \rightarrow \text{On adopte : } ep = 15 \text{ cm}$$

**3.3.3.2. Détermination des charges et des surcharges :**

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 mètre d’embranchement et une bande de 1 mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

- Les charges permanentes surcharge d’exploitation :

- Palier :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Charge G (Kn/m <sup>2</sup> )
1- Revêtement marbre	0.022	20	0.44
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit de sable	0.02	18	0.36
4- Poids du palier	0.15	25	3.75
5- Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale G<sub>totale</sub></b>			<b>5.15</b>
<b>Q<sub>palier</sub></b>			<b>2.5</b>

Tableau 3.7 : Charges et surcharge revenant au palier.

- Le Paillasse :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Charge G (Kn/m <sup>2</sup> )
1- Revêtement marbre	0.022	20	0.44
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit de sable	0.02	18	0.36
4- Poids du paillasse	0.15	25	$\frac{0.15 \times 25}{\cos \alpha} = 4.44$
5- Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6- Poids des marches	0.17	25	$\frac{0.17 \times 25}{2} = 2.125$
7- Poids des gardes corps	0.1	2	0.2
<b>Charge permanente totale G<sub>totale</sub></b>			<b>8.165</b>
<b>Q<sub>paillasse</sub></b>			<b>2.5</b>

Tableau 3.8 : Charges et surcharge revenant au paillasse.

• **Combinaison de charge :**

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$q_{u\text{paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = ((1.35 \times 8.165) + (1.5 \times 2.5)) \times 1\text{ml} = \mathbf{14.77 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{u\text{palier}} = 1.35G + 1.5Q = ((1.35 \times 5.15) + (1.5 \times 2.5)) \times 1\text{ml} = \mathbf{10.7 \text{ KN/ml}}$$

- **Etat limite de service (ELS) :**

$$q_{s\text{paillasse}} = G + Q = 8.165 + 2.5 = \mathbf{10.66 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{s\text{palier}} = G + Q = 5.15 + 2.5 = \mathbf{7.65 \text{ KN/ml}}$$

**3.3.3.3. Calcul des efforts internes :**

Le calcul se fera à l'état limite ultime ELU :

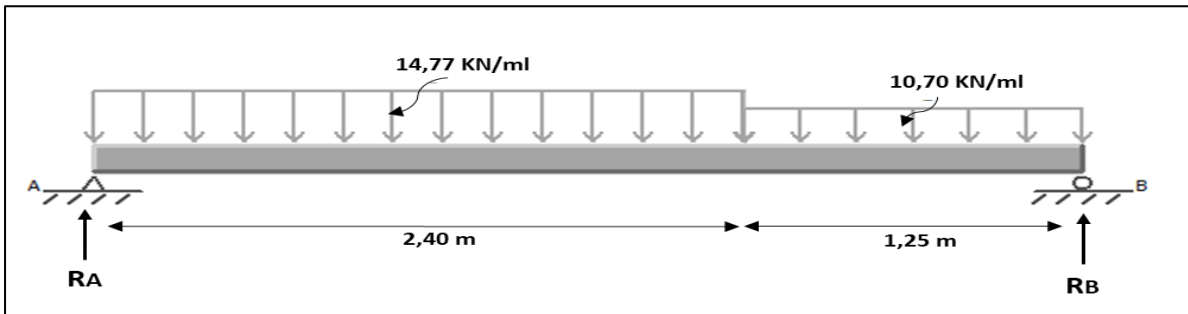


Figure 3.34 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELU.

Les calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tronçons	X (m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
0 < x < 2.4	0	26.08	0
	2.4	- 9.36	20.06
2.4 < x < 3.65	2.4	- 9.36	20.06
	3.65	- 22.74	0

Tableau 3.9 : Les efforts internes appliqué sur l'escalier à l'ELU.

Le moment Mz est max en  $x = 1.77 \text{ m}$  ;  $M_{z_{max}} = 23.03 \text{ KN.m}$ .

- **Remarque :**

En tenant compte du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment Mz max du niveau de l'appui A et en travée.

**Aux appuis :**  $M_u^a = -0.3 M_{z_{max}} = -0.3 \times 23.03 = - 6.9 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_u^t = 0.85 M_{z_{max}} = 0.85 \times 23.03 = 19.57 \text{ KN.m}$

Les résultats obtenus figurent sur les diagrammes ci-dessous :

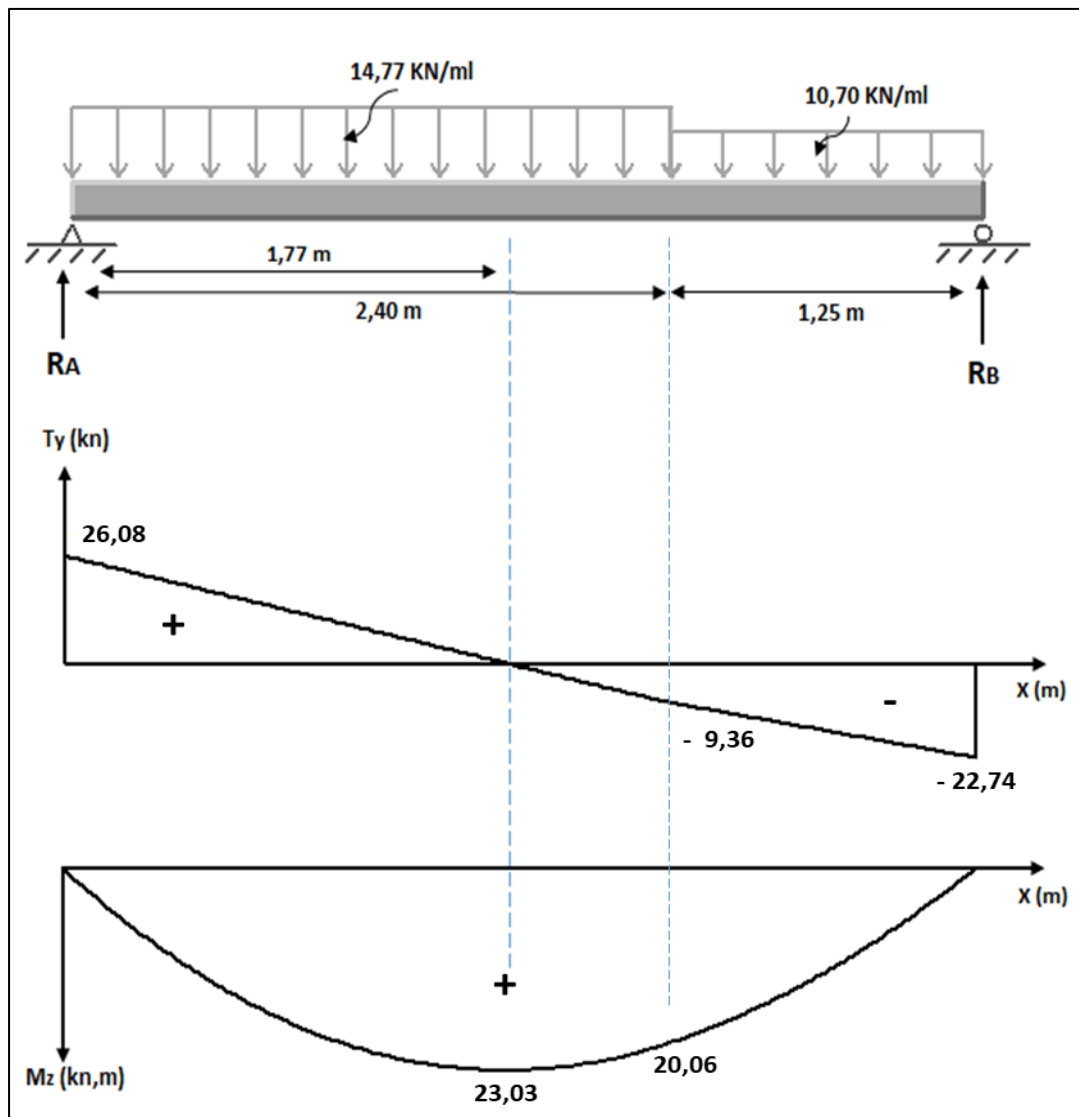


Figure 3.35 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU.

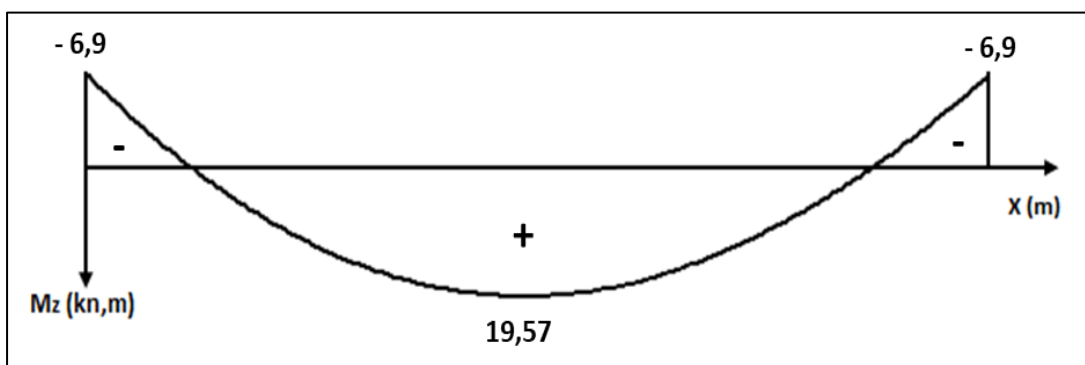


Figure 3.36 : Diagramme des moments à l'ELU En tenant compte du semi encastrement.

**3.3.3.4. Calcul des armatures :**

- **Aux appuis :**  $Mu_a = 6.9 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales :**

$$\mu u = \frac{Mua}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.9 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.028 < \mu l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu u = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986 \rightarrow Aa = \frac{Mua}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.9 \times 10^3}{0.986 \times 13 \times 348} = 1.54 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25 cm**

- **Armatures de répartition :**

$$Ar \geq \frac{Aa}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25 cm**

- **En travée :**  $Mu_t = 19.57 \text{ KN.m}$

- **Armatures principales :**

$$\mu u = \frac{Mut}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.57 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.08 < \mu l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu u = 0.08 \rightarrow \beta = 0.958 \rightarrow Aa = \frac{Mut}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19.57 \times 10^3}{0.958 \times 13 \times 348} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 20 cm**

- **Armatures de répartition :**

$$Ar \geq \frac{At}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25 cm**

		Armatures principales	Armatures de répartitions
<b>Aux appuis</b>	<b>Section calculée</b>	1.54 cm <sup>2</sup>	0.5 cm <sup>2</sup>
	<b>Section adoptée</b>	4HA8 = 2.01 cm <sup>2</sup>	4HA8 = 2.01 cm <sup>2</sup>
	<b>Espacement</b>	25 cm	25 cm
<b>En travée</b>	<b>Section calculée</b>	4.5 cm <sup>2</sup>	1.41 cm <sup>2</sup>
	<b>Section adoptée</b>	5HA12 = 5.65 cm <sup>2</sup>	4HA8 = 2.01 cm <sup>2</sup>
	<b>Espacement</b>	20 cm	25 cm

Tableau 3.10 : Récapitulatif du ferrailage adopté aux appuis et en travée.

**3.3.3.5. Vérification à l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.56 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée.
- **Aux appuis :**  $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.56 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée.

- **Vérification de l'espacement des barres :**

- **Armature principales :**

**En travée :**  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.

**Aux appuis :**  $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$  ... .. condition vérifiée

- **Armature de répartition :**

**En travée :**  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.

**Aux appuis :**  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$  ... .. condition vérifiée

- **Vérification de l'efforts tranchants :**  $Tu_{max} = 26.08 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{Tu_{max}}{b \times d} = \frac{26.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

- **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{26.08 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 1.18 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{26.08 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 100.48} = 2.2 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 2.2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

- Vérification de l'ancrage des armatures :

Longueur de scellement droit :

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

Avec :

$$\begin{cases} T_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa}} \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \\ \Psi_s = 1.5 \end{cases}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{42.33 \text{ cm}}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égal à :  $L_c = 0.4 L_s$

$$L_c = 0.4 \times 42.44 = \mathbf{17 \text{ cm.}}$$

**3.3.3.6. Calcul à l'état limite de service (ELS) :**

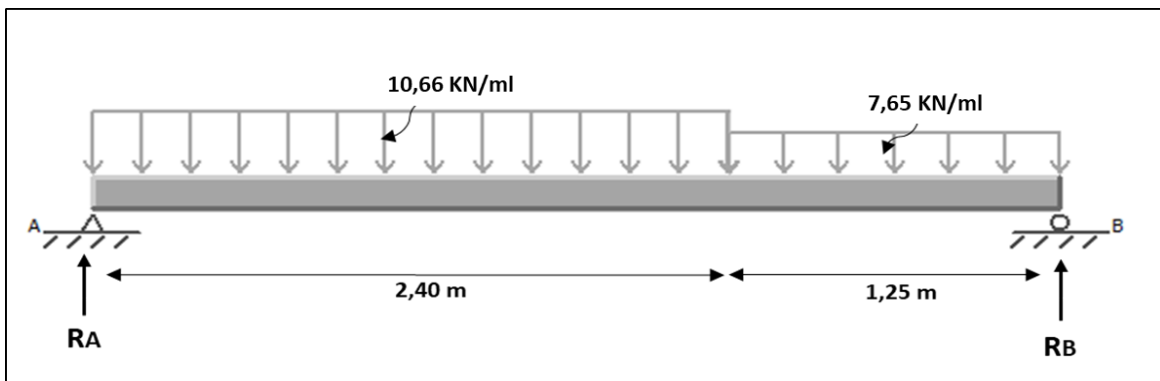


Figure 3.37 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELS.

Les calculs sont résumés

Dans le tableau ci-dessous :

Tronçons	X (m)	T(KN)	Mz (KN.m)
0 < x < 2.4	0	18.81	0
	2.4	-6.77	14.44
2.4 < x < 3.65	2.4	-6.77	14.44
	3.65	-16.34	0

Tableau 3.11 : Les efforts internes appliqué sur l'escalier à l'ELS.

Le moment  $M_z$  est max en  $x = 1.77 \text{ m}$  ;  $M_{z_{max}} = 16.6 \text{ KN.m}$ .

- Remarque :

En tenant compte du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_z$  max du niveau de l'appui A et en travée.

**Aux appuis :**  $M_{ua} = -0.3 M_{z_{max}} = -0.3 \times 16.6 = -4.98 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_{ut} = 0.85 M_{z_{max}} = 0.85 \times 16.6 = 14.11 \text{ KN.m}$

Les résultats obtenus figurent sur le diagramme ci-dessous :

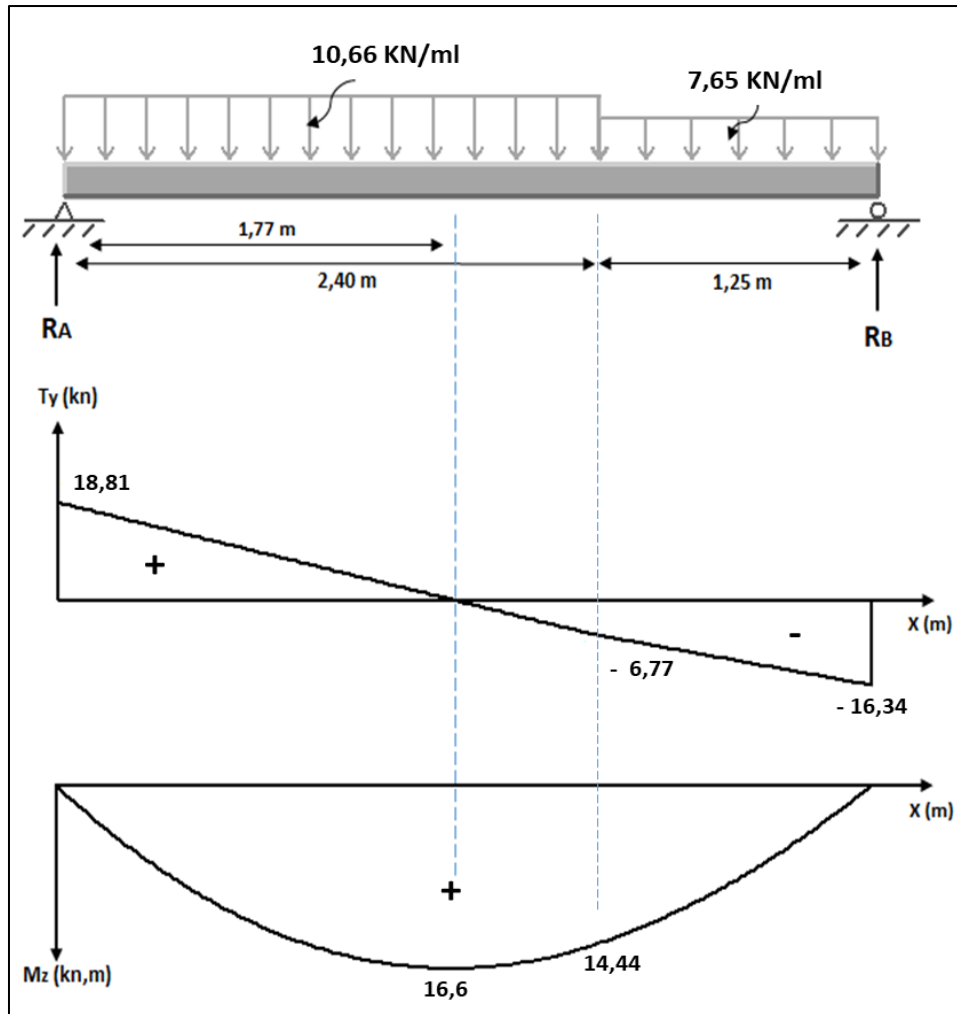


Figure 3.38 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

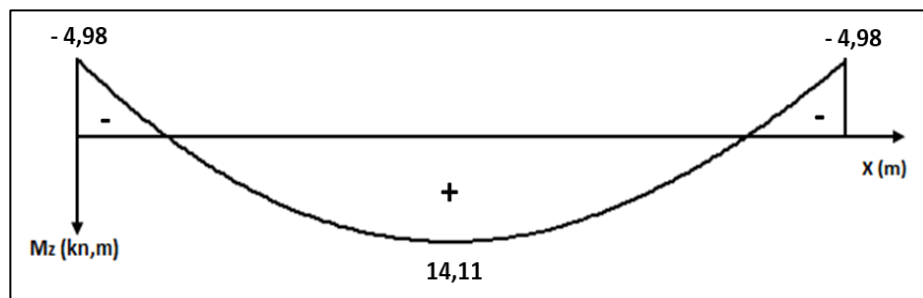


Figure 3.39 : Diagramme des moments à l'ELS En tenant compte du semi encastrement.

**3.3.3.7. Vérification à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

- **En travée :**  $M_t = 14.11 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = \mathbf{0.434}$$

$$\rho = 0.434 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.899 \\ k_1 = 34.74 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{14.11 \times 10^3}{0.899 \times 13 \times 5.65} = \mathbf{213.68 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{st} = \mathbf{213.68 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{st}} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$ .....condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{213.68}{34.74} = \mathbf{5.66 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{5.66 \text{ MPa}} > \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$ .....condition vérifiée.

- **Aux appuis :**  $M_a = 4.98 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = \mathbf{0.154}$$

$$\rho = 0.157 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9375 \\ k_1 = 62.86 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.98 \times 10^3}{0.9375 \times 13 \times 2.01} = \mathbf{203.29 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{st} = \mathbf{203.29 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{st}} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$ .....condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{199.20}{62.86} = \mathbf{3.23 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{3.23 \text{ MPa}} > \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$ .....condition vérifiée.

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{3.65} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{smax} \times l^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

- Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b \times h + (15 \times A)$$

$$B_0 = 100 \times 15 + (15 \times 5.65)$$

$$B_0 = \mathbf{1584.75 \text{ cm}^2}$$

- Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 13)$$

$$s_{/xx} = \mathbf{12351.75 \text{ cm}^3}.$$

- Calcul de  $V_1$  et  $V_2$  :

$$V_1 = \frac{s_{/xx}}{B_0} = \frac{12351.75}{1584.75} = \mathbf{7.79 \text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 = \mathbf{7.21 \text{ cm}}.$$

- Calcul de  $I_0$  :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (7.79^3 + 7.21^3) + 15 \times 5.65 \times (7.21 - 2)^2 = \mathbf{30551.61}$$

$$I_0 = \mathbf{30551.61 \text{ cm}^4}.$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.66 \times 3.65^4}{10819 \times 10^3 \times 30551.61 \times 10^{-8}} = \mathbf{0.0074 \text{ m}}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3.56}{500} = \mathbf{0.0073 \text{ m}}$$

$f = 0.0074 \text{ m} > \bar{f} = 0.0073 \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$

La flèche n'est pas vérifiée donc il faut choisir une autre section d'armature :

$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$B_0 \text{ (cm}^2\text{)}$	$S_{/xx} \text{ (cm}^3\text{)}$	$V_1 \text{ (cm)}$	$V_2 \text{ (cm)}$	$I_0 \text{ (cm}^4\text{)}$	$F \text{ (m)}$
<b>6HA12</b>	1601.85	12574.05	7.8	7.2	31014.024	0.0073

Tableau 3.12 : la nouvelle section d'armature

• **Limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, la vérification n'est pas nécessaire.

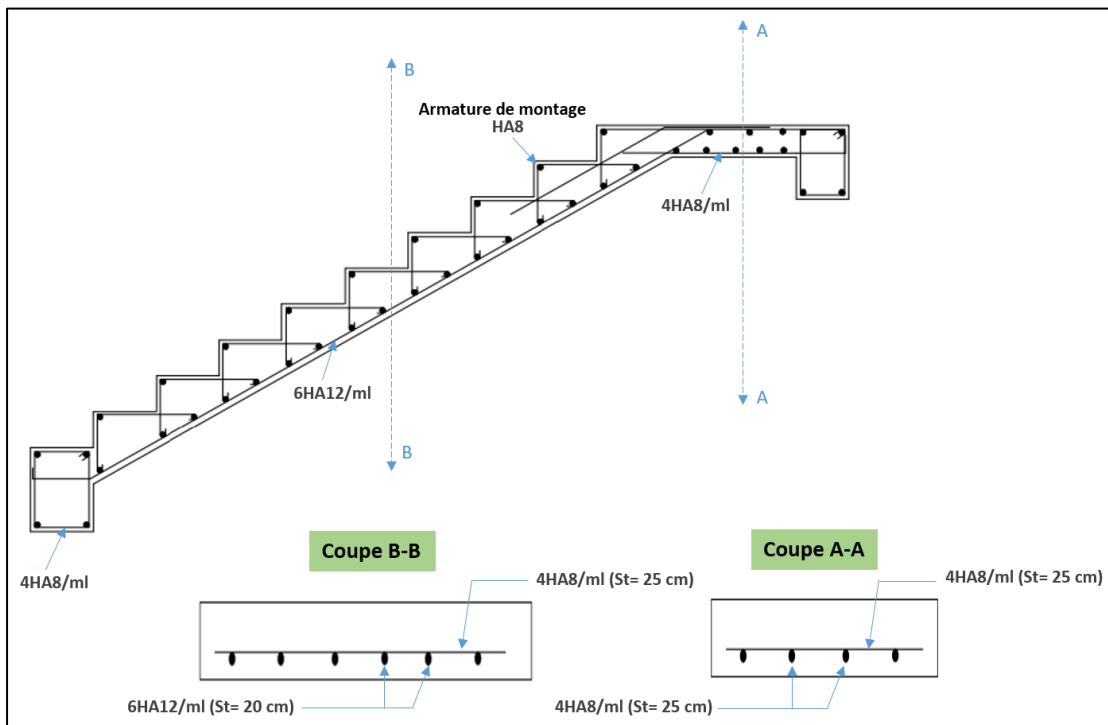


Figure 3.40 : Ferrailage de l'escalier droit à deux volées et un palier de repos

**3.3.4. Étude de l'escalier droit à trois volées et deux palier de repos :**

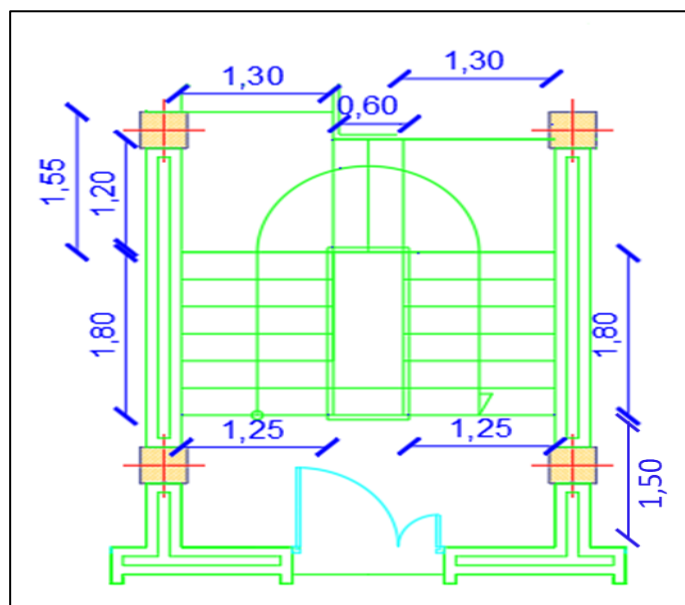


Figure 3.41 : escalier droit à trois volées et deux palier de repos

- Première et troisième volée d'une hauteur : **H= 1.53 m**
- Deuxième volée d'une hauteur : **H= 1.02 m**

A. Pour la première et dernière volée :

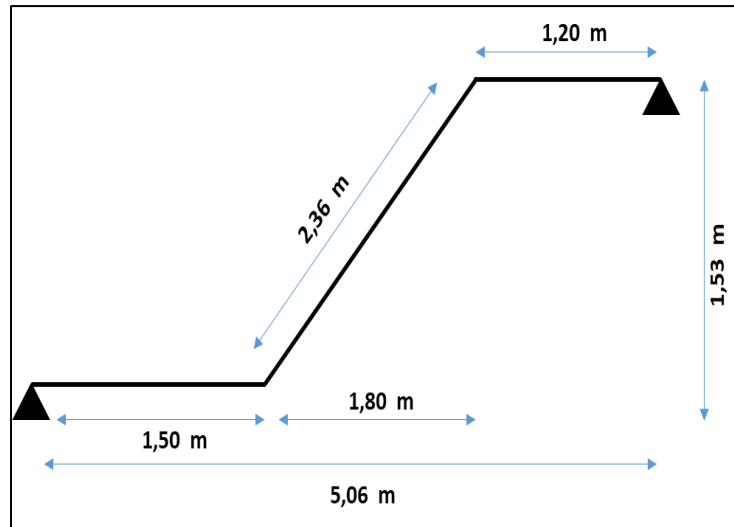


Figure 3.42 : Schéma statique de la première et dernière volée.

3.3.4.1. Dimensionnement :

- Schéma statique :

Hauteur des marches :  $h = 17 \text{ cm}$

Le giron :  $g = 30 \text{ cm}$

Nombre de contre marches :  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

- Vérification de la loi de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} < 2(17) + 30 = 64 \text{ cm} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Dimensionnement de la paillasse et le palier :

Le dimensionnement de la paillasse et le palier est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{L2} = \frac{1.53}{1.8} = 0.85 \dots \dots \alpha = 40.36^\circ$$

$$\text{cos}\alpha = \frac{L2}{L'} \rightarrow L' = \frac{L2}{\text{cos}\alpha} = \frac{1.8}{\text{cos}40.36} = 2.36 \text{ m}$$

Avec :  $L'$ : longueur de la paillasse

$$L = L' + L1 + L3 = 2.36 + 1.50 + 1.20 = 5.06 \text{ m}$$

$$\frac{506}{30} = 16.86 \leq ep \leq \frac{506}{20} = 25.30 \rightarrow \text{On adopte : } ep = 20 \text{ cm}$$

**3.3.4.2. Détermination des charges et des surcharges :**

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 mètre d'embranchement et une bande de 1 mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

- Les charges permanentes surcharge d'exploitation :

- Palier :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Charge G (Kn/m <sup>2</sup> )
1- Revêtement marbre	0.022	20	0.44
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit de sable	0.02	18	0.36
4- Poids du palier	0.20	25	5
5- Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale G<sub>totale</sub></b>			<b>6.40</b>
<b>Q<sub>palier</sub></b>			<b>2.5</b>

Tableau 3.13 : Charges et surcharge revenant au palier.

- Le Paillasse :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Charge G (Kn/m <sup>2</sup> )
1- Revêtement marbre	0.022	20	0.44
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit de sable	0.02	18	0.36
4- Poids du paillasse	0.20	25	$\frac{0.20 \times 25}{\cos \alpha} = 6.56$
5- Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6- Poids des marches	0.17	25	$\frac{0.17 \times 25}{2} = 2.125$
7- Poids des gardes corps	0.1	2	0.2
<b>Charge permanente totale G<sub>totale</sub></b>			<b>10.28</b>
<b>Q<sub>paillasse</sub></b>			<b>2.5</b>

Tableau 3.14 : Charges et surcharge revenant au paillasse.

• **Combinaison de charge :**

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$q_{u\text{paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = ((1.35 \times 10.28) + (1.5 \times 2.5)) \times 1\text{ml} = \mathbf{17.62 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{u\text{palier}} = 1.35G + 1.5Q = ((1.35 \times 6.4) + (1.5 \times 2.5)) \times 1\text{ml} = \mathbf{12.4 \text{ KN/ml}}$$

- **Etat limite de service (ELS) :**

$$q_{s\text{paillasse}} = G + Q = 10.28 + 2.5 = \mathbf{12.78 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{s\text{palier}} = G + Q = 6.4 + 2.5 = \mathbf{8.9 \text{ KN/ml}}$$

**3.3.4.3. Calcul des efforts internes :**

Le calcul se fera à l'état limite ultime ELU :

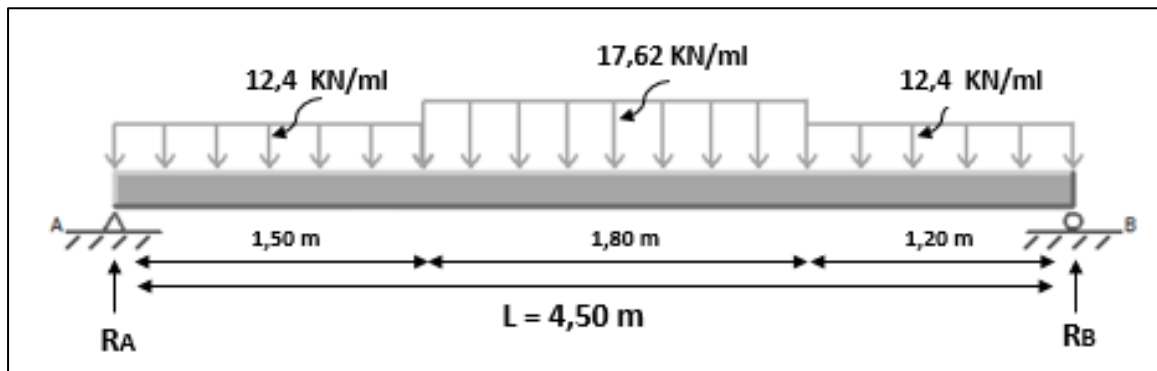


Figure 3.43 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELU.

Les calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tronçons	X (m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
0 < x < 1.50	0	32.39	0
	1.50	14.41	33.93
1.50 < x < 3.3	1.50	14.41	33.93
	3.3	-17.31	31.32
3.3 < x < 4.5	3.3	-17.31	31.32
	4.5	-32.81	0

Tableau 3.15 : Les efforts internes appliqué sur l'escalier à l'ELU.

Le moment Mz est max en  $x = 2.27 \text{ m}$  ;  $Mz_{max} = 39.82 \text{ KN.m}$ .

- **Remarque :**

En tenant compte du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment Mz max du niveau de l'appui A et en travée.

Aux appuis :  $M_u^a = -0.3 M_{z_{max}} = -0.3 \times 39.82 = -11.94 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_u^t = 0.85 M_{z_{max}} = 0.85 \times 39.82 = 33.84 \text{ KN.m}$

Les résultats obtenus figurent sur les diagrammes ci-dessous :

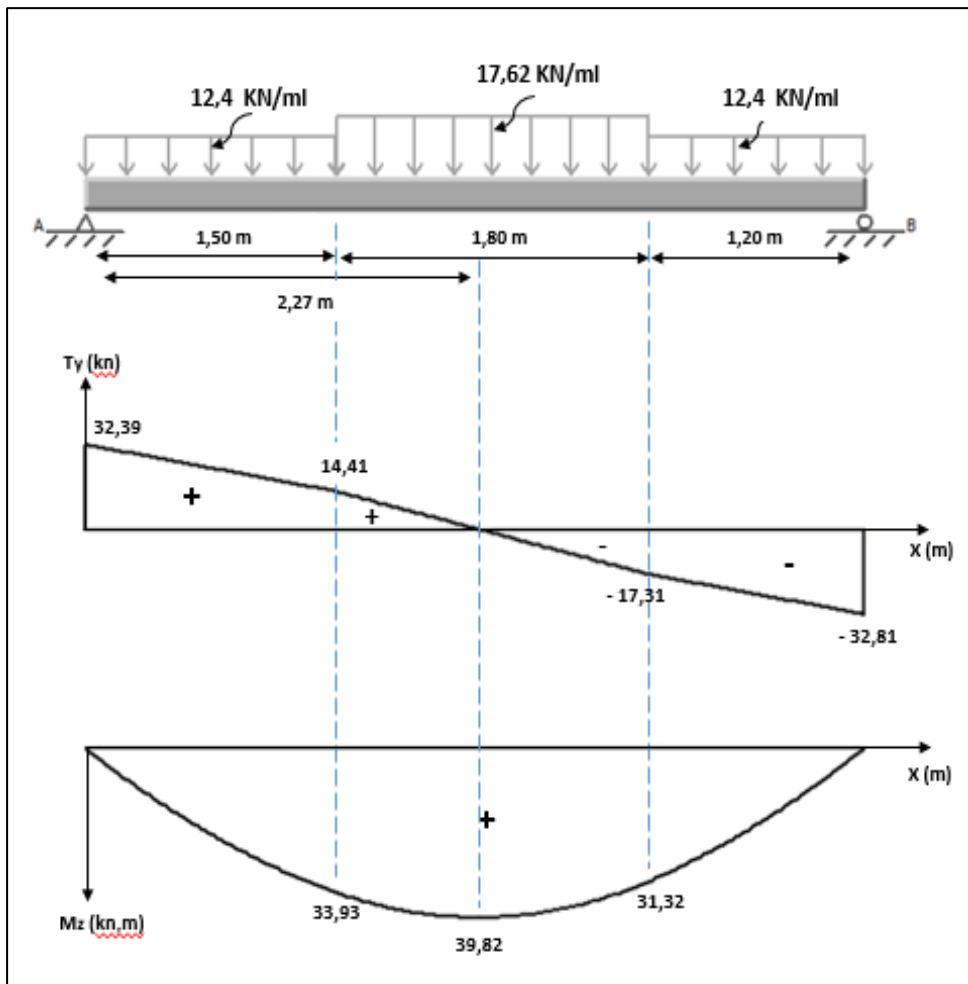


Figure 3.44 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU.

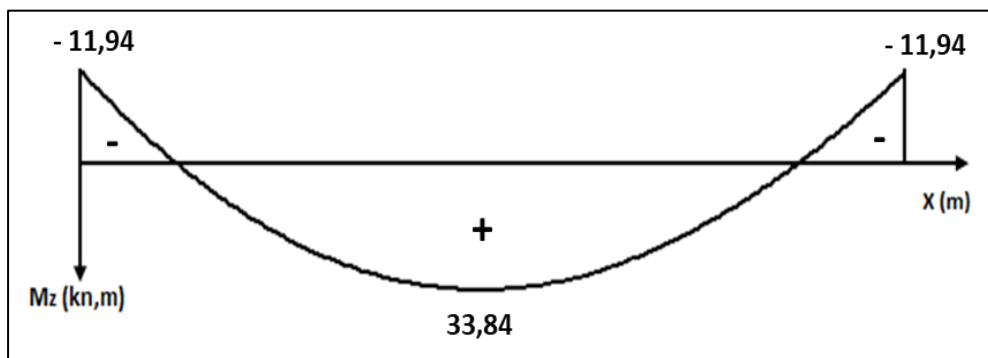


Figure 3.45 : Diagramme des moments à l'ELU En tenant compte du semi encastrement.

**3.3.4.4. Calcul des armatures :**

- Aux appuis :  $Mu_a = 11.94 \text{ KN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.94 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.026 < \mu l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu u = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987 \rightarrow A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11.94 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.93 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25 cm**

- Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25 cm**

- En travée :  $Mu_t = 33.84 \text{ KN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{33.84 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.073 < \mu l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu u = 0.073 \rightarrow \beta = 0.9625 \rightarrow A_a = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{33.84 \times 10^3}{0.9625 \times 18 \times 348} = 5.6 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 20 cm**

- Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25 cm**

		Armatures principales	Armatures de répartitions
Aux appuis	Section calculée	1.93 cm <sup>2</sup>	0.59 cm <sup>2</sup>
	Section adoptée	3HA10 = 2.36 cm <sup>2</sup>	3HA8 = 1.51 cm <sup>2</sup>
	Espacement	25 cm	25 cm
En travée	Section calculée	5.6 cm <sup>2</sup>	1.7 cm <sup>2</sup>
	Section adoptée	6HA12 = 6.79 cm <sup>2</sup>	4HA8 = 2.01 cm <sup>2</sup>
	Espacement	20 cm	25 cm

Tableau 3.16 : Récapitulatif du ferrailage adopté aux appuis et en travée.

**3.3.4.5. Vérification à l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{2.17 \text{ cm}^2}$$

- **En travée :**  $A_t = 6.79 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée.
- **Aux appuis :**  $A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée.

- **Vérification de l'espacement des barres :**

- **Armature principales :**

**En travée :**  $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.

**Aux appuis :**  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$  ... .. condition vérifiée

- **Armature de répartition :**

**En travée :**  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$ .....condition vérifiée.

**Aux appuis :**  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$  ... .. condition vérifiée

- **Vérification de l'efforts tranchants :**  $Tu_{max} = 32.81 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{Tu_{max}}{b \times d} = \frac{32.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = \mathbf{0.18 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$$

$\tau_u = \mathbf{0.18 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$  .....condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

- **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3.14 \times 12 = \mathbf{226.08 \text{ mm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{32.81 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 226.08} = \mathbf{0.89 \text{ MPa}}$$

$\tau_{se} = \mathbf{0.89 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3.15 \text{ MPa}}$  ..... Condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 10 = \mathbf{94.2 \text{ mm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{32.81 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = \mathbf{2.15 \text{ MPa}}$$

$\tau_{se} = \mathbf{2.15 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3.15 \text{ MPa}}$  ..... Condition vérifiée.

- Vérification de l'ancrage des armatures :

Longueur de scellement droit :

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

Avec :

$$\begin{cases} T_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \\ \Psi_s = 1.5 \end{cases}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égal à :  $L_c = 0.4 L_s$

$$L_c = 0.4 \times 42.44 = 17 \text{ cm.}$$

**3.3.4.6. Calcul à l'état limite de service (ELS) :**

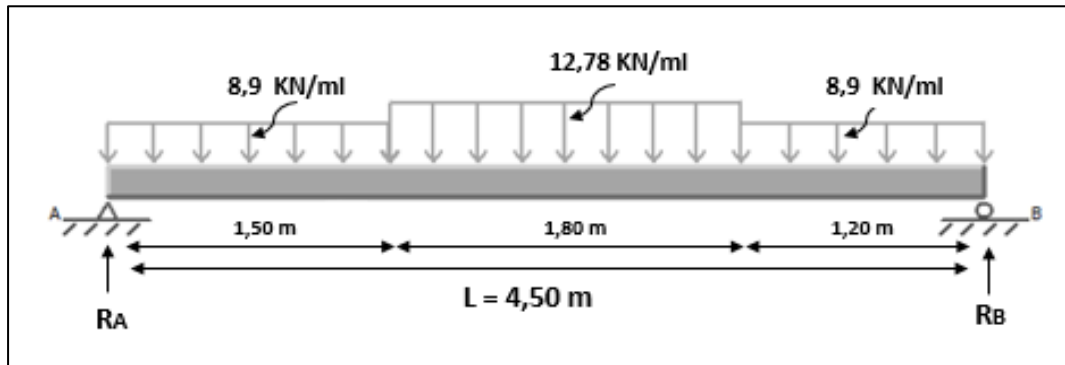


Figure 3.46 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELS.

Les calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tronçons	X (m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
0 < x < 1.50	0	23.36	0
	1.50	10.46	24.52
1.50 < x < 3.3	1.50	10.46	24.52
	3.3	-12.55	22.64
3.3 < x < 4.5	3.3	-12.55	22.64
	4.5	-23.67	0

Tableau 3.17 : Les efforts internes appliqué sur l'escalier à l'ELS.

Le moment Mz est max en  $x = 2.27 \text{ m}$  ;  $Mz_{max} = 28.80 \text{ KN. m.}$

- Remarque :

En tenant compte du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_z$  max du niveau de l'appui A et en travée.

**Aux appuis :**  $M_{ua} = -0.3 M_{z_{max}} = -0.3 \times 28.80 = -8.64 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_{ut} = 0.85 M_{z_{max}} = 0.85 \times 28.80 = 24.48 \text{ KN.m}$

Les résultats obtenus figurent sur le diagramme ci-dessous :

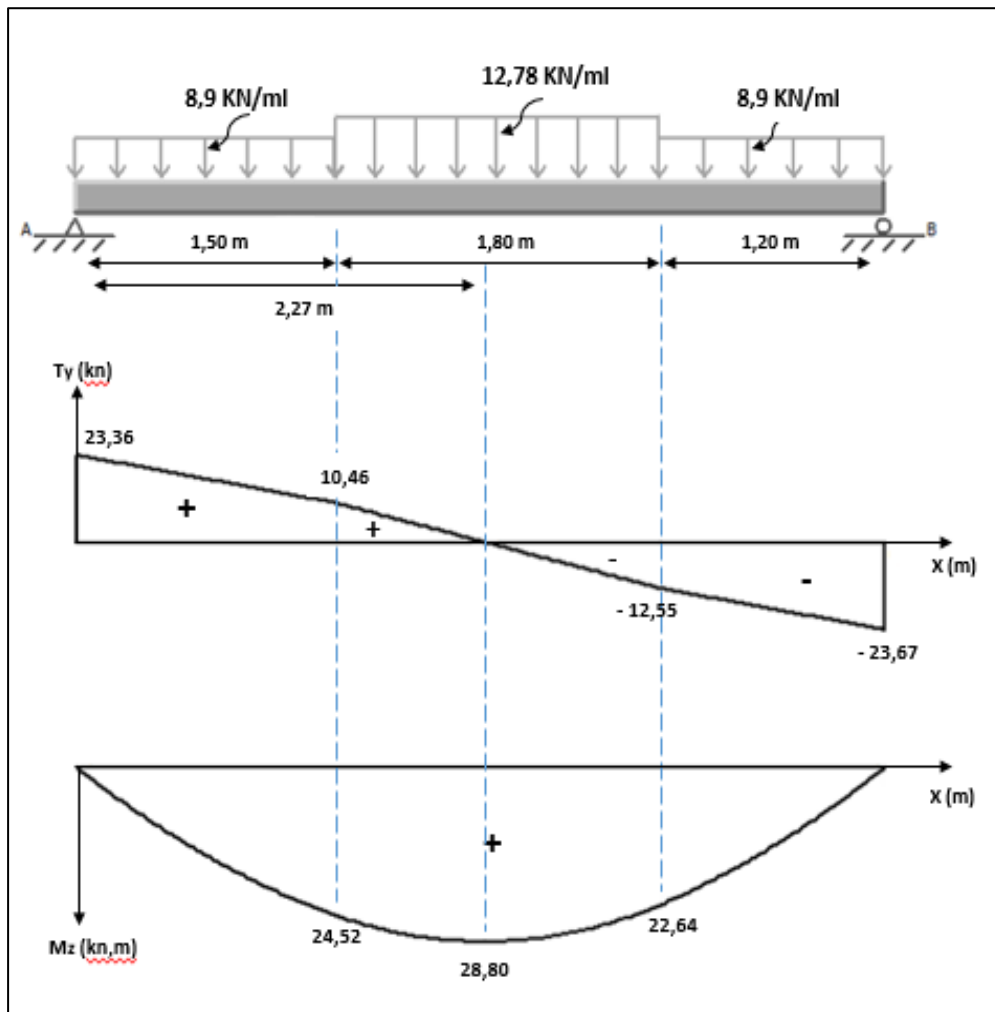


Figure 3.47 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS.

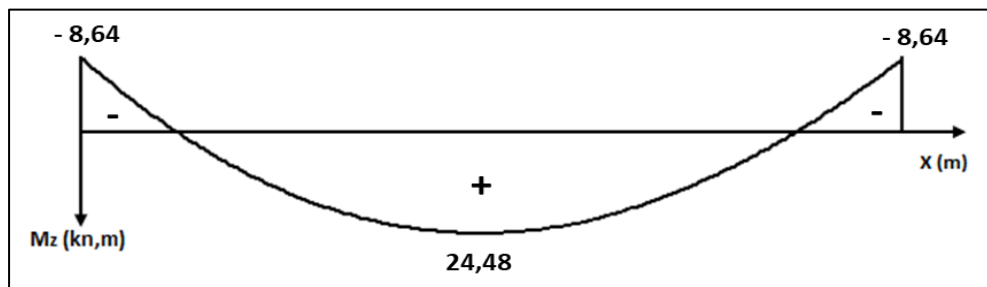


Figure 3.48 : Diagramme des moments à l'ELS En tenant compte du semi encastrement.

**3.3.4.7. Vérification à l'ELS :**

- Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

- En travée :  $M_t = 24.48 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 6.79}{100 \times 18} = \mathbf{0.377}$$

$$\rho = 0.377 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9075 \\ k_1 = 38.05 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{24.48 \times 10^3}{0.9075 \times 18 \times 6.79} = \mathbf{220.71 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{st} = 220.71 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{220.71}{38.05} = \mathbf{5.8 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = 5.8 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

- Aux appuis :  $M_a = 8.64 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.36}{100 \times 18} = \mathbf{0.13}$$

$$\rho = 0.13 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9400 \\ k_1 = 68.80 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.64 \times 10^3}{0.94 \times 18 \times 2.36} = \mathbf{216.37 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{st} = 216.37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{216.37}{68.8} = \mathbf{3.14 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = 3.14 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0.044 < \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{smax} \times l^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

- Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b \times h + (15 \times A)$$

$$B_0 = 100 \times 20 + (15 \times 6.79) \rightarrow \mathbf{B_0 = 2101.85\text{cm}^2}$$

- Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + (15 \times 6.79 \times 18) \rightarrow \mathbf{S_{/xx} = 21833.3\text{ cm}^3}$$

- Calcul de  $V_1$  et  $V_2$  :

$$V_1 = \frac{s_{/xx}}{B_0} = \frac{21833.3}{2101.85} = \mathbf{10.38\text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.38 = \mathbf{9.62\text{ cm}}$$

- Calcul de  $I_0$  :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.38^3 + 9.62^3) + 15 \times 6.79 \times (9.62 - 2)^2 \rightarrow \mathbf{I_0 = 72869.3\text{cm}^4}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.78 \times 4.5^4}{10819 \times 10^3 \times 72869.3 \times 10^{-8}} = \mathbf{0.0086\text{ m}}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{4.5}{500} = \mathbf{0.0090\text{ m}}$$

$f = 0.0086\text{ m} < \bar{f} = 0.0090\text{ m}$ .....condition vérifiée.

**B. Pour la deuxième volée :**

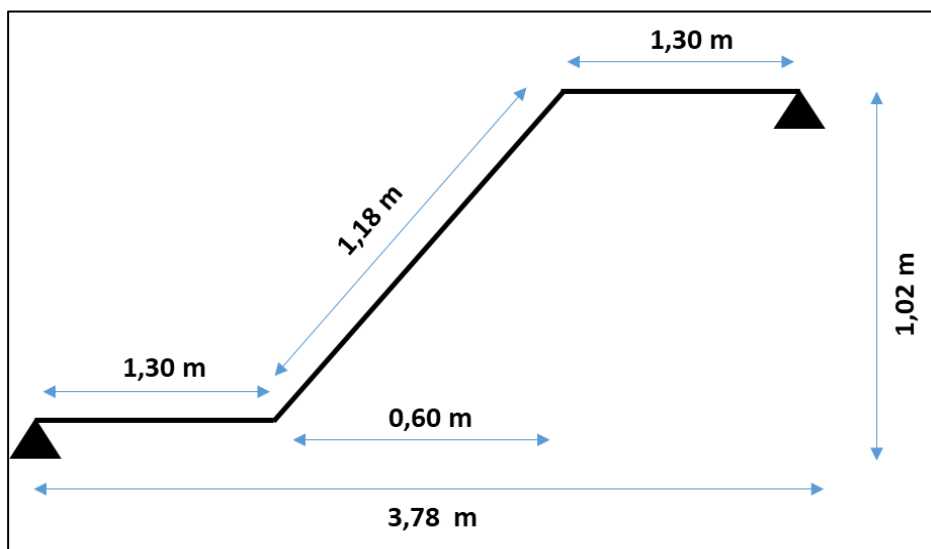


Figure 3.49 : Schéma statique de la deuxième volée.

**3.3.4.8. Dimensionnement :**

- **Schéma statique :**

Hauteur des marches :  $h = 17 \text{ cm}$

Le giron :  $g = 30 \text{ cm}$

Nombre de contre marches de volée intermédiaire (deuxième) :  $n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6$

- **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} < 2(17) + 30 = 64 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Dimensionnement de la paillasse et le palier :**

Le dimensionnement de la paillasse et le palier est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L2} = \frac{1.02}{0.6} = 1.7 \dots \dots \alpha = 59.53^\circ$$

$$\text{cos} \alpha = \frac{L2}{L'} \rightarrow L' = \frac{L2}{\text{cos} \alpha} = \frac{0.6}{\text{cos} 59.53} = 1.18 \text{ m}$$

$$L = L' + L1 + L3 = 1.18 + 1.3 + 1.3 = 3.78 \text{ m}$$

$$\frac{378}{30} = 12.6 \leq ep \leq \frac{378}{20} = 18.9 \rightarrow \text{On adopte : } ep = 20 \text{ cm}$$

**3.3.4.9. Détermination des charges et des surcharges :**

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 mètre d’emmarchement et une bande de 1 mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

- **Les charges permanentes surcharge d’exploitation :**

- **Palier :**

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Charge G (Kn/m <sup>2</sup> )
1- Revêtement marbre	0.022	20	0.44
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit de sable	0.02	18	0.36
4- Poids du palier	0.20	25	5
5- Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale G<sub>totale</sub></b>			<b>6.40</b>
<b>Q<sub>palier</sub></b>			<b>2.5</b>

Tableau 3.18 : Charges et surcharge revenant au palier.

- Le Paillasse :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Charge G (Kn/m <sup>2</sup> )
1- Revêtement marbre	0.022	20	0.44
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit de sable	0.02	18	0.36
4- Poids du paillasse	0.20	25	$\frac{0.20 \times 25}{\cos \alpha} = 9.86$
5- Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6- Poids des marches	0.17	25	$\frac{0.17 \times 25}{2} = 2.125$
7- Poids des gardes corps	0.1	2	0.2
<b>Charge permanente totale G<sub>totale</sub></b>			<b>13.22</b>
<b>Q<sub>paillasse</sub></b>			<b>2.5</b>

Tableau 3.19 : Charges et surcharge revenant au paillasse.

• **Combinaison de charge :**

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$q_{u\text{paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = ((1.35 \times 13.22) + (1.5 \times 2.5)) \times 1\text{ml} = \mathbf{21.6 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{u\text{palier}} = 1.35G + 1.5Q = ((1.35 \times 6.4) + (1.5 \times 2.5)) \times 1\text{ml} = \mathbf{12.4 \text{ KN/ml}}$$

- **Etat limite de service (ELS) :**

$$q_{s\text{paillasse}} = G + Q = 13.22 + 2.5 = \mathbf{15.72 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{s\text{palier}} = G + Q = 6.4 + 2.5 = \mathbf{8.9 \text{ KN/ml}}$$

**3.3.4.10. Calcul des efforts internes :**

Le calcul se fera à l'état limite ultime ELU :

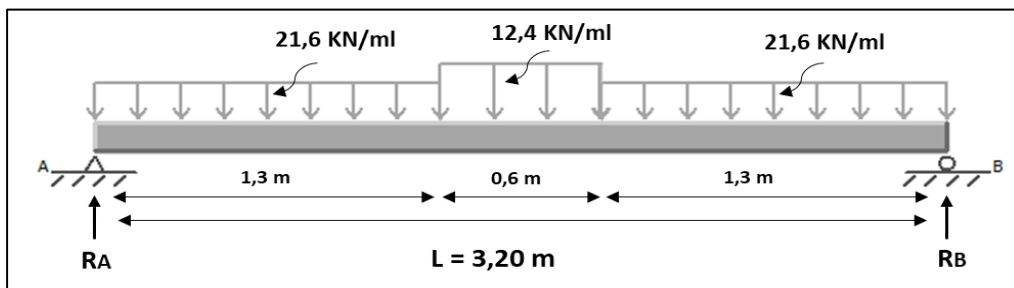


Figure 3.50 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELU.

Les calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tronçons	X (m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
0 < x < 1.3	0	22,60	0
	1.3	6.48	18.90
1.3 < x < 1.9	1.3	6.48	18.90
	1.9	-6.48	18.90
1.9 < x < 3.2	1.9	-6.48	18.90
	3.2	-22,60	0

Tableau 3.20 : Les efforts internes appliqué sur l'escalier à l'ELU.

Le moment Mz est max en x = 1.6 m ;  $Mz_{max} = 19.87 \text{ KN. m}$ .

- **Remarque :**

En tenant compte du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment Mz max du niveau de l'appui A et en travée.

**Aux appuis :**  $M_u^a = -0.3 Mz_{max} = -0.3 \times 19.87 = -5.96 \text{ KN. m}$

**En travée :**  $M_u^t = 0.85 Mz_{max} = 0.85 \times 19.87 = 16.89 \text{ KN. m}$

Les résultats obtenus figurent sur les diagrammes ci-dessous :

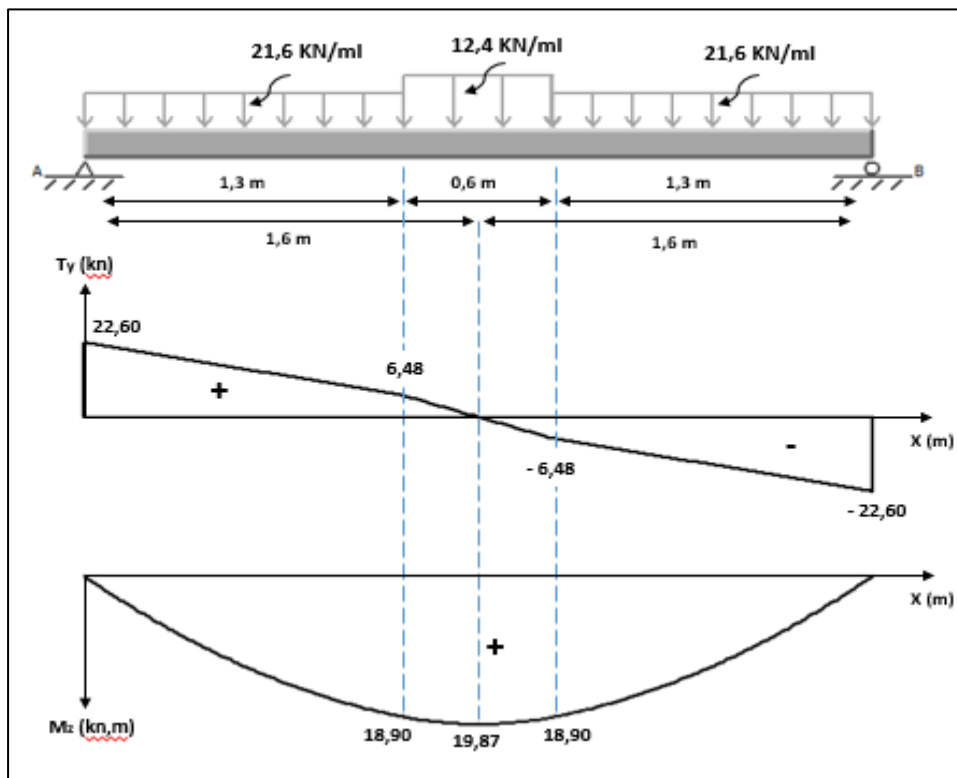


Figure 3.51 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU.

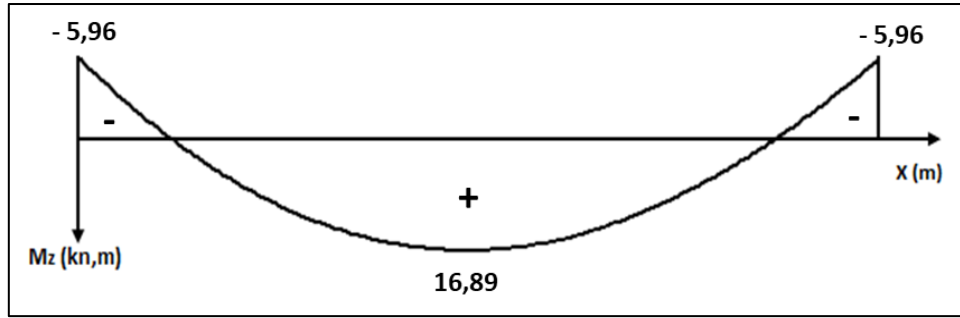


Figure 3.52 : Diagramme des moments à l'ELU En tenant compte du semi encastrement.

**3.3.4.11. Calcul des armatures :**

- Aux appuis :  $Mu_a = 5.96 \text{ KN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.96 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.013 < \mu l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu u = 0.009 \rightarrow \beta = 0.9945$$

$$\rightarrow A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5.96 \times 10^3}{0.9945 \times 18 \times 348} = \mathbf{0.95 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armature : **3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25 cm**

- Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.36}{4} = \mathbf{0.59 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armature : **3HA8 = 1.51 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25 cm**

- En travée :  $Mu_t = 16.89 \text{ KN.m}$

- Armatures principales :

$$\mu u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.89 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.036 < \mu l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu u = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$\rightarrow A_a = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.89 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 348} = \mathbf{2.74 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armature : **3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25 cm**

- Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.39}{4} = \mathbf{0.84 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armature : **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25 cm**

		Armatures principales	Armatures de répartitions
Aux appuis	Section calculée	0.95 cm <sup>2</sup>	0.59 cm <sup>2</sup>
	Section adoptée	3HA10 = 2.36 cm <sup>2</sup>	3HA8 = 1.51 cm <sup>2</sup>
	Espacement	25 cm	25 cm
En travée	Section calculée	2.74 cm <sup>2</sup>	0.84 cm <sup>2</sup>
	Section adoptée	3HA12 = 3.39 cm <sup>2</sup>	4HA8 = 2.01 cm <sup>2</sup>
	Espacement	25 cm	25 cm

Tableau 3.21 : Récapitulatif du ferrailage adopté aux appuis et en travée.

**3.3.4.12. Vérification à l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- **En travée :** At = 3.39 cm<sup>2</sup> > 2.17 cm<sup>2</sup>.....condition vérifiée.
- **Aux appuis :** Aa = 2.36 cm<sup>2</sup> > 2.17 cm<sup>2</sup>.....condition vérifiée.

- **Vérification de l'espacement des barres :**

- **Armature principales :**

**En travée :** St = 25 cm ≤ min(3h; 33cm) = 33 cm.....condition vérifiée.

**Aux appuis :** St = 25 cm ≤ min(3h; 33cm) = 33 cm ... .. condition vérifiée

- **Armature de répartition :**

**En travée :** St = 25 cm ≤ min(4h; 45cm) = 45 cm.....condition vérifiée.

**Aux appuis :** St = 25 cm ≤ min(4h; 45cm) = 45 cm ... .. condition vérifiée

- **Vérification de l'efforts tranchants :** Tu<sub>max</sub> = 22.60 KN.

$$\tau_u = \frac{Tu_{max}}{b \times d} = \frac{22.60 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

**τ<sub>u</sub> = 0.12 MPa < τ<sub>u</sub> = 3.33 MPa** .....condition vérifiée.

- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{22.60 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.23 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{22.60 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 1.48 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.48 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'ancrage des armatures :

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} T_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ \Psi_s = 1.5 \end{cases}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égal à :  $L_c = 0.4 L_s$

$$L_c = 0.4 \times 42.32 = 17 \text{ cm.}$$

**3.3.4.13. Calcul à l'état limite de service (ELS) :**

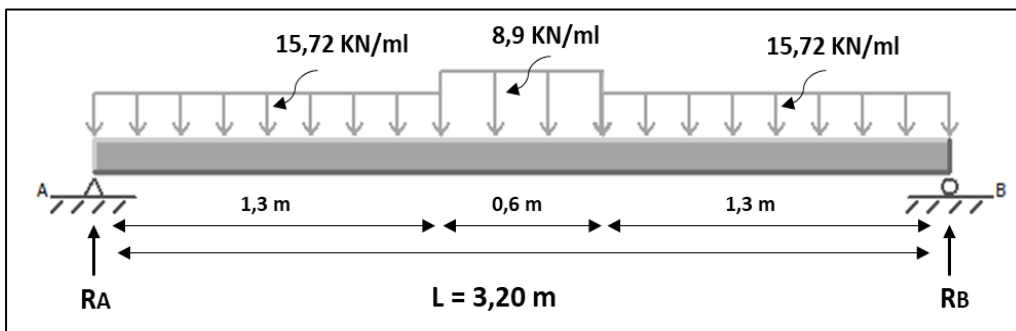


Figure 3.53 : Schéma statique des réactions appliqué sur l'escalier à l'ELS.

Les calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tronçons	X (m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
0 < x < 1.3	0	16.29	0
	1.3	4.72	13.65
1.3 < x < 1.9	1.3	4.72	13.65
	1.9	-4.72	13.65
1.9 < x < 3.2	1.9	-4.72	13.65
	3.2	-16.29	0

Tableau 3.22 : Les efforts internes appliqué sur l'escalier à l'ELS.

Le moment Mz est max en x = 1.6 m ;  $Mz_{max} = 14.36 \text{ KN.m}$ .

- Remarque :

En tenant compte du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment Mz max du niveau de l'appui A et en travée.

Aux appuis :  $M_u^a = -0.3 Mz_{max} = -0.3 \times 14.36 = -4.3 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_u^t = 0.85 Mz_{max} = 0.85 \times 14.36 = 12.20 \text{ KN.m}$

Les résultats obtenus figurent sur les diagrammes ci-dessous :

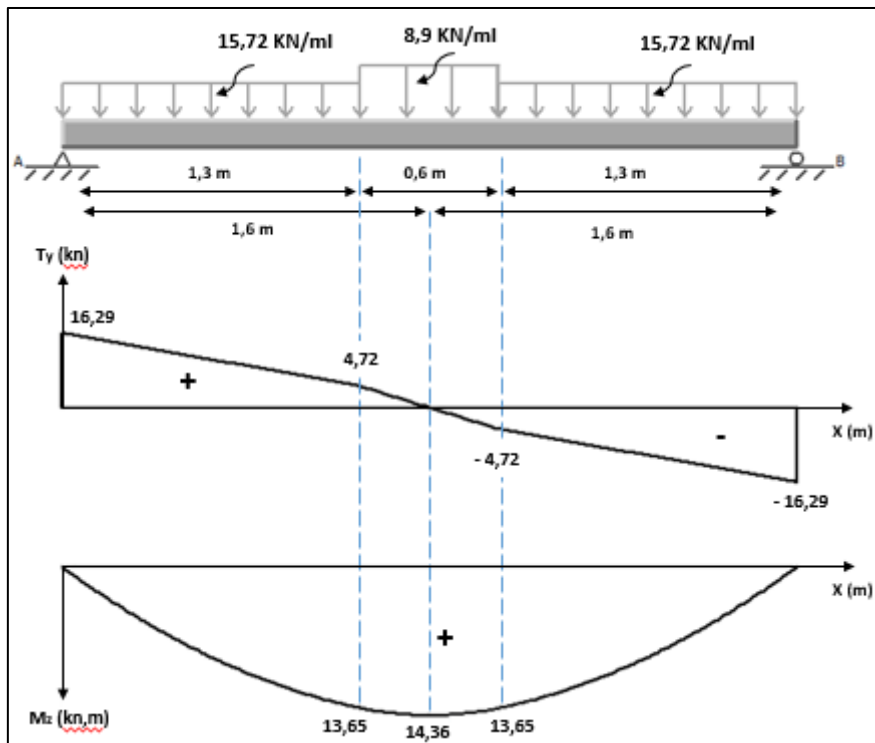


Figure 3.54 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS.

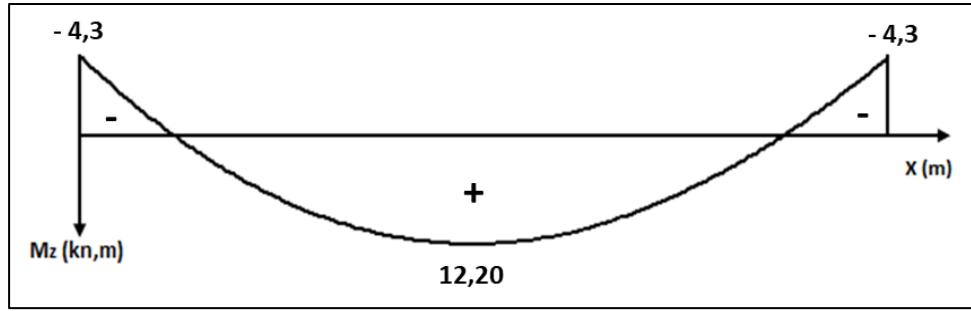


Figure 3.55 : Diagramme des moments à l'ELS En tenant compte du semi encastrement.

**Vérification à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

- **En travée :**  $M_t = 12.20 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{100 \times 18} = \mathbf{0.188}$$

$$\rho = 0.188 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9297 \\ k_1 = 56.21 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{12.20 \times 10^3}{0.9297 \times 18 \times 3.39} = \mathbf{215.05 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{st} = \mathbf{215.05 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{st}} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$ .....condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{215.05}{65.21} = \mathbf{3.8 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{3.8 \text{ MPa}} > \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$ .....condition vérifiée.

- **Aux appuis :**  $M_a = 4.3 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.36}{100 \times 18} = \mathbf{0.13}$$

$$\rho = 0.13 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9400 \\ k_1 = 68.80 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.3 \times 10^3}{0.94 \times 18 \times 2.36} = \mathbf{107.68 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{st} = \mathbf{107.68 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{st}} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$ .....condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{107.68}{68.8} = \mathbf{1.56 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{1.56 \text{ MPa}} > \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$ .....condition vérifiée.

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{320} = 0.0625 = \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.0625 < \frac{M_{ts}}{10M_0} = \frac{12.20}{10 \times 14.36} = 0.085 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{100 \times 18} = 0.0018 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{smax} \times l^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

- Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b \times h + (15 \times A)$$

$$B_0 = 100 \times 20 + (15 \times 3.39)$$

$$B_0 = \mathbf{2050.85 \text{ cm}^2}$$

- Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + (15 \times 3.39 \times 18)$$

$$\frac{s}{xx} = \mathbf{20915.3 \text{ cm}^3}.$$

- Calcul de  $V_1$  et  $V_2$  :

$$V_1 = \frac{s_{/xx}}{B_0} = \frac{20915.3}{2050.85} = \mathbf{10.2 \text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.2 = \mathbf{9.8 \text{ cm.}}$$

- Calcul de  $I_0$  :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.2^3 + 9.8^3) + 15 \times 3.39 \times (9.8 - 2)^2 = \mathbf{69840.38}$$

$$I_0 = \mathbf{69840.38 \text{ cm}^4}.$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{15.72 \times 3.2^4}{10819 \times 10^3 \times 69840.38 \times 10^{-8}} = \mathbf{0.0028 \text{ m}}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3.2}{500} = \mathbf{0.0064 \text{ m}}$$

$$\mathbf{f = 0.0028 \text{ m} < \bar{f} = 0.0064 \text{ m} \dots \text{condition vérifiée}}$$

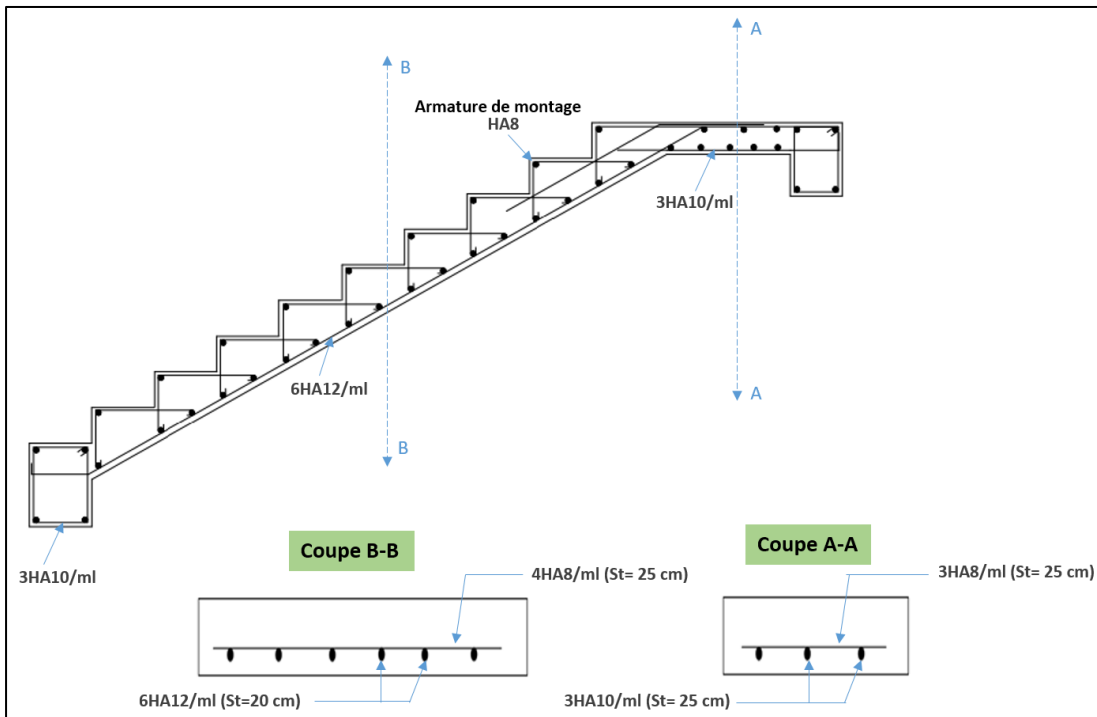


Figure 3.56 : Ferrailage de l'escalier droit à trois volées et deux palier de repos (Pour la première et dernière volée).

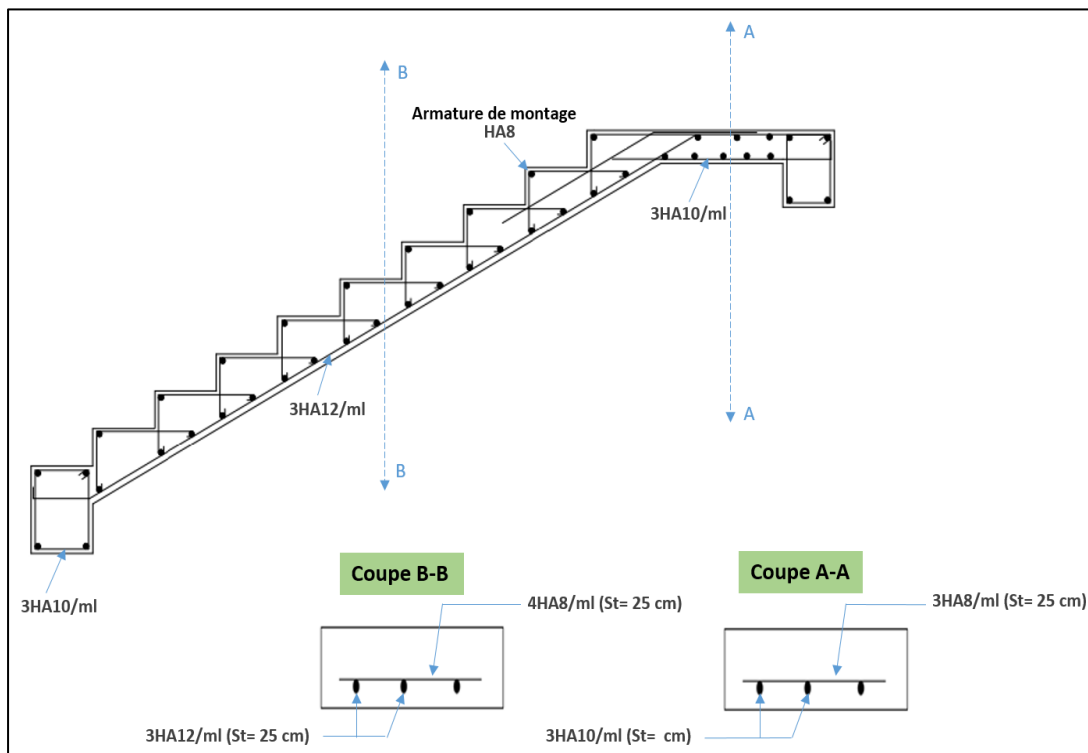


Figure 3.57 : Ferrailage de l'escalier droit à trois volées et deux palier de repos (Pour la deuxième volée).

### 3.4. Etude de la poutre palière :

#### 3.4.1. Introduction :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire, elle est destinée à supporter son poids propre et la réaction du palier intermédiaire, le calcul se fera en flexion simple.

#### 3.4.2. Etude de la poutre palière de l'escalier droit à deux volées et un palier :

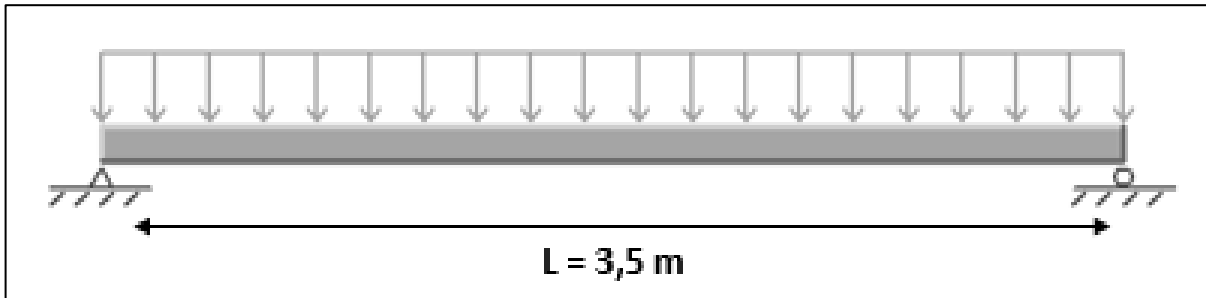


Figure 3.58 : Schéma statistique de la poutre palière.

##### 3.4.2.1. Pré dimensionnement :

- La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :  $L = 350$  cm

$$\rightarrow \frac{350}{15} = 23.33 \leq h \leq \frac{350}{10} = 35$$

$$\rightarrow 23.33 \text{ cm} \leq h \leq 35 \text{ cm}$$

on prend :  **$h = 30$  cm**

→ Compte tenu des exigences du **RPA**, on opte pour  **$ht = 30$  cm**

- La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

$$\rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

$$\rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

on prend :  **$b = 20$  cm**

→ Compte tenu des exigences du **RPA**, on opte pour  **$b = 25$  cm**

**Donc la poutre palière a pour dimension :**

$$(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

**3.4.2.2. Détermination des charges :**

- Poids propre de la poutre palière :

$$G_p = b \times h \times \rho = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

- Réaction du palier à l'ELU :  $R_b = 22.74 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELS :  $R_b = 16.34 \text{ KN/ml}$

**3.4.2.3. Combinaison à considérer :**

- A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + R_b$$

$$\rightarrow q_u = (1.35 \times 1.875) + 22.74$$

$$\rightarrow q_u = 25.27 \text{ KN/ml}$$

- A l'ELS :

$$q_s = G + R_b$$

$$\rightarrow q_s = 1.875 + 16.34$$

$$\rightarrow q_s = 18.215 \text{ KN/ml}$$

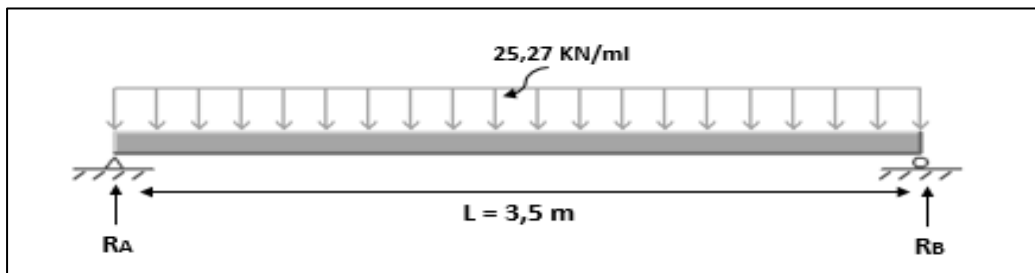
**3.4.2.4. Calcul à l'ELU :**

Figure 3.59 : schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

- Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{25.27 \times 3.50^2}{8} = 38.70 \text{ KN. m}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{25.27 \times 3.50}{2} = 44.22 \text{ KN}$$

- Correction des moments :

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0.3 \times 38.7 = -11.61 \text{ KN. m}$
- En travée :  $M_{ut} = 0.85 \times 38.7 = 32.90 \text{ KN. m}$

- Diagramme des efforts interne à l'ELU :

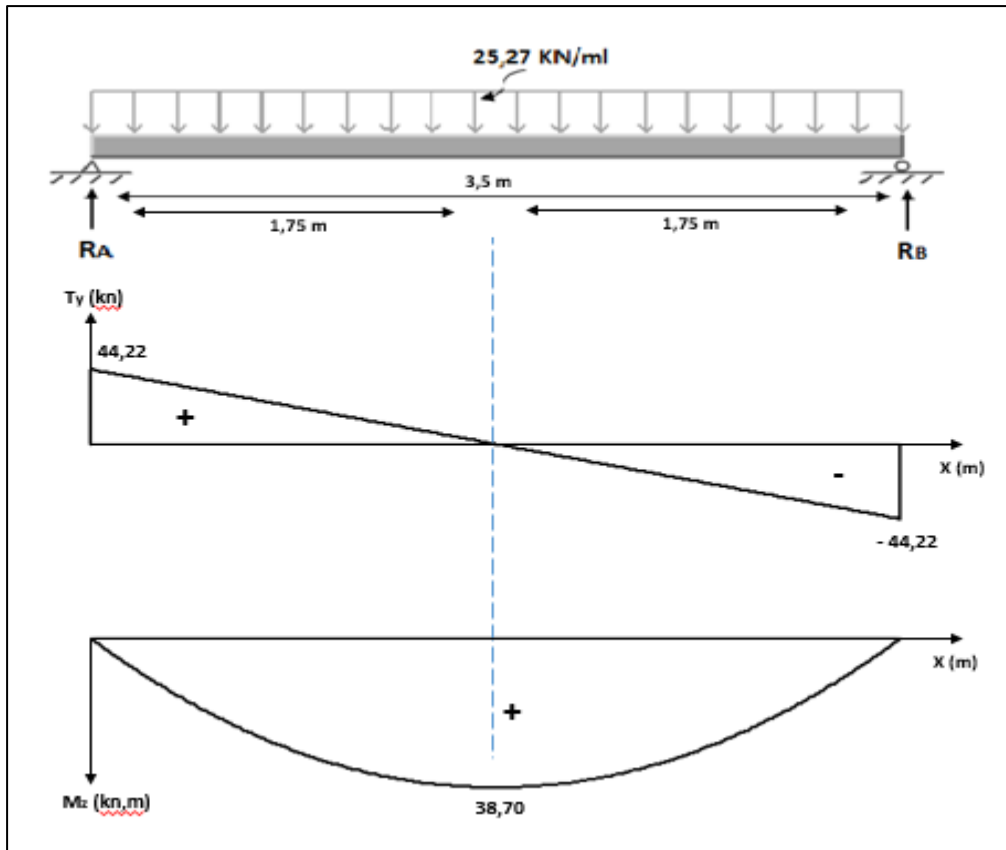


Figure 3.60 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU.

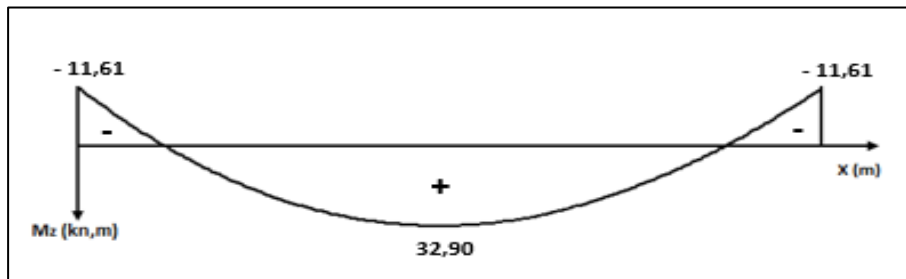


Figure 3.61 : Diagramme des moments à l'ELU après correction.

**3.4.2.5. Calcul des armatures :**

- Aux appuis :  $M_{ua} = 11.61 \text{ KN.m}$

$$\mu u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.61 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.04 < \mu l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu u = 0.04 \rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11.61 \times 10^3}{0.980 \times 28 \times 348} = 1.21 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

- En travée :

$$M_{ut} = 32.90 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{32.90 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.118 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.118 \rightarrow \beta = 0.937$$

$$A_a = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{32.90 \times 10^3}{0.937 \times 28 \times 348} = 3.6 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **3HA14 = 4.62 cm<sup>2</sup>**

**3.4.2.6. Vérification à l'ELU :**

- Vérification de la condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

- En travée :  $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.84 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.
- Aux appuis :  $A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > 0.84 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

- Vérification de l'efforts tranchants :

$$T_u = 44.22 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{44.22 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{44.22 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 1.55 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

• Vérification de l'ancrage des armatures :

Longueur de scellement droit :  $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

- Pour les HA 12 :  $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$  (Aux appuis).
- Pour les HA 14 :  $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$  (En travée).

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égal à :  $L_c = 0.4 L_s$

- Pour les HA 12 :  $L_c = 0.4 \times 42.32 = 17 \text{ cm}$ .
- Pour les HA 14 :  $L_c = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$ .

→ Finalement : La longueur  $L_c = 20 \text{ cm}$ .

• Calcul des armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales :

$\phi_t < \min \left\{ \phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12; 8.75; 25 \} \rightarrow \phi_t < 8.75 \text{ mm}$

→  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- Espacement des barres :

En zone nodale :  $St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi \right\} = 7.5 \text{ cm}$ . On prend :  $St = 7 \text{ cm}$

En zone courante :  $St \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$ . On prend :  $St = 15 \text{ cm}$

- Quantité d'armature transversal minimal :

$A_{min} = 0.003 \times St \times b \leq At$

$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 \leq At$

$At = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

3.4.2.7. Calcul à l'ELS :

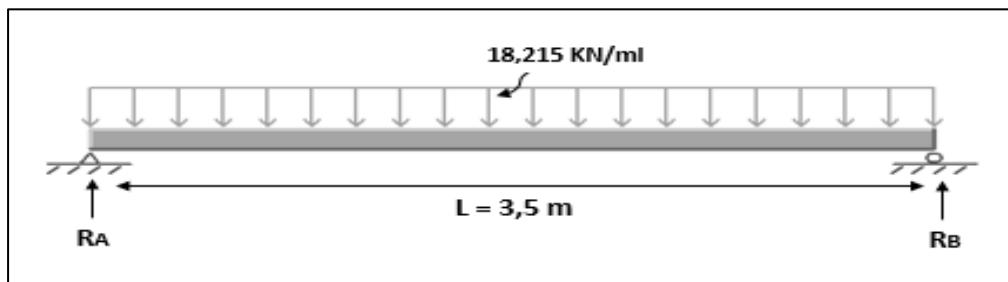


Figure 3.62 : schéma statique de la poutre palière à l'ELS.

- **Moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{18.215 \times 3.50^2}{8} = 27.9 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{18.215 \times 3.50}{2} = 31.87 \text{ KN}$$

- **Correction des moments :**

**Aux appuis :**  $M_{sa} = -0.3 \times 27.9 = -8.37 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_{st} = 0.85 \times 27.9 = 23.71 \text{ KN.m}$

- **Diagramme des efforts interne à l'ELS :**

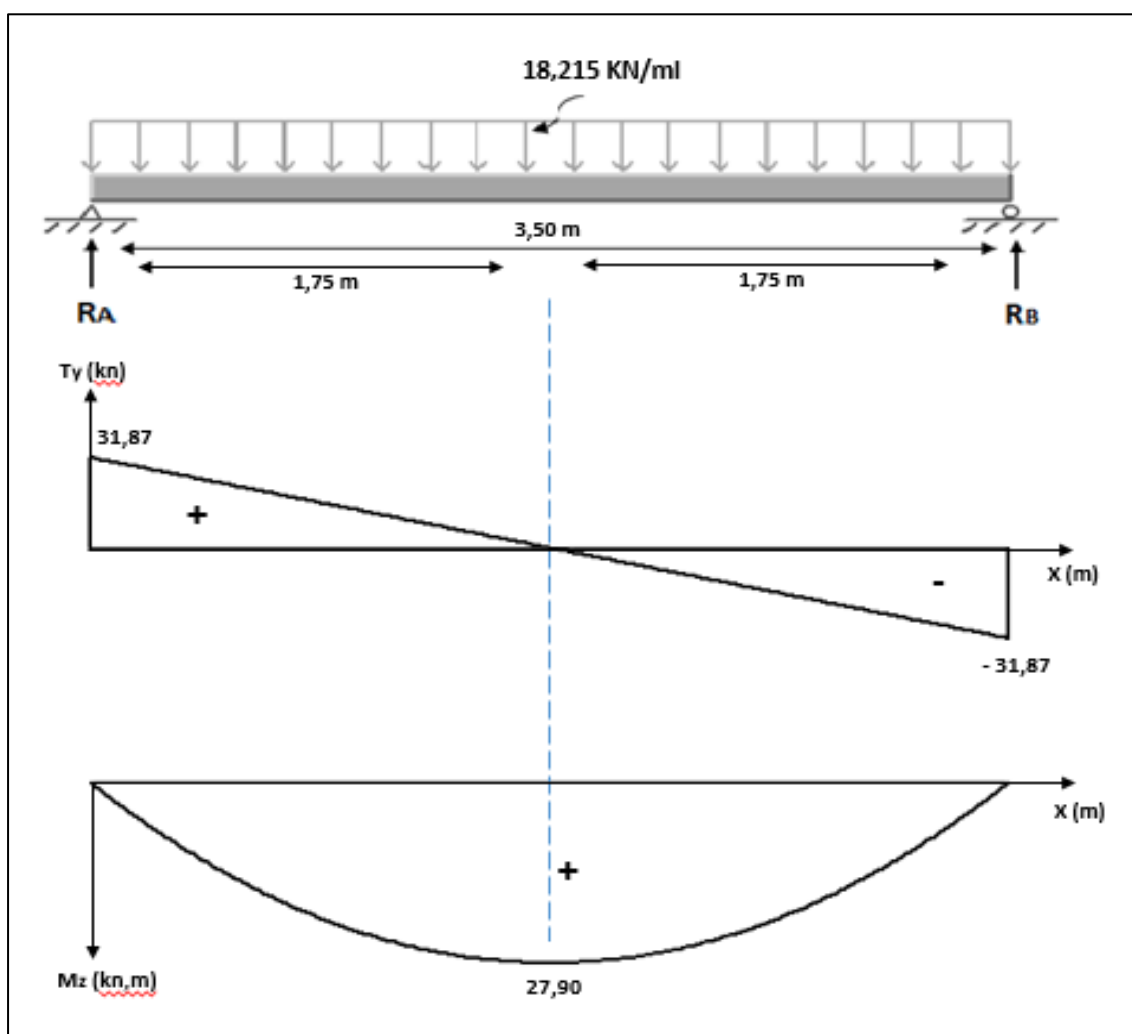


Figure 3.63 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

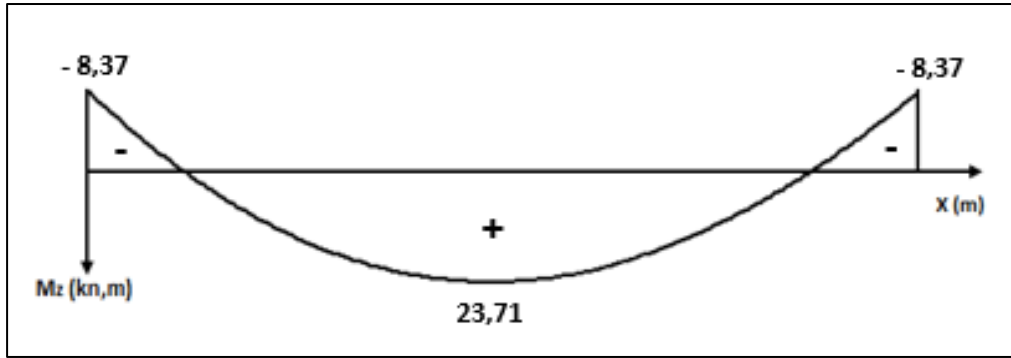


Figure 3.64 : Diagramme des moments à l'ELS après correction.

**3.4.2.8. Vérification à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

- **En travée :**  $M_t = 23.71 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = \mathbf{0.484}$$

$$\rho = 0.484 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8949 \\ k_1 = 32.58 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{23.71 \times 10^3}{0.8949 \times 28 \times 3.39} = \mathbf{279.12 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{st} = 279.12 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{279.12}{32.58} = \mathbf{8.56 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = 8.56 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

- **Aux appuis :**  $M_a = 8.37 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = \mathbf{0.66}$$

$$\rho = 0.66 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8812 \\ k_1 = 27.08 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.37 \times 10^3}{0.8812 \times 28 \times 4.62} = \mathbf{73.42 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{st} = 73.42 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{73.42}{27.08} = \mathbf{2.71 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = 2.71 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....condition vérifiée.

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{350} = 0.0857 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

0.0857 > 0.0625 .....condition vérifiée.

$$\frac{h}{l} = 0.0857 \geq \frac{M_{ts}}{10M_0} = \frac{23.71}{10 \times 27.9} = 0.085$$

0.0857 > 0.085 .....condition vérifiée.

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.0066 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

0.0066 < 0.0105 .....condition vérifiée.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**3.4.2.9. Récapitulatif :**

- La poutre palière a pour dimension : (b × h) = (25 × 30)cm<sup>2</sup>
- Armatures principales :

Aux appuis : Aa = 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

En travée : At = 3HA14 = 4.62 cm<sup>2</sup>

- Armatures transversales : 1 cadre et 1 trier en HA8

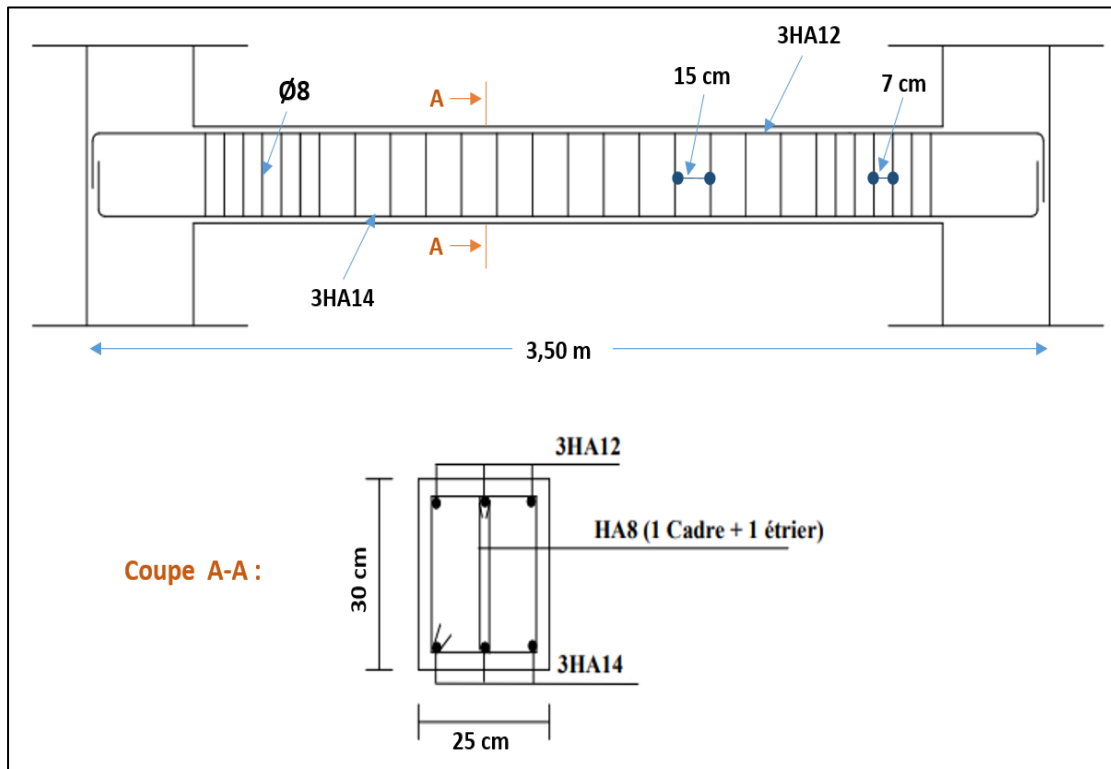


Figure 3. 65 : Schémas de ferrailage de la poutre palière.

### 3.5. Etude de la poutre de chaînage :

#### 3.5.1. Introduction :

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids de plancher ainsi que le poids des cloisons extérieurs.

#### 3.5.2. Etude de la poutre de chaînage :

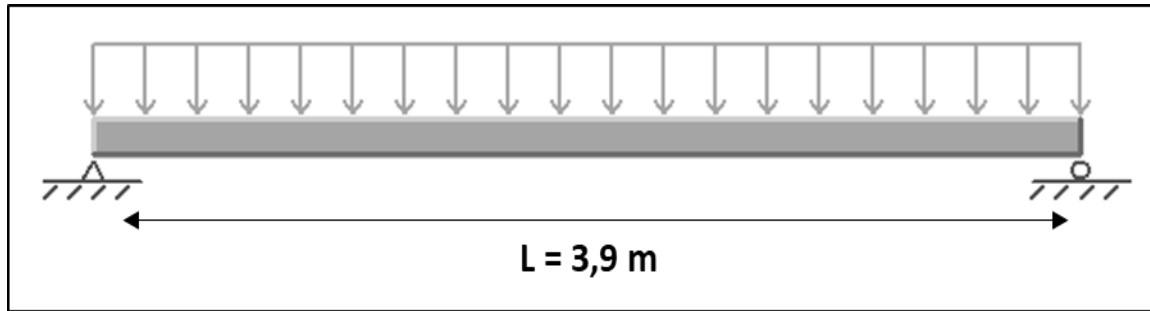


Figure 3.66 : Schéma statique de la poutre de chaînage.

##### 3.5.2.1. Pré dimensionnement :

- La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :  $L = 390 \text{ cm}$

$$\rightarrow \frac{390}{15} = 26 \leq h \leq \frac{390}{10} = 39$$

$$\rightarrow 26 \text{ cm} \leq h \leq 39 \text{ cm}$$

on prend :  **$h = 30 \text{ cm}$**

→ Compte tenu des exigences du **RPA**, on opte pour  **$ht = 30 \text{ cm}$**

- La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

$$\rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

$$\rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

on prend :  **$b = 20 \text{ cm}$**

→ Compte tenu des exigences du **RPA**, on opte pour  **$b = 25 \text{ cm}$**

**Donc la poutre de chaînage a pour dimension :  $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$**

**3.5.2.2. Détermination des charges :**

- Poids propre de la poutre de chaînage :

$$G1 = b \times h \times \rho = 0.25 \times 0.30 \times 25 = \mathbf{1.875 \text{ KN/ml}}$$

- Poids propre du mur :  $G2 = 2.36 \times (3.06 - 0.2) = \mathbf{6.75 \text{ KN/ml}}$
- Poids propre du plancher :  $G3 = 5.21 \times \left(\frac{0.65}{2}\right) = \mathbf{1.69 \text{ KN/ml}}$
- Poids total :  $\mathbf{G = 10.31 \text{ KN/ml}}$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.5 \times \left(\frac{0.65}{2}\right) = \mathbf{0.49 \text{ KN/ml}}$

**3.5.2.3. Combinaison à considérer :**

- A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\rightarrow q_u = (1.35 \times 10.31) + (1.5 \times 0.49) = 14.65$$

$$\rightarrow q_u = \mathbf{14.65 \text{ KN/ml}}$$

- A l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$\rightarrow q_s = 10.31 + 0.49$$

$$\rightarrow q_s = \mathbf{10.80 \text{ KN/ml}}$$

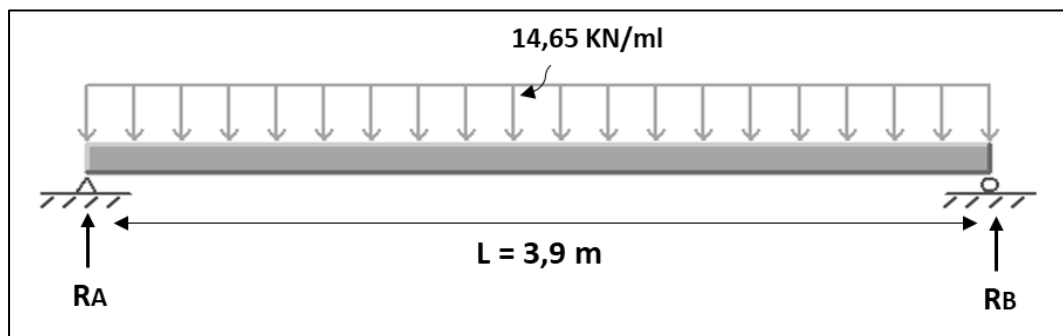
**3.5.2.4. Calcul à l'ELU :**

Figure 3.67 : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU.

- Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{14.65 \times 3.90^2}{8} = \mathbf{27.85 \text{ KN.m}}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{14.65 \times 3.90}{2} = \mathbf{28.57 \text{ KN}}$$

- Correction des moments :
  - Aux appuis :  $M_{ua} = -0.3 \times 27.85 = -8.35 \text{ KN.m}$
  - En travée :  $M_{ut} = 0.85 \times 27.85 = 23.65 \text{ KN.m}$
- Diagramme des efforts interne à l'ELU :

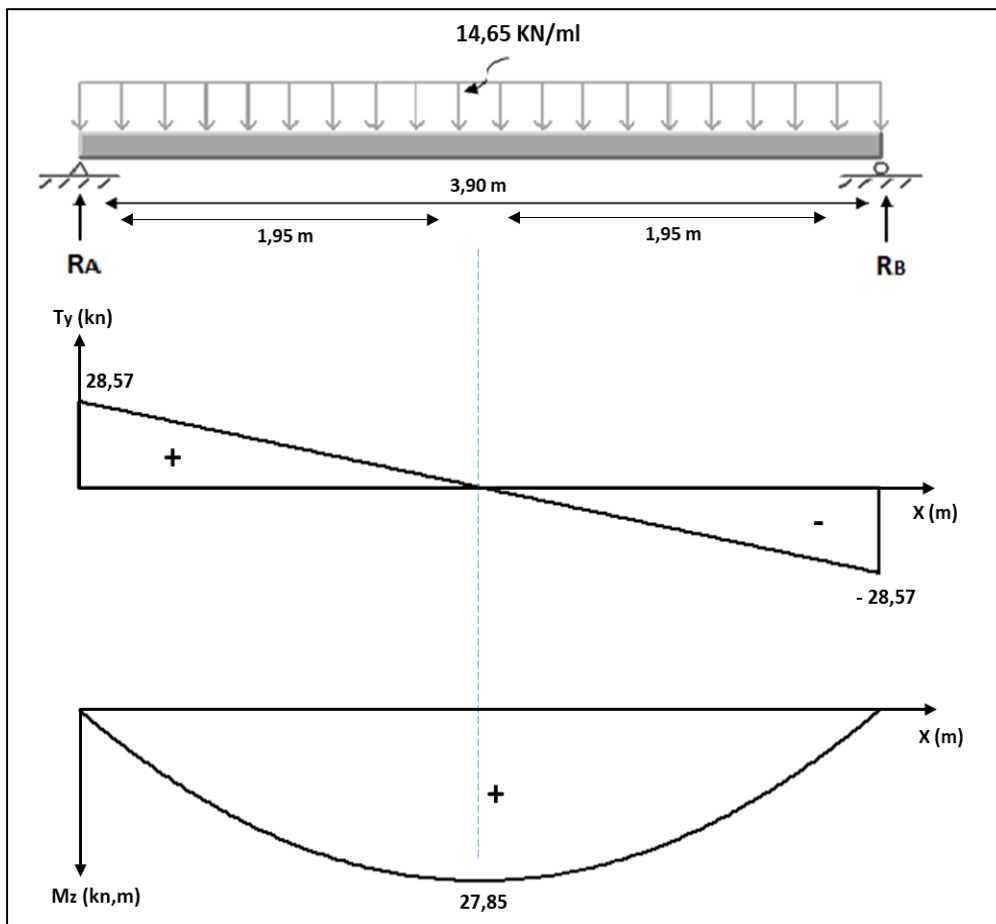


Figure 3.68 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU.

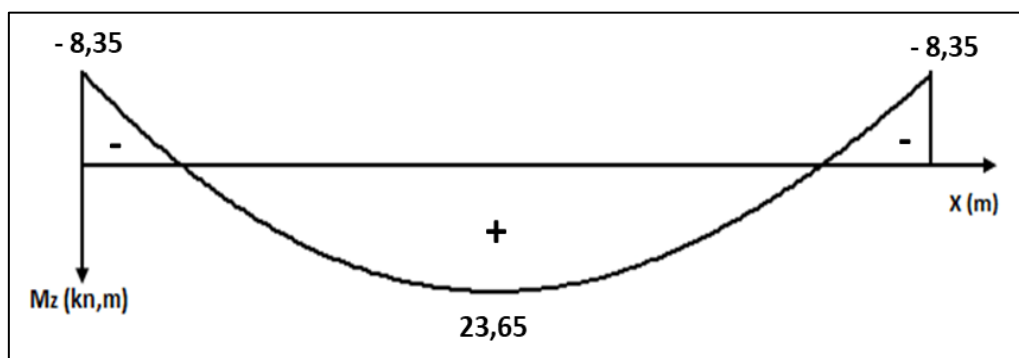


Figure 3.69 : Diagramme des moments à l'ELU après correction.

**3.5.2.5. Calcul des armatures :**

- **Aux appuis :**  $M_{ua} = 8.35 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.35 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.03 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.030 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.35 \times 10^3}{0.985 \times 28 \times 348} = \mathbf{0.87 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armature : **3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

- **En travée :**

$$M_{ut} = 23.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.65 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.084 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.084 \rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_a = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{23.65 \times 10^3}{0.956 \times 28 \times 348} = \mathbf{2.53 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armature : **3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

**3.5.2.6. Vérification à l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

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

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{0.84 \text{ cm}^2}$$

- **En travée :**  $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.84 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- **Aux appuis :**  $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.84 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

- **Vérification de l'efforts tranchants :**

$$T_u = 28.57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{28.57 \times 10^3}{250 \times 280} = \mathbf{0.4 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$$

$\tau_u = \mathbf{0.4 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3.33 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{28.57 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'ancrage des armatures :

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égal à :  $L_c = 0.4 L_s$

$$L_c = 0.4 \times 40.32 = 17 \text{ cm.}$$

- Calcul des armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\varnothing_t < \min \left\{ \varnothing; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12; 8.75; 25\}$$

$$\varnothing_t < 8.75 \text{ mm}$$

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

- Espacement des barres :

**En zone nodale (appuis) :**  $St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\varnothing \right\} = 7.5 \text{ cm.}$  On prend : **St = 7 cm**

**En zone courante (travée) :**  $St \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.}$  On prend : **St = 15 cm**

- Quantité d'armature transversal minimal :

$$A_{min} = 0.003 \times St \times b \leq A_t$$

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 \leq A_t$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

3.5.2.7. Calcul à l'ELS :

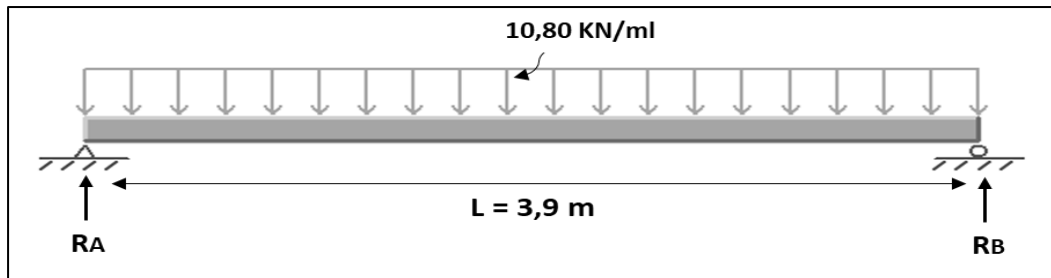


Figure 3.70 : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

- **Moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{10,8 \times 3,9^2}{8} = 20,53 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{10,8 \times 3,9}{2} = 21,06 \text{ KN}$$

- **Correction des moments :**

Aux appuis :  $M_{sa} = -0,3 \times 20,53 = -6,16 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_{st} = 0,85 \times 20,53 = 17,45 \text{ KN.m}$

- **Diagramme des efforts interne à l'ELS :**

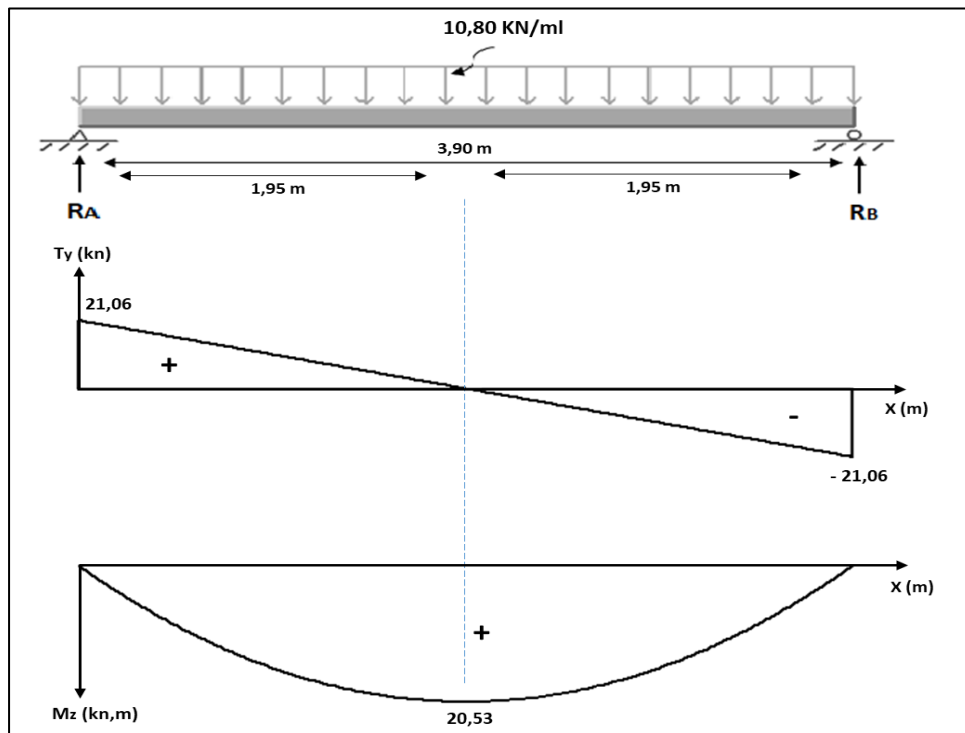


Figure 3.71 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS.

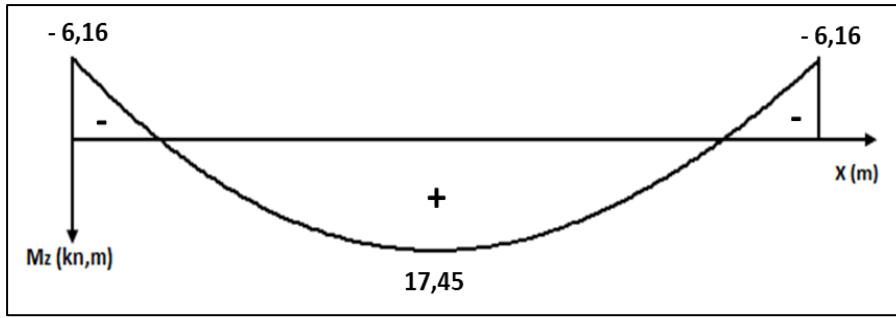


Figure 3.72 : Diagramme des moments à l'ELS après correction.

**3.5.2.8. Vérification à l'ELS :**

- Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

- En travée :  $M_t = 17.45 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = \mathbf{0.484}$$

$$\rho = 0.484 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8949 \\ k_1 = 32.58 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{17.45 \times 10^3}{0.8949 \times 28 \times 3.39} = \mathbf{205.52 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{st} = \mathbf{205.52 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{st}} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$ .....condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{205.52}{32.58} = \mathbf{6.3 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{6.3 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$ .....condition vérifiée.

- Aux appuis :  $M_a = 6.16 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 = f(\rho) \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = \mathbf{0.484}$$

$$\rho = 0.484 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.8949 \\ k_1 = 32.58 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.16 \times 10^3}{0.8949 \times 28 \times 3.39} = \mathbf{72.51 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{st} = \mathbf{72.51 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{st}} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$ .....condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{72.51}{32.58} = \mathbf{2.22 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{2.22 \text{ MPa}} < \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$ .....condition vérifiée.

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{390} = 0.0769 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

**0.0769 > 0.0625** .....condition vérifiée.

$$\frac{h}{l} = 0.0769 \geq \frac{M_{ts}}{10M_0} = \frac{17.45}{10 \times 20.53} = 0.085$$

**0.0769 < 0.085** .....condition non vérifiée.

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.0048 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

**0.0048 < 0.0105** .....condition vérifiée.

Une des conditions n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times l^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

- Calcul de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b \times h + (15 \times A)$$

$$B_0 = 25 \times 30 + (15 \times 3.39)$$

$$B_0 = \mathbf{800.85\text{cm}^2}$$

- Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{25 \times 30^2}{2} + (15 \times 3.39 \times 28)$$

$$\frac{s}{xx} = \mathbf{12673.8\text{ cm}^3}.$$

- Calcul de V<sub>1</sub> et V<sub>2</sub> :

$$V_1 = \frac{s_{/xx}}{B_0} = \frac{12673.8}{800.85} = \mathbf{15.82\text{ cm}}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 15.82 = \mathbf{14.18\text{ cm}}.$$

- Calcul de I<sub>0</sub> :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{25}{3} (15.82^3 + 14.18^3) + 15 \times 3.39 \times (14.18 - 2)^2 = \mathbf{64298.02}$$

$$I_0 = \mathbf{64298.02\text{ cm}^4}.$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.8 \times 3.9^4}{10819 \times 10^3 \times 64298.02 \times 10^{-8}} = \mathbf{0.0046\text{ m}}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{3.9}{500} = 0.0078 \text{ m}$$

$f = 0.0046 \text{ m} < \bar{f} = 0.0078 \text{ ..... condition vérifiée}$

### 3.5.2.9. Récapitulatif :

- La poutre de chaînage a pour dimension :  $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$
- Armatures principales :

En travée :  $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ Cm}^2$

Aux appuis :  $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ Cm}^2$

- Armatures transversales : 1 cadre et 1 trier en HA8

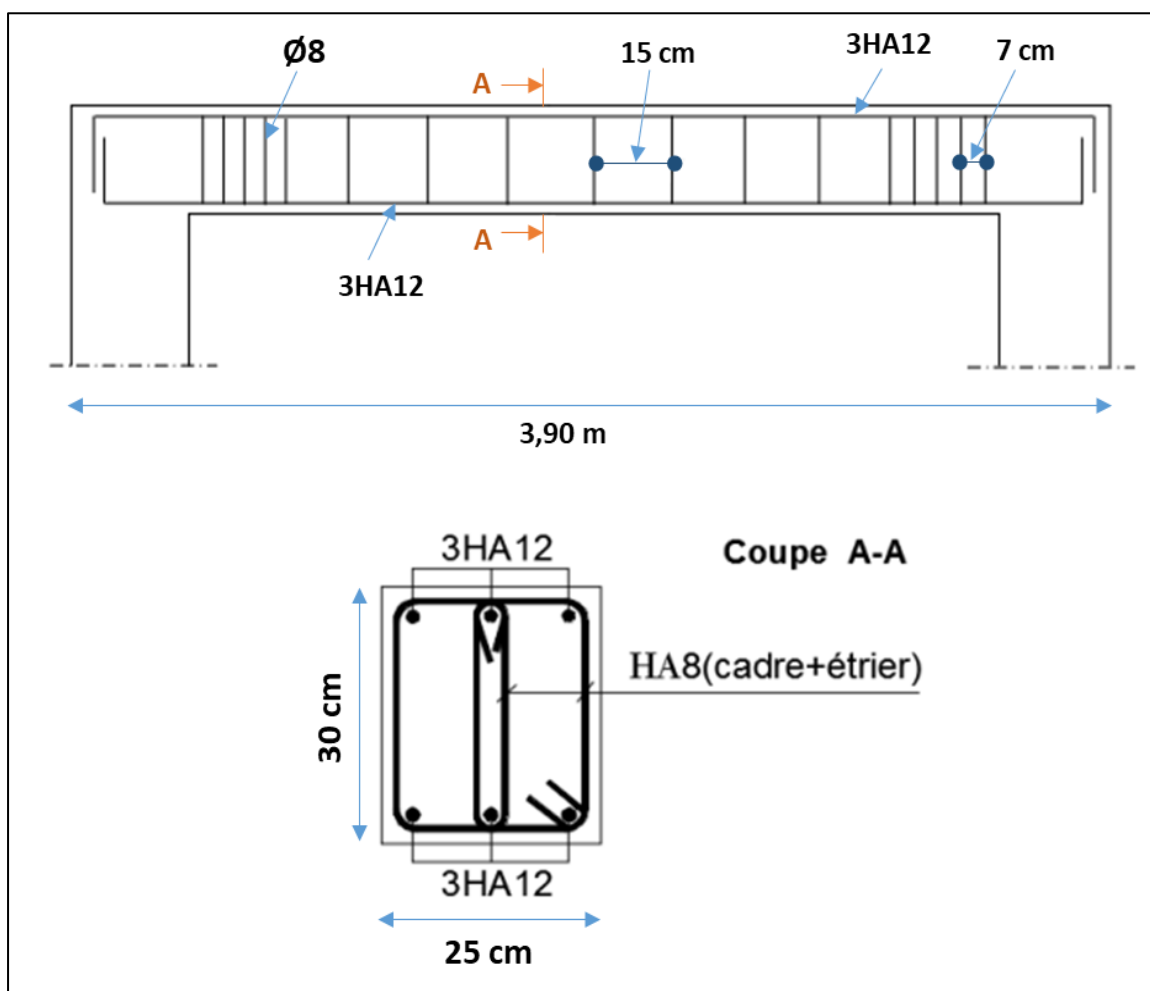


Figure 3.73 : Ferrailage de la poutre de chaînage

**Chapitre 04 :**  
Modélisation et vérification selon les  
exigences du RPA

## 4. Introduction :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe et demande des méthodes de calcul très rigoureuses, c'est pourquoi on fait souvent appel à l'outil informatique moyennant des codes de calcul à base de la MEF qui permettent d'approcher au mieux à des solutions réelles. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : **ETABS, ROBOT, SAP...**etc.

- Pour notre étude nous avons utilisé le logiciel **ETABS**.

### 4.1. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi :

La modélisation de tous types de structures

- La prise en compte des propriétés des matériaux
- Le calcul et le dimensionnement des éléments
- L'analyse des effets dynamiques est statique
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration...
- Le transfert de données avec d'autres logiciels

### 4.2. Manuel d'utilisation de l'ETABS :

L'ETABS se trouve en plusieurs versions, dans notre travail on utilise la version 9.6.0.

- Pour ouvrir ETABS on clique sur l'icône :



Figure 4.1 : icône d'ETABS.

- Une fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur **OK**.

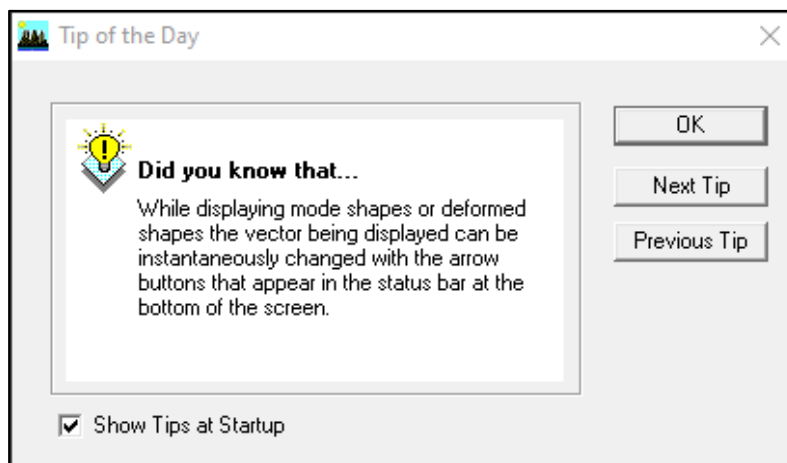


Figure 4.2 : fenêtre de dialogue.

### 4.3. Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1) Introduction de la géométrie du modèle.
- 2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...).
- 4) Affectation des éléments définis au model
- 5) Définition des charges statiques (G, Q).
- 6) Introduction du spectre de réponse (E) selon le *RPA99 /version2003*.
- 7) Définition de la charge sismique E.
- 8) Introduction des combinaisons d'actions.
- 9) Chargement des éléments.
- 10) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

#### 4.3.1. Introduction de la géométrie du model :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

**4.3.1.1. Le choix d'unité :** on doit choisir un système d'unité pour la saisie des données dans l'ETABS. On sélectionne **KN.m** en bas de l'écran qui sera notre unité de travail.

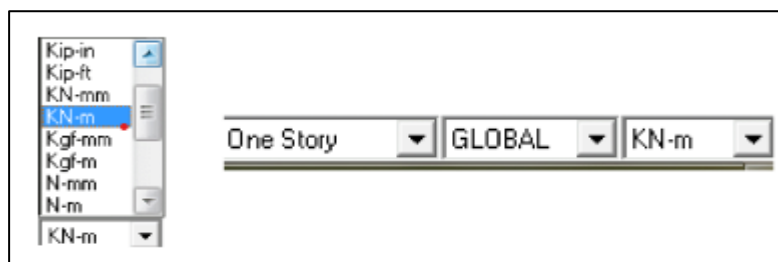


Figure 4.3 : choix de l'unité.

#### 4.3.1.2. Géométrie de base :

- En haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**, cette option permet de créer rapidement un modèle régulier.

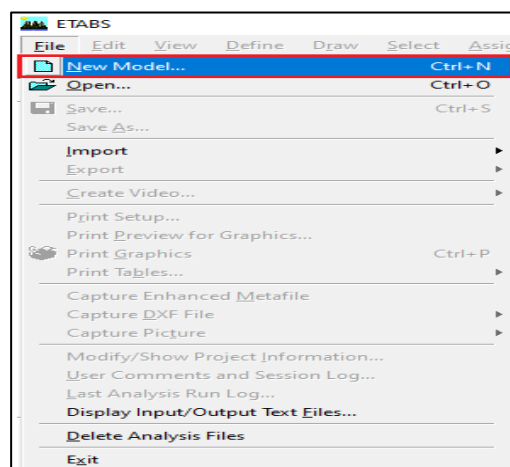


Figure 4.4 : commande création d'un nouveau modèle.

- Une page de dialogue sous le titre « **New Model Initialization** » s'affiche puis on clique **No**.

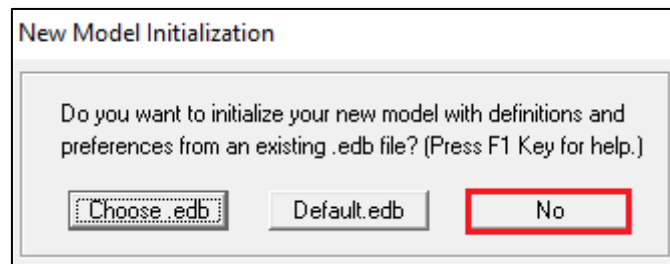


Figure 4.5 : création d'un nouveau modèle.

- Une fenêtre sous le nom de « **Building Plan Grid System and Story Data Définition** » qui va s'ouvrir nous permet d'introduire les paramètres suivants :

1. Le nombre des lignes dans la direction X.
2. Le nombre des lignes dans la direction Y.
3. Espacement des travées dans le sens X.
4. Espacement des travées dans le sens Y.
5. Le nombre d'étage.
6. La hauteur des étages courants.
7. La hauteur du rez de chaussée (RDC).

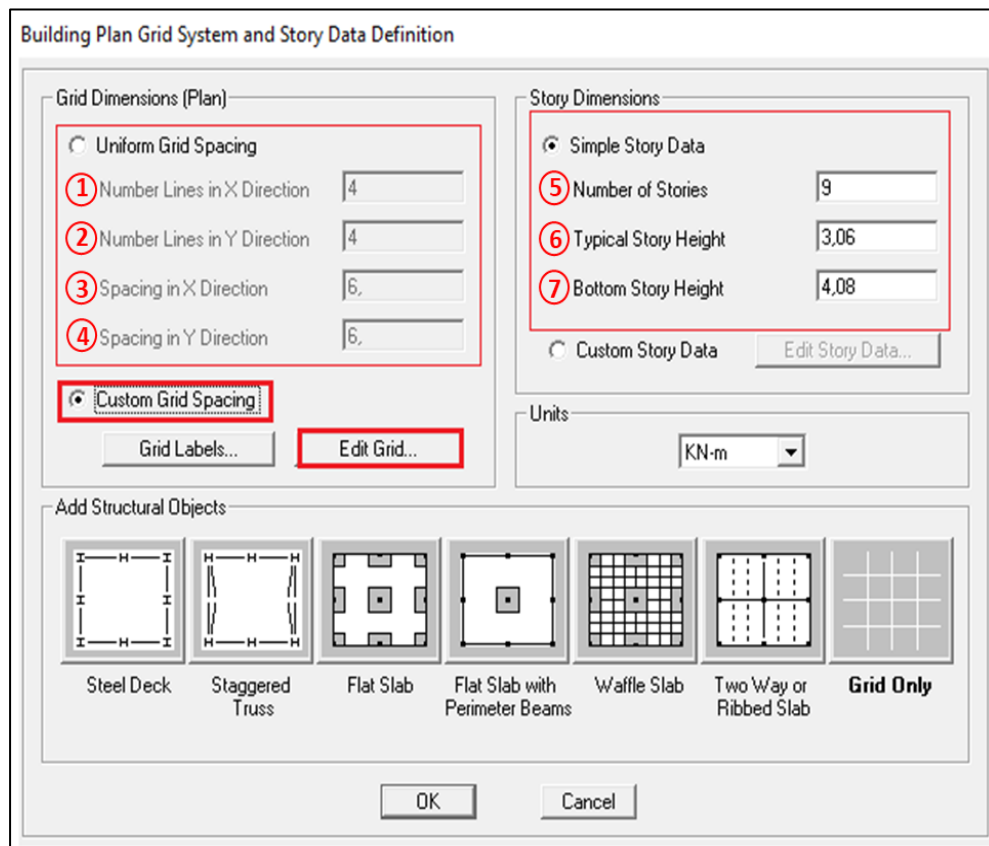


Figure 4.6 : instruction des nombres de ligne de construction en plan et en élévation.

- On modifie la géométrie de base en cliquant sur **Custom Grid Spacing** puis sur **Edit Grid data** ce qui nous permet d'accéder à l'interface suivante ou on aura à introduire les coordonnées ou bien les espacements des travées dans les deux directions en plan :

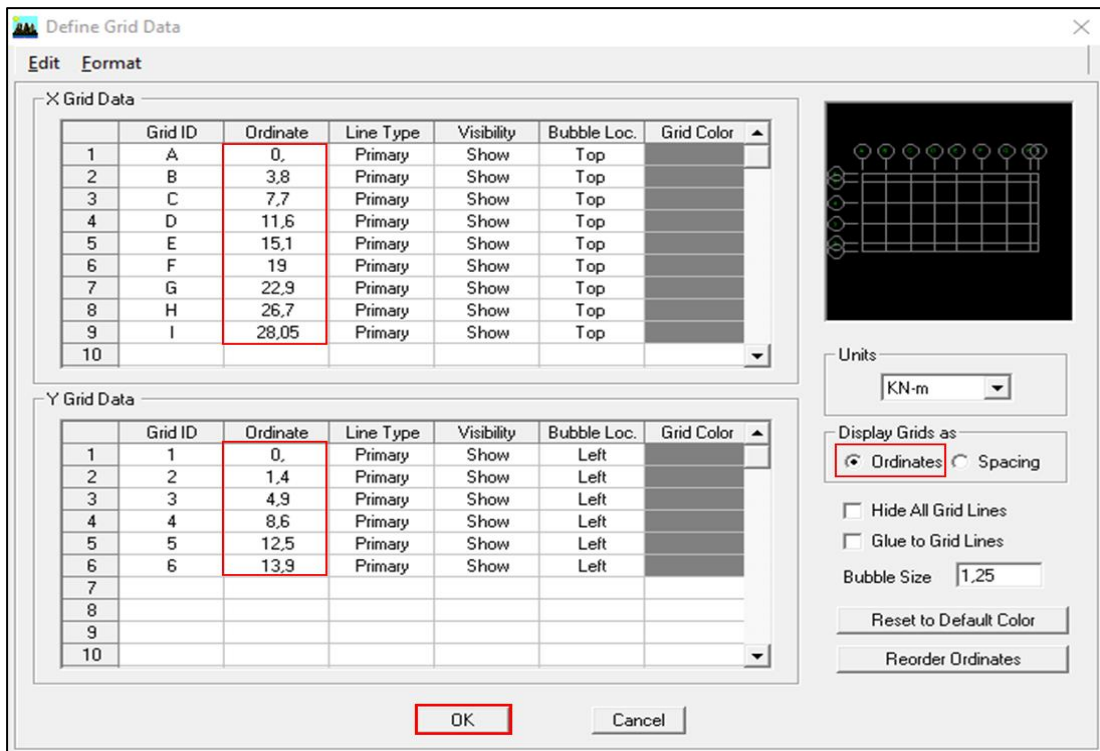


Figure 4.7 : instruction des lignes de construction en plan.

- Pour introduire les hauteurs d'étages en élévation on clique sur **Custom story data** puis sur **Edit story data** :

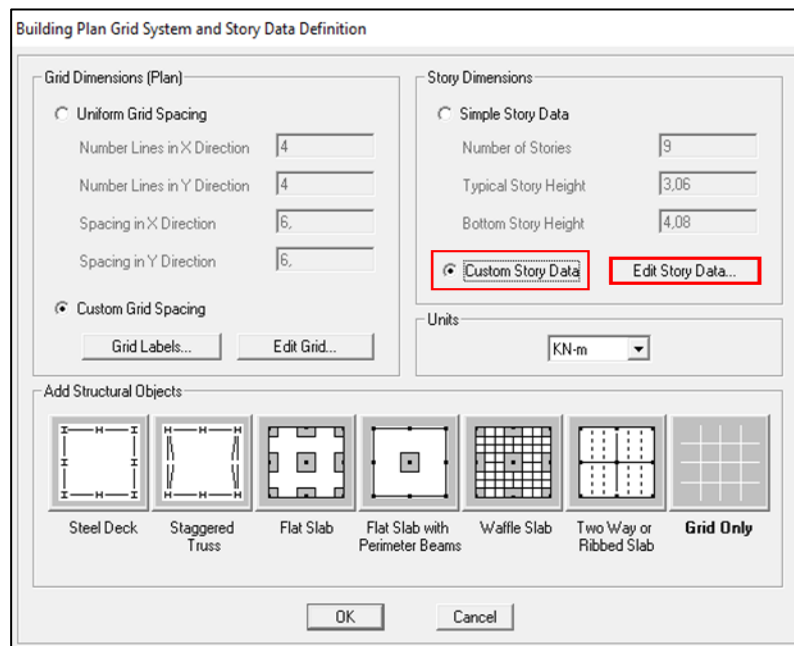


Figure 4.8 : instruction des lignes de construction en élévation.

- Dans le boîte de dialogue qui apparait « **Story Data** », on choisit le champ **Master Story** et on désactive pour tous les étages à part l'étage principale choisit par **Yes**, et dans le champ **Similar To** on applique cette étage principale à tous ceux qui lui son identique.

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
10	ETG 8	3,06	28,56	Yes		No	0,
9	ETG 7	3,06	25,5	No	ETG 8	No	0,
8	ETG 6	3,06	22,44	No	ETG 8	No	0,
7	ETG 5	3,06	19,38	No	ETG 8	No	0,
6	ETG 4	3,06	16,32	No	ETG 8	No	0,
5	ETG 3	3,06	13,26	No	ETG 8	No	0,
4	ETG 2	3,06	10,2	No	ETG 8	No	0,
3	ETG 1	3,06	7,14	No	ETG 8	No	0,
2	RDC	4,08	4,08	No	ETG 8	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height: 3,06 [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: No [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units [KN-m]

[OK] [Cancel]

Figure 4.9 : instruction des lignes de construction en élévation.

- Après introductions des données précédentes (hauteur d'étage) comme indiqué sur l'image. On valide et on obtient deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

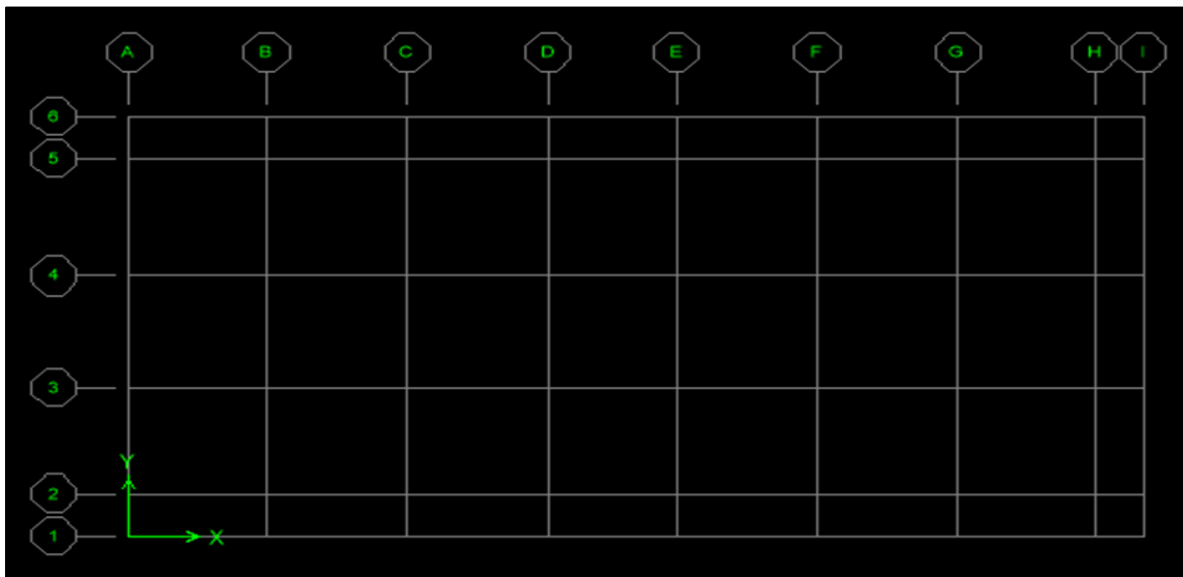


Figure 4.10 : Représentation de la structure en 2D.

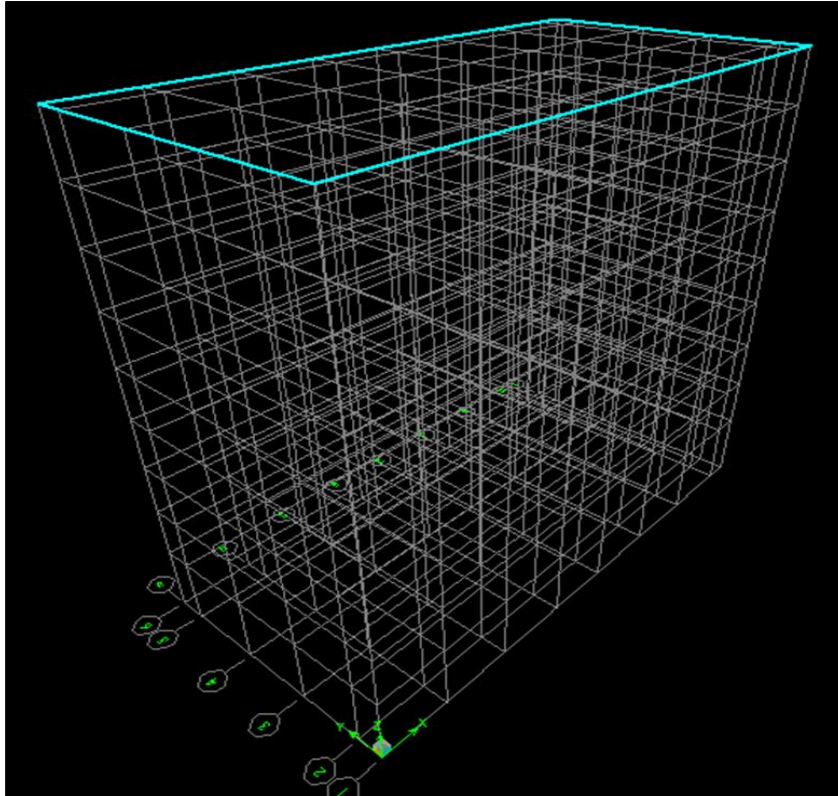



Figure 4.11 : Représentation de la structure en 3D.

### 4.3.2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à introduire les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

- **Define** puis **Material Properties** ou bien  , on sélectionne le matériau **Conc** ensuite **Modify/Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

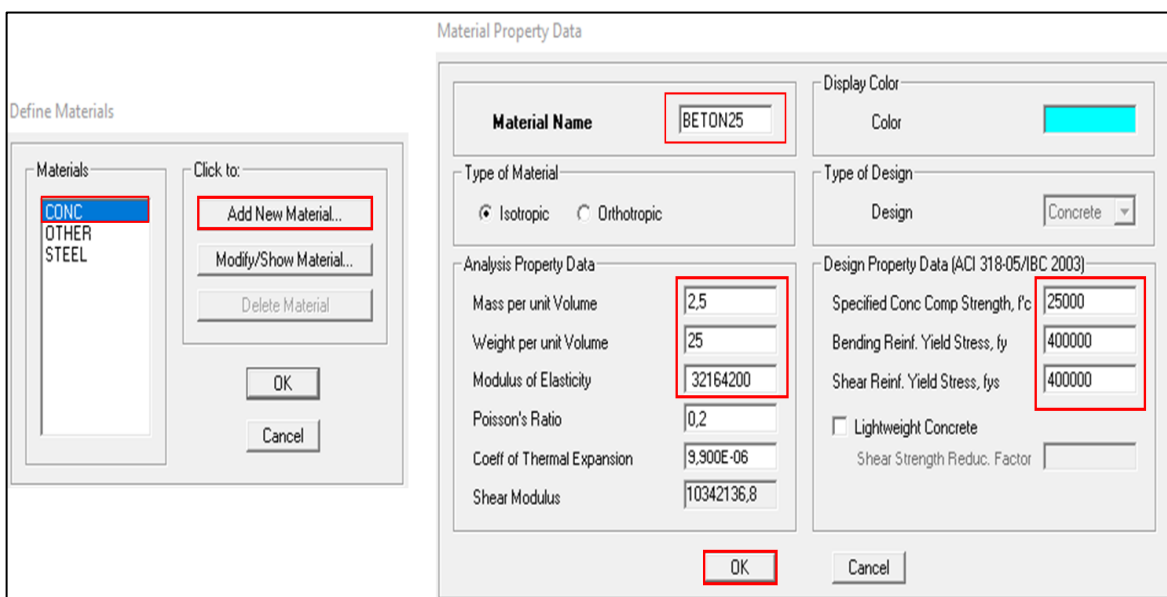


Figure 4.12 : Introduction des propriétés mécaniques du béton.

- **Define** puis **Material Properties**, une boîte de dialogue s'affiche « **Define Materials** » ensuite on sélectionne dans **Material** le matériau **Other** après **Modify/Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

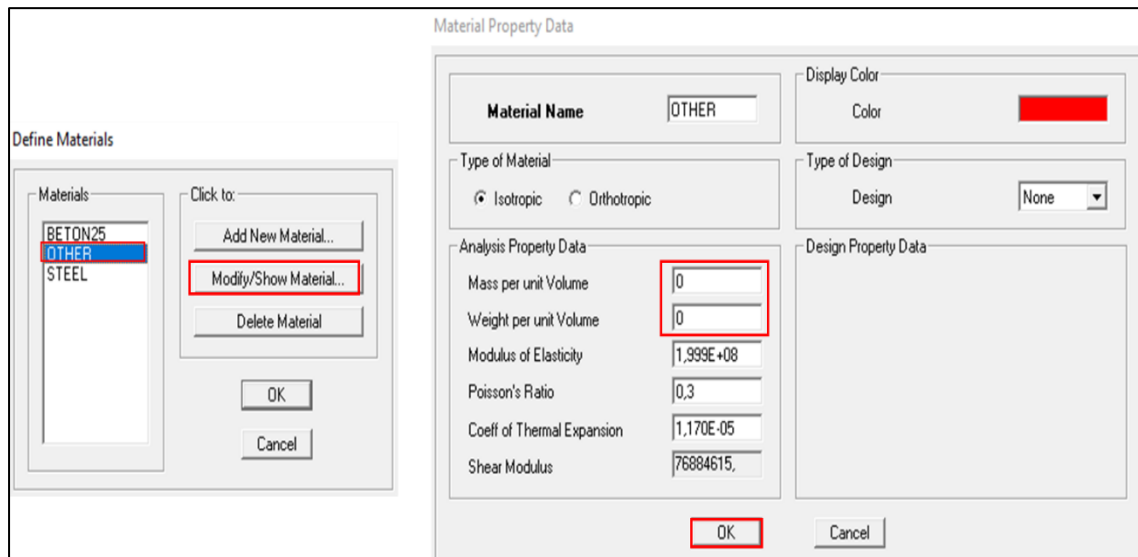


Figure 4.13 : Introduction des propriétés mécaniques du matériau OTHER

### 4.3.3. Spécification des propriétés géométriques des matériaux :

On va définir chaque élément de la structure : les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher, les dalles pleins et les voiles.

#### 4.3.3.1. Poteaux et poutres :

- On clique sur **Define** puis sur **Frame Sections**, dans l'icône qui s'affiche on sélectionne tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne sauf **W44X335** puis on clique sur **Delete Property**.

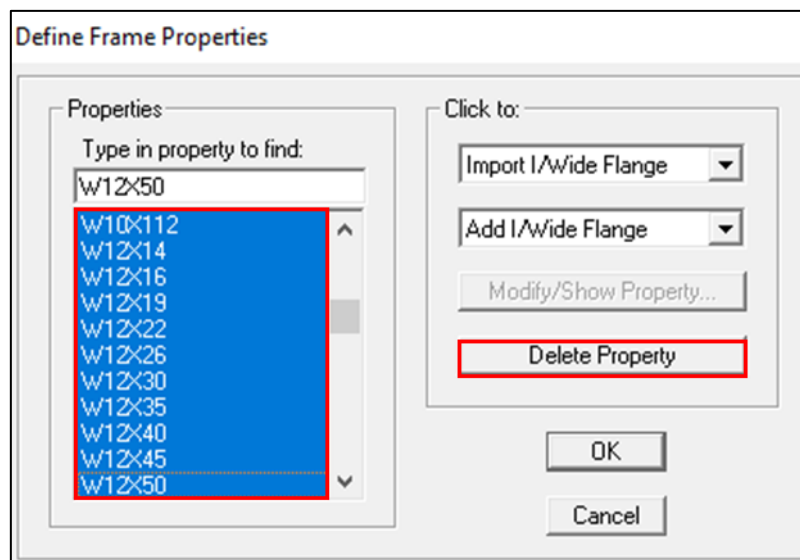


Figure 4.14 : introduction des éléments barres.

- Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux on clique sur **Add I/Wide Flange** puis on choisit **Add Rectangular**.

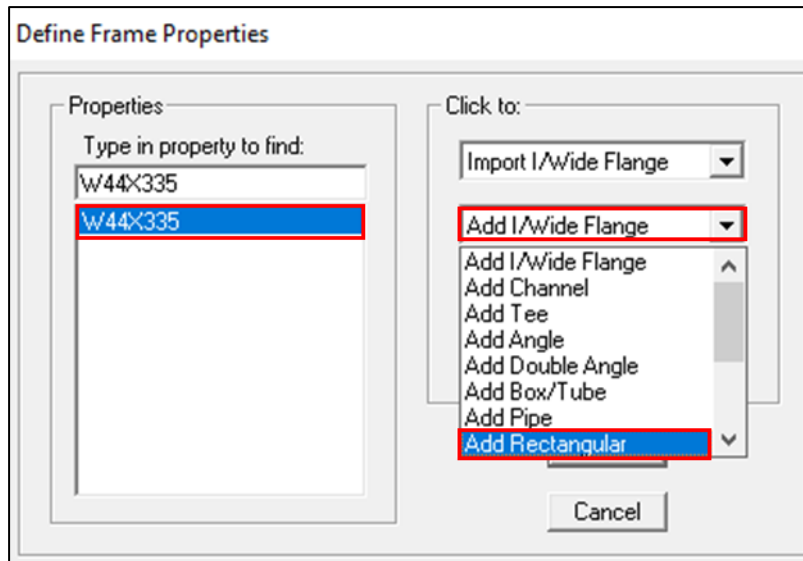


Figure 4.15 : introduction des coffrages de poutres.

- En cliquant sur **Add Rectangular**, une fenêtre apparaît sous le titre **Rectangular Section** qui nous permettra de définir les dimensions des poutres et des poteaux :

➤ **Poutre principale PP 30x35 :**

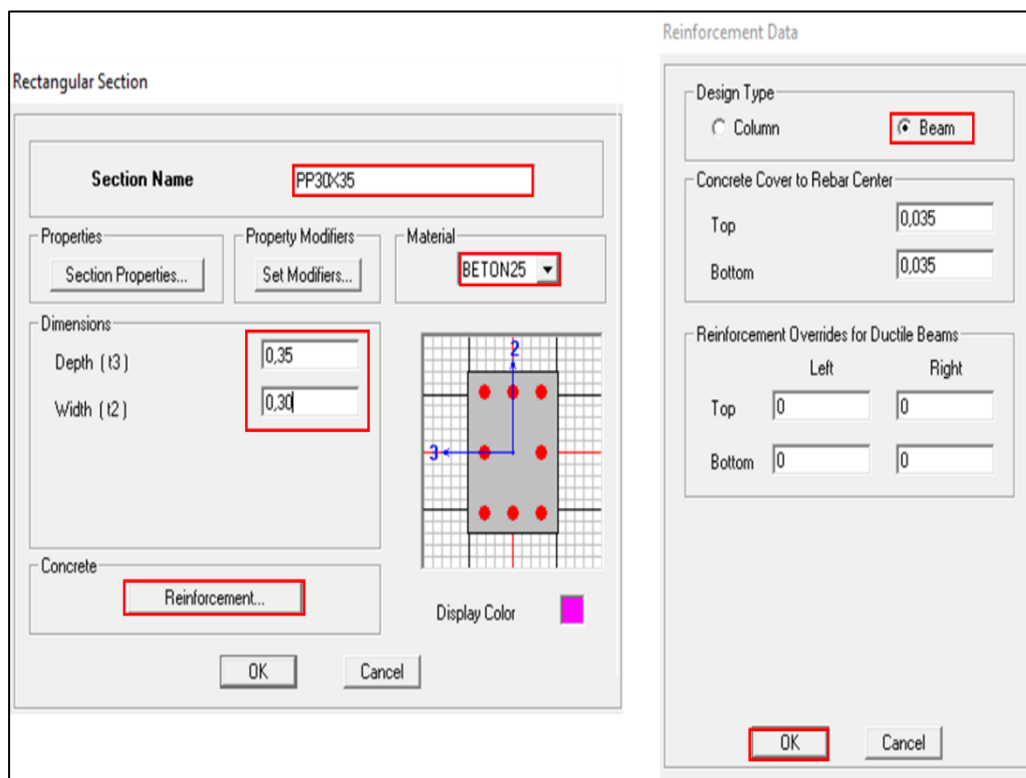


Figure 4.16 : définition des dimensions des poutres principales.

➤ Poutre secondaire PS 30x35 :

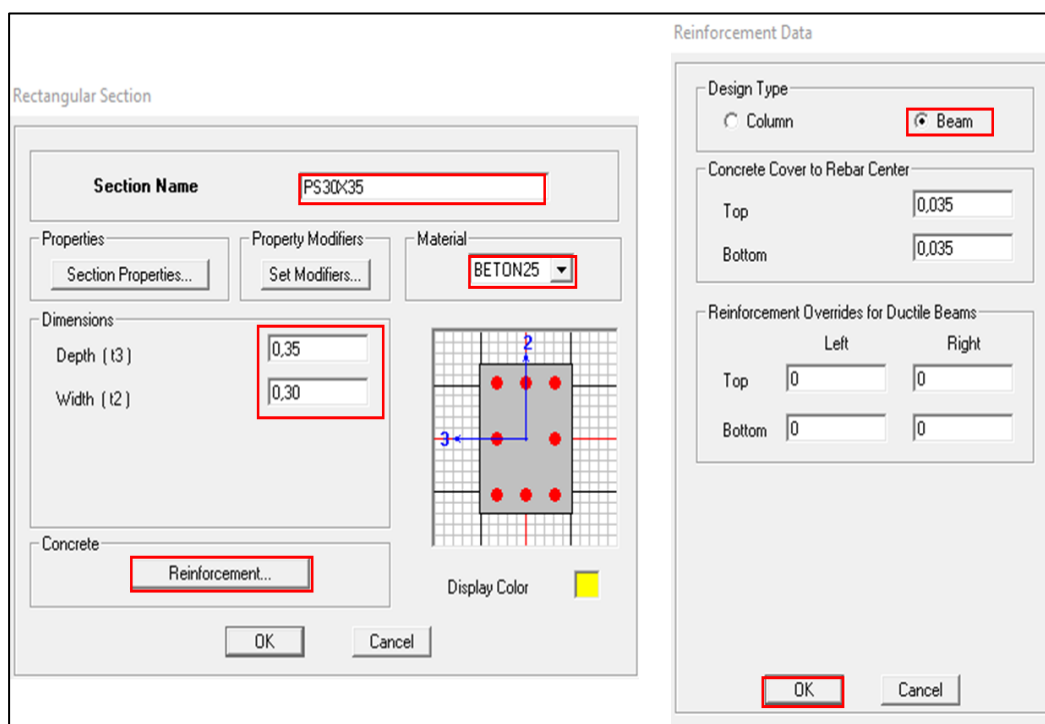


Figure 4.17 : définition des dimensions des poutres secondaires.

➤ Poutre de chaînage :

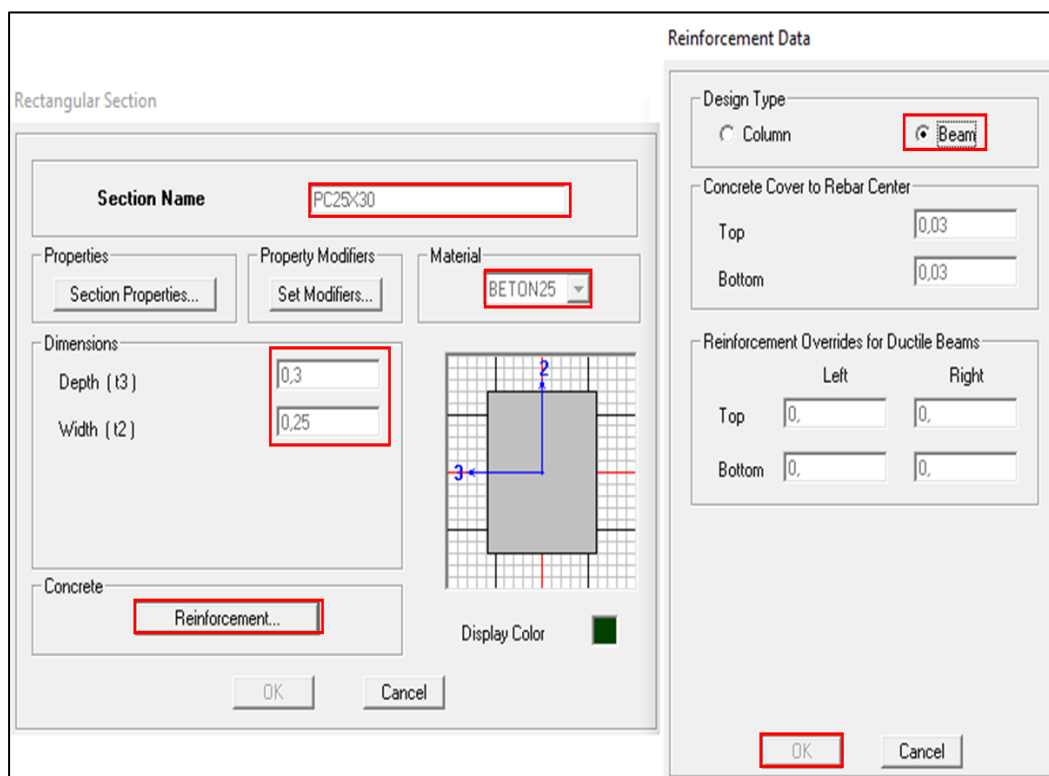


Figure 4.18 : définition des dimensions des poutres de chaînages.

➤ Pour un poteau 30x35 :

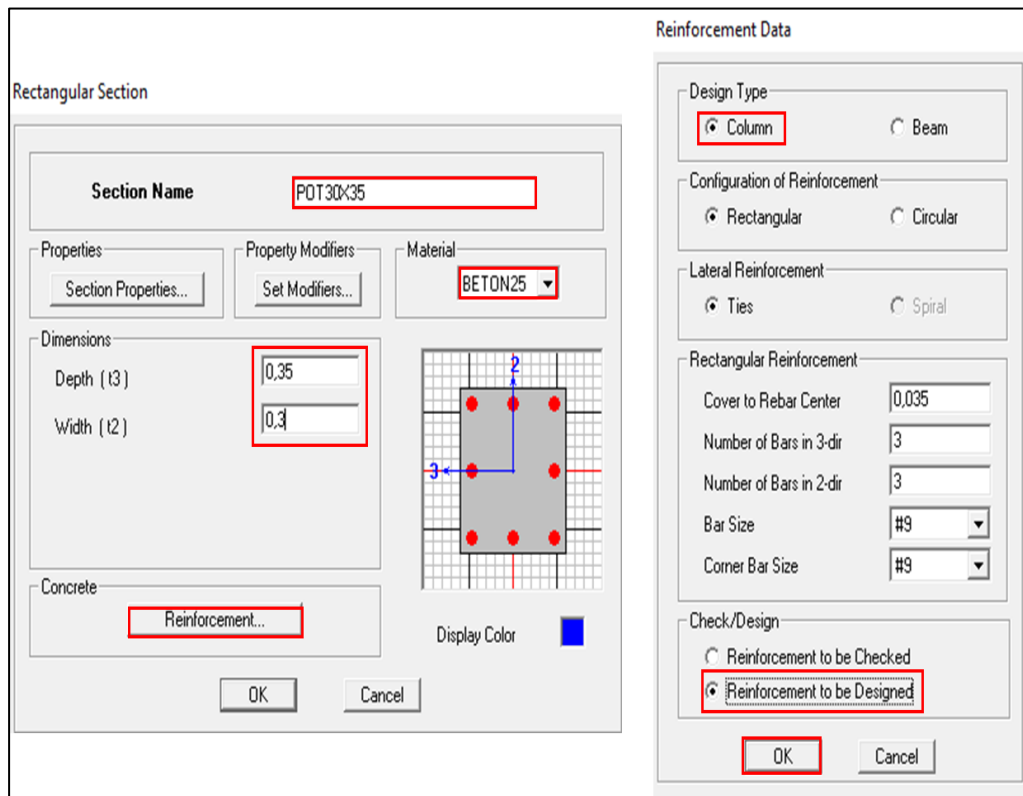


Figure 4.19 : définition des dimensions du poteau 30x35.

➤ Pour un poteau 35x40 :

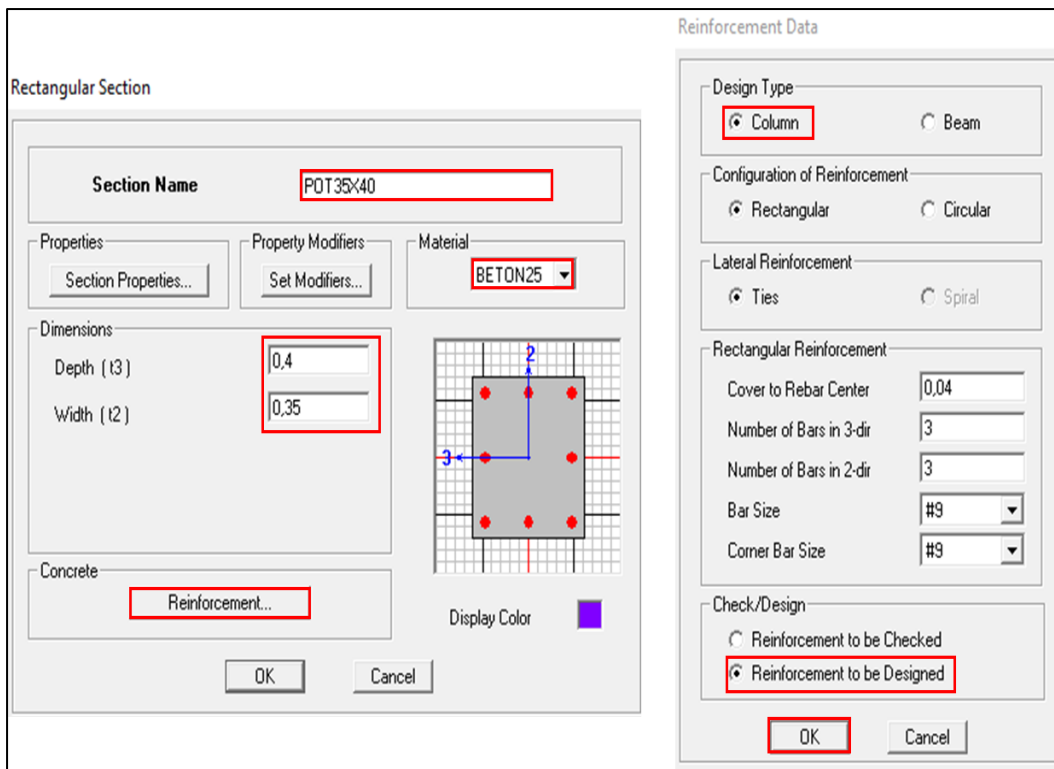


Figure 4.20 : définition des dimensions du poteau 35x40.

➤ Pour un poteau 40x45 :

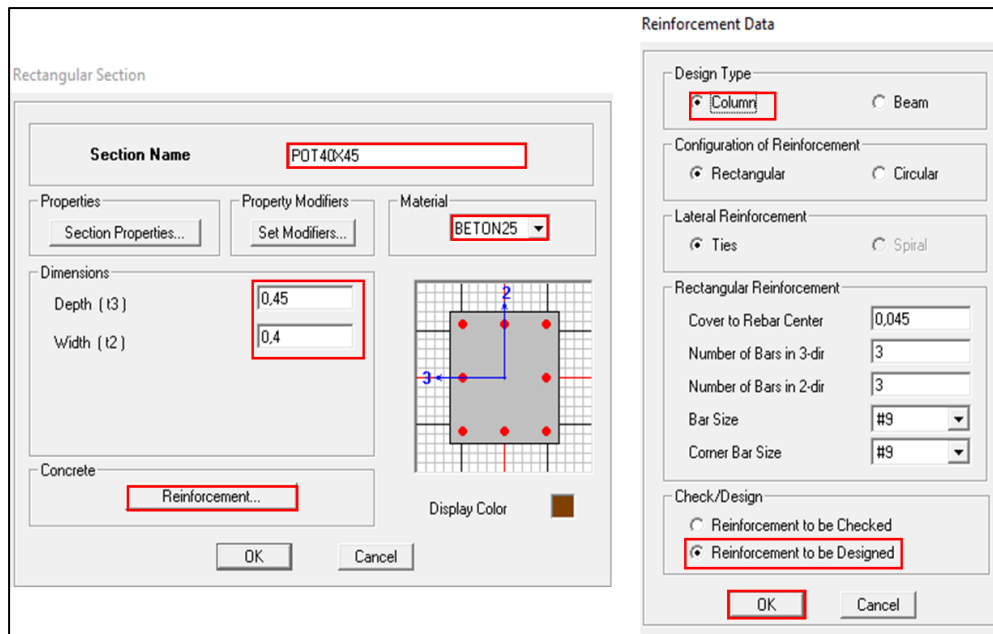


Figure 4.21 : définition des dimensions du poteau 40x45.

4.3.3.2. Les plancher, dalles pleins et voiles :

➤ Voile :

On clique sur **Define** puis sur **Wall/Slab/Deck sections** ensuite sur **Add New Wall** pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaître « **Wall/Slab Section** » ; là où il faut spécifier le nom pour la section du voile et son épaisseur ensuite on coche **Shell**.

- Pour le voile du RDC :

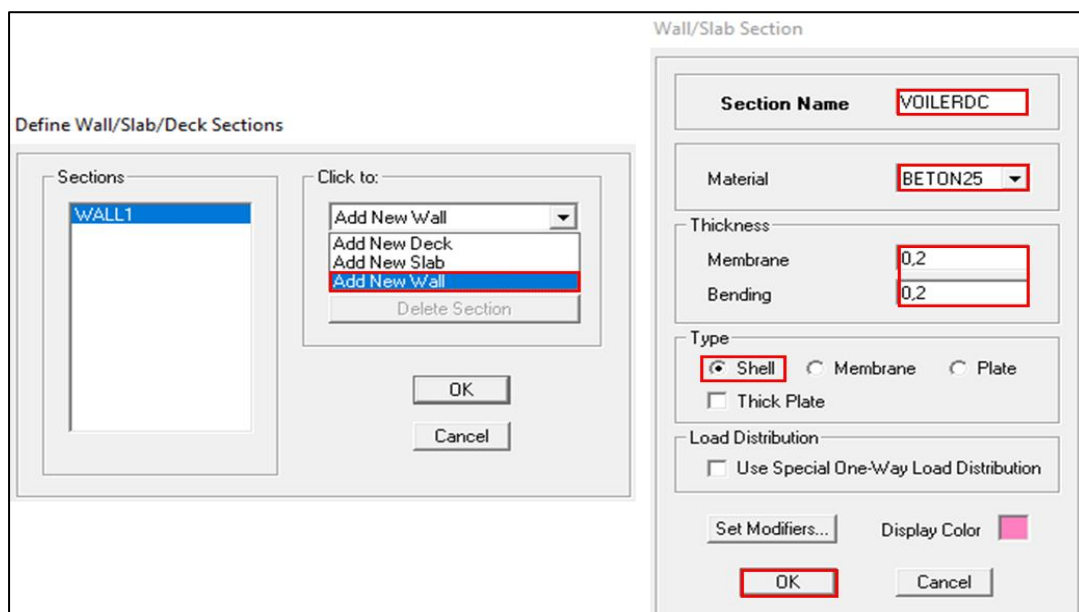


Figure 4.22 : définition des dimensions de voile du RDC.

- Pour le voile des étages courants :

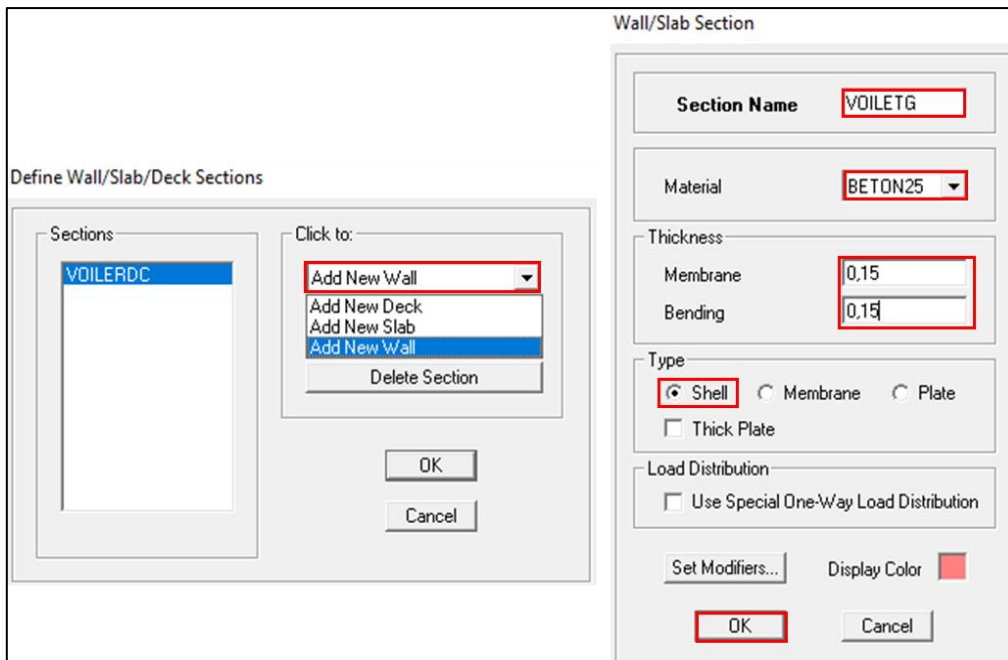


Figure 4.23 : définition des dimensions de voile des étages courants.

➤ Plancher :

On clique sur **Define** puis sur **Wall/Slab/Deck sections** ensuite sur **Add New Slab** pour un plancher, une nouvelle fenêtre va apparaître « **Wall/Slab Section** » ; là où il faut spécifier le nom pour la section du plancher et son épaisseur ensuite on coche **Membrane**.

- Pour le plancher en corps creux :

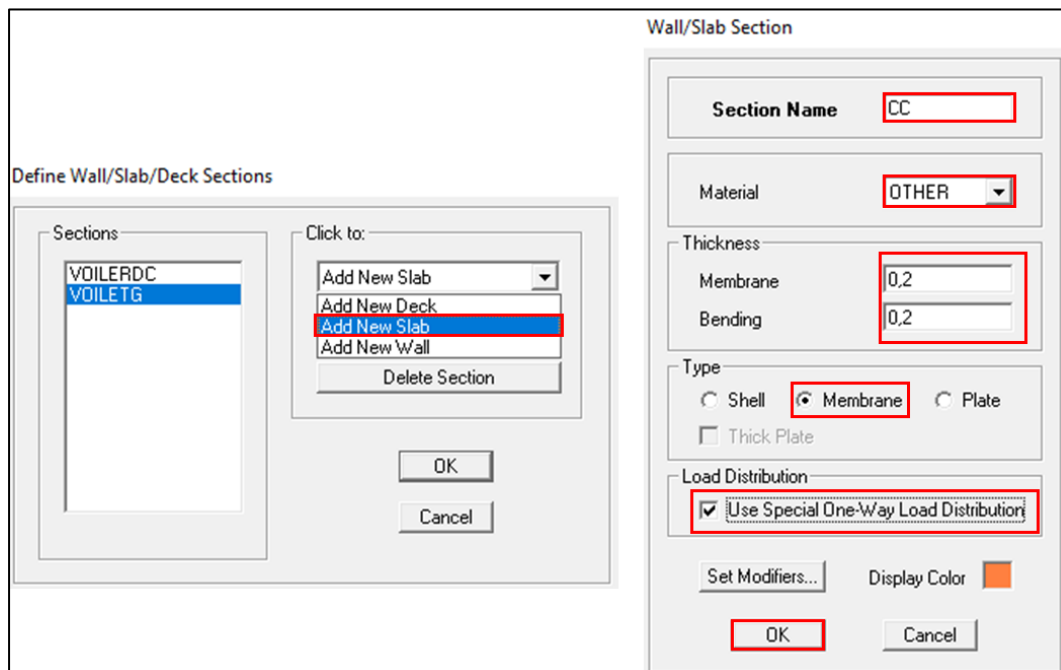


Figure 4.24 : définition des dimensions des planchers en corps creux.

- Pour la dalle pleine :

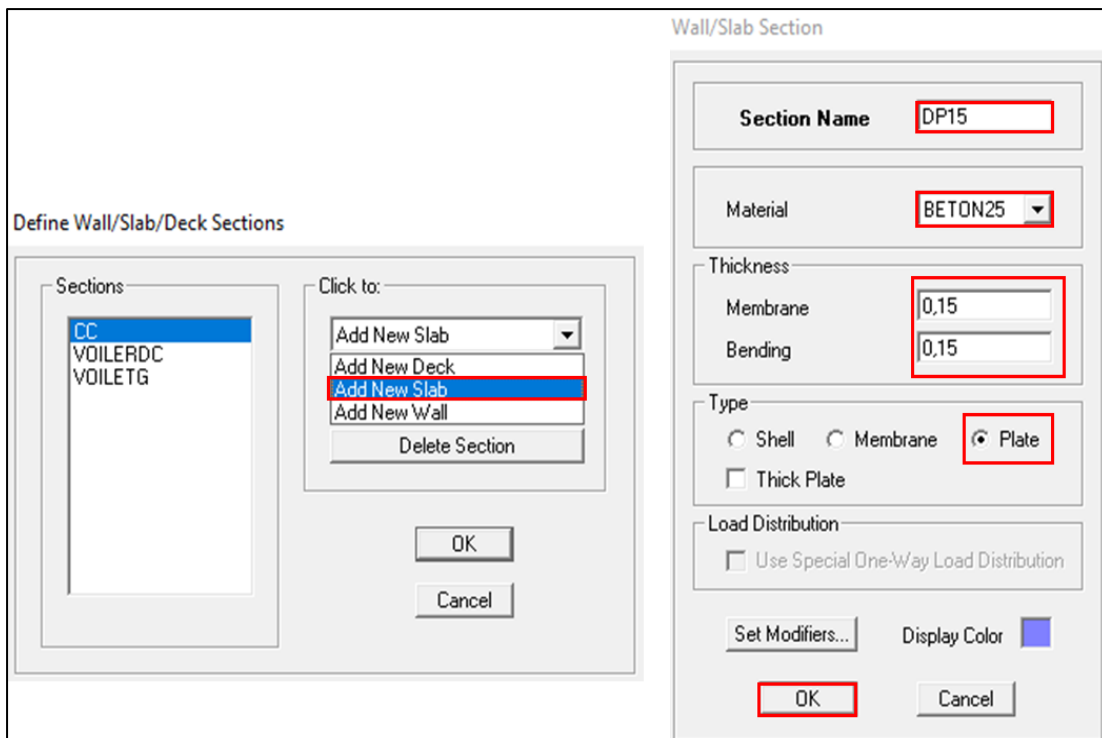


Figure 4.25 : Définition des dimensions de la dalle pleine.

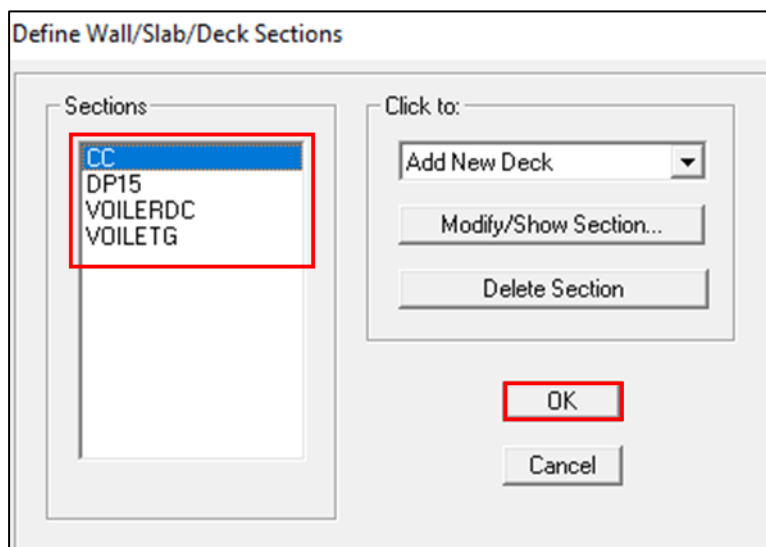



Figure 4.26 : Validation des planchers

#### 4.3.4. Affectation des éléments définis au model :

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Line Objects** après on choisit selon l'élément qu'on dessine.

4.3.4.1. Pour les poteaux :

Après **Draw Line Objects** on choisit **Create Columns in Region or at Clicks (Plan)** ou bien on clique sur l'icône  une boîte de dialogue apparait et on sélectionne dans « **Property of Object** » le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

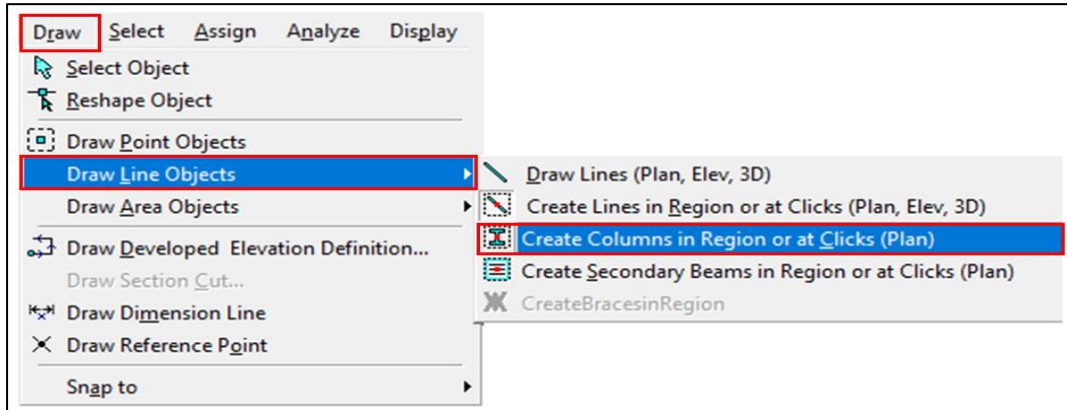


Figure 4.27 : Commande de dessin poteaux.

On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte.

➤ RDC, étage 1 et 2 : 40x45

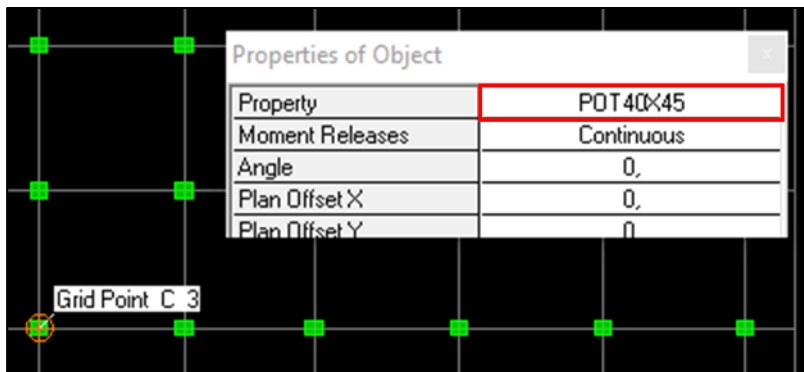


Figure 4.28 : dessin des poteaux 40x45

➤ Etages 3,4,5,6 : 35x40

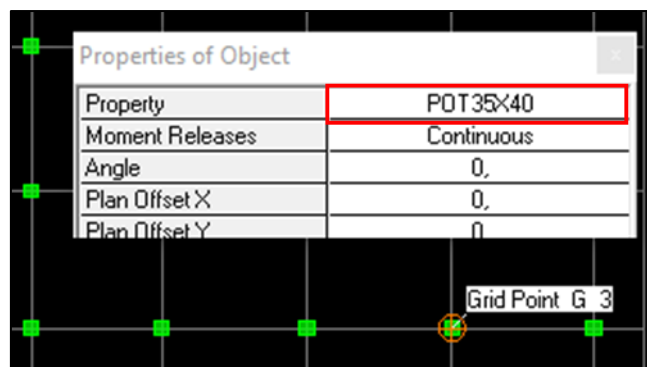


Figure 4.29 : dessin des poteaux 35x40

➤ Etages 7,8 : 30x35

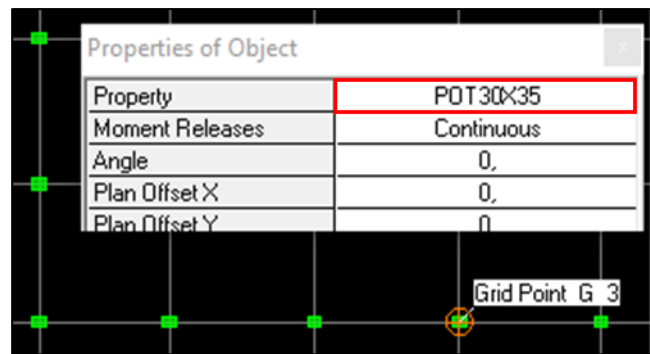



Figure 4.30 : dessin des poteaux 30x35

4.3.4.2. Pour les poutres :

Après **Draw Line Objects** on choisit **Create Lines in Region or at Clicks (plan, éléva, 3D)** ou bien on clique sur l'icône  une boîte de dialogue apparait et on sélectionne dans « **Property of Object** » ensuite choisir le nom de la section et cliquer sur les grids lines des poutres pour les dessiner.

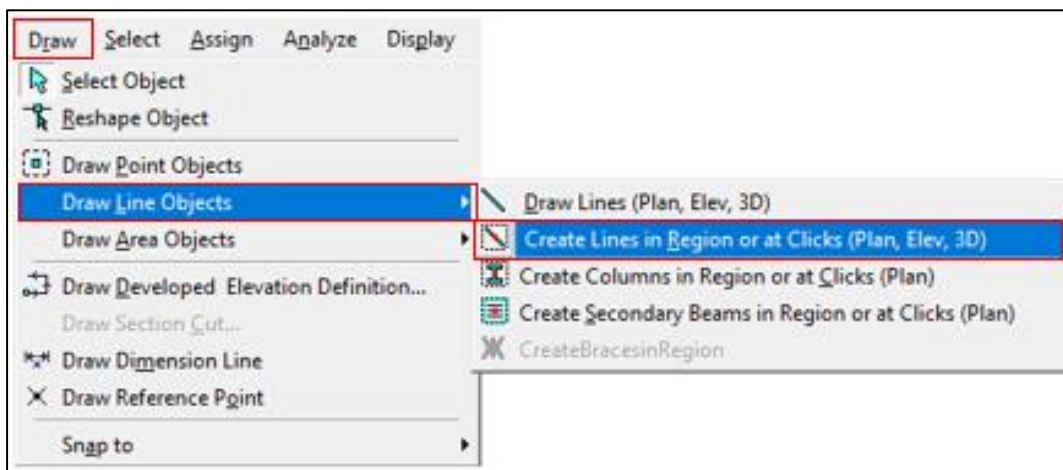


Figure 4.31 : Commande de dessin poutres.

➤ Poutre principale PP : 30x35

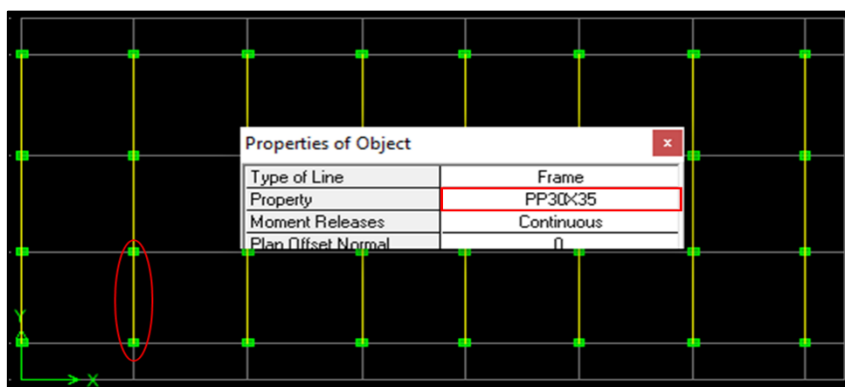


Figure 4.32 : dessin des poutres principales 30x35.

➤ Poutre secondaire PS :30x35

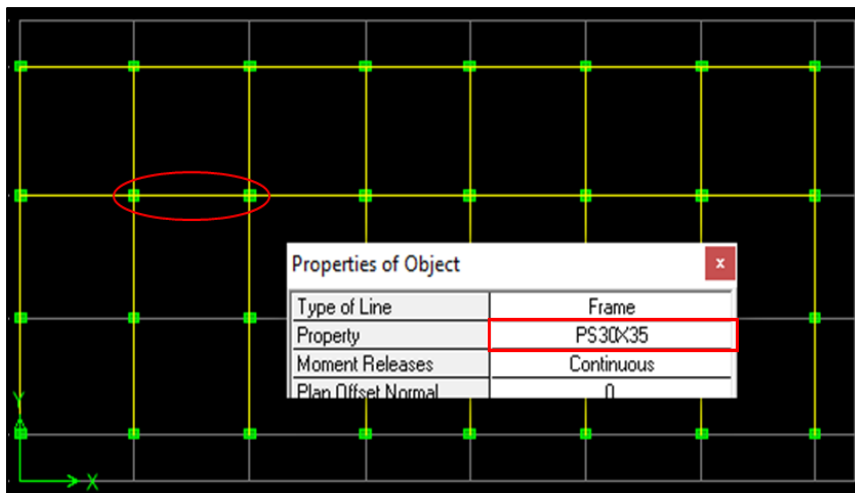



Figure 4.33 : dessin des poutres secondaires 30x35.

4.3.4.3. Pour les voiles :

Pour modéliser les voiles on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Area Objects** après **Draw Walls (Plan)** ou bien on clique sur l'icône 

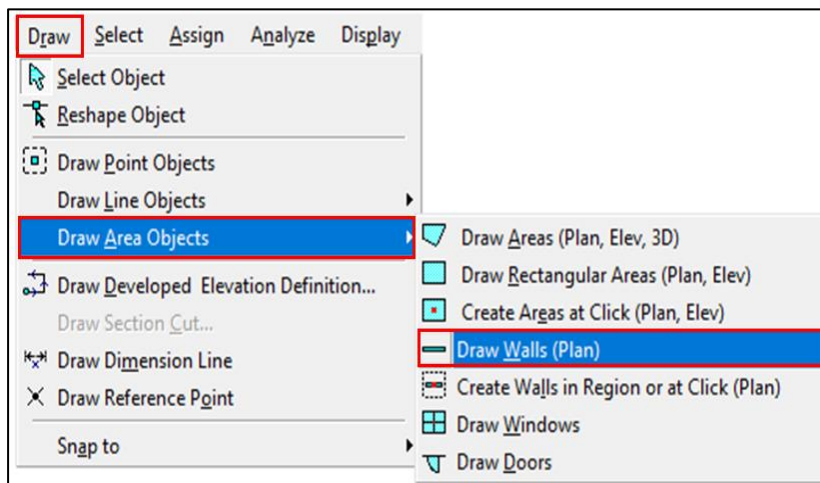


Figure 4.34 : Commande de dessin voile.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property** voile on spécifie la longueur du voile dans la case **Fixed Length**, puis dessiner le Voile.

Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	VOILERDC
Plan Offset Normal	0,
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	Fixed Length <L>
Fixed Length	1,

Figure 4.35 : Affectation des voiles du RDC.

Properties of Object	
Type of Area	Pier
Property	VOILETG
Plan Offset Normal	0,
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	Fixed Length <L>
Fixed Length	1,

Figure 4.36 : Affectation des voiles des étages.

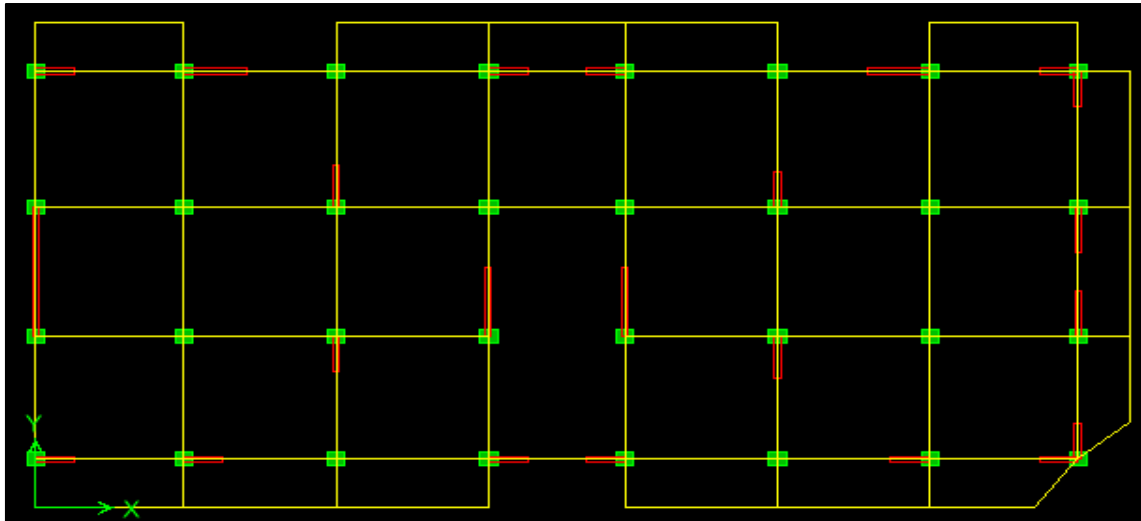


Figure 4.37 : Positionnement des voiles.

**4.3.4.4. Pour les dalles en corps creux :**

- Pour modéliser les dalles en corps creux on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Area Objects** après **Create Areas at Click (Plan, Elev)** ou bien on clique sur l'icône

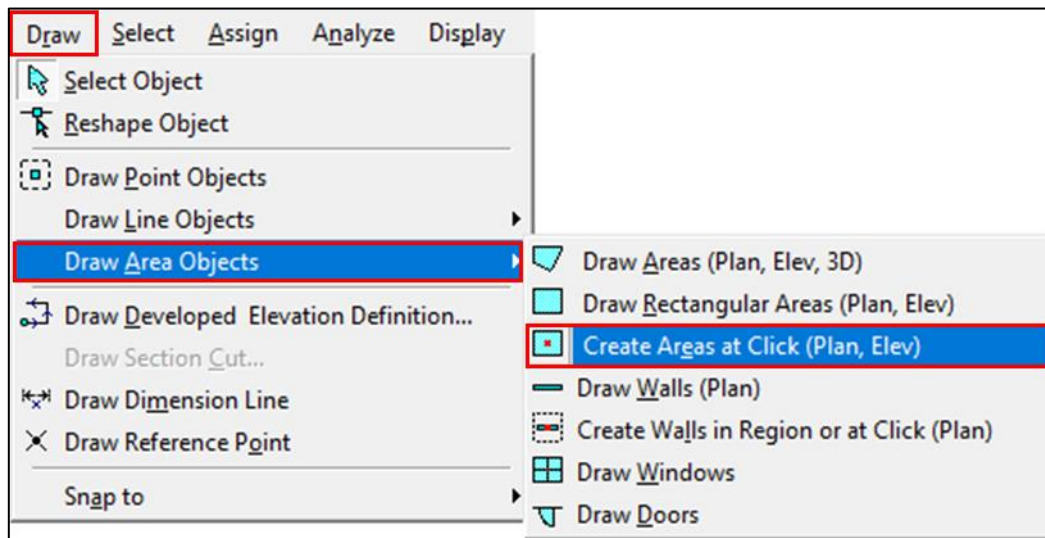


Figure 4.38 : Commande de dessin des dalles en corps creux.

- Dans la boîte de dialogue qui apparaît « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property** CC.

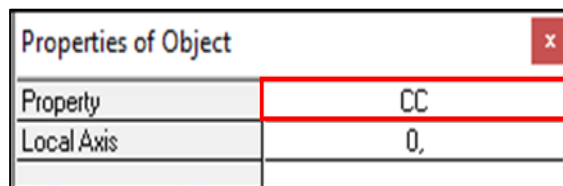



Figure 4.39 : Affectation des dalles en corps creux.

4.3.4.5. Pour la dalle pleine :

- Pour modéliser les dalles en corps creux on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Area Objects** après **Draw Areas (Plan, Elev,3D)** ou bien on clique sur l'icône 

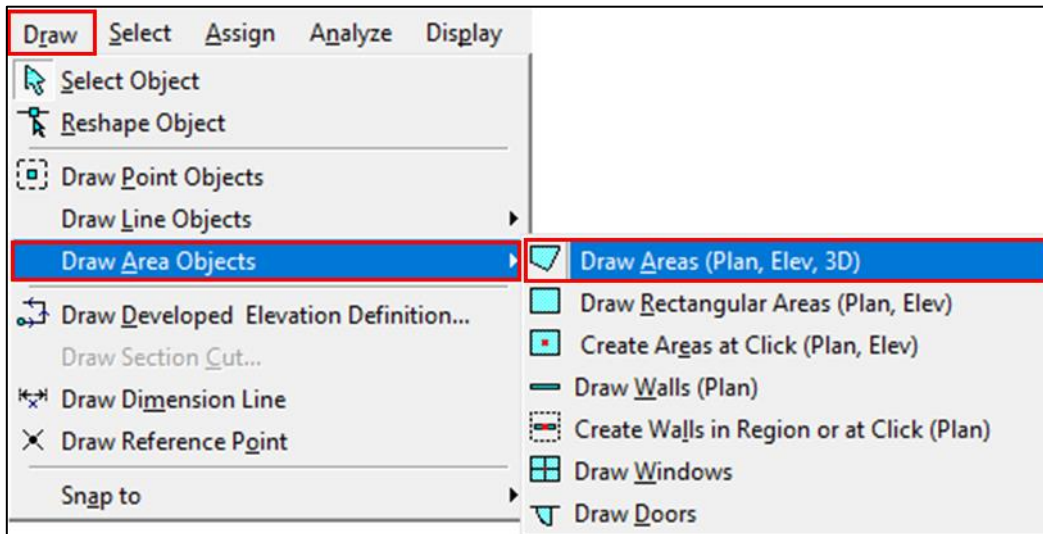


Figure 4.40 : Commande de dessin de dalle pleine.

- Dans la boite de dialogue qui apparaît « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property** DP15.

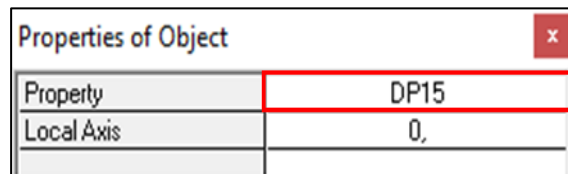


Figure 4.41 : Affectation de la dalle pleine.

- Enfin, on obtient le schéma final de la structure :

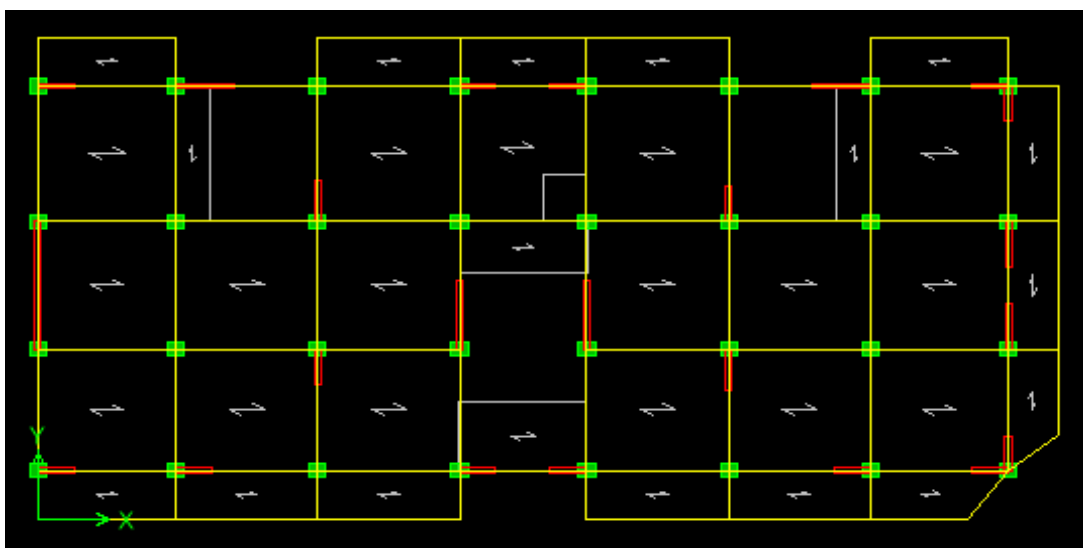



Figure 4.42 : Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.

### 4.3.5. Définition des charges statiques (G, Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q) pour les définir on clique sur : **Define** puis sur **Static Load Cases** ou bien sur l'icône 

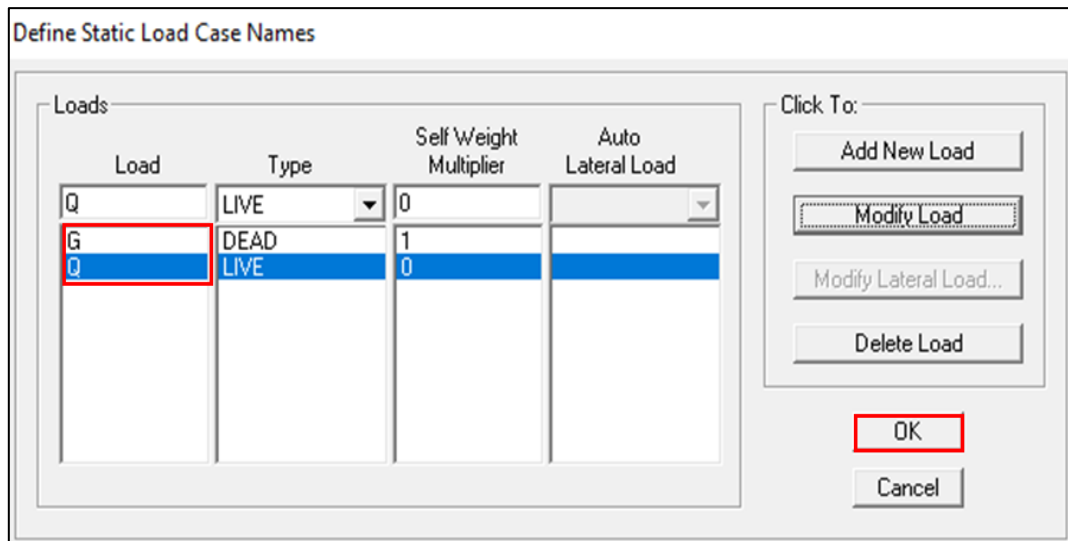



Figure 4.43 : Définition des charges G et Q.

### 4.3.6. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003 :

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99.

- On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône 
- On introduit les données dans leurs cases respectives :
  1. Zone IIa : zone de moyenne sismicité (T.0)
  2. Groupe d'usage 2 : importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48 m.
  3. Classification des sites d'implantation S3 : site meuble
  4. Classification des systèmes de contreventement : béton armé voiles porteurs.
  5. Facteur de qualité (Q) : Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :
    - Conditions minimales sur les files de contreventement,
    - La redondance en plan,
    - La régularité en plan,
    - La régularité et en élévation,
    - Contrôle de la qualité des matériaux,
    - Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \Sigma Pq$

Pq : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q.

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessous on trouve le facteur de qualité  $Q = 1,20$

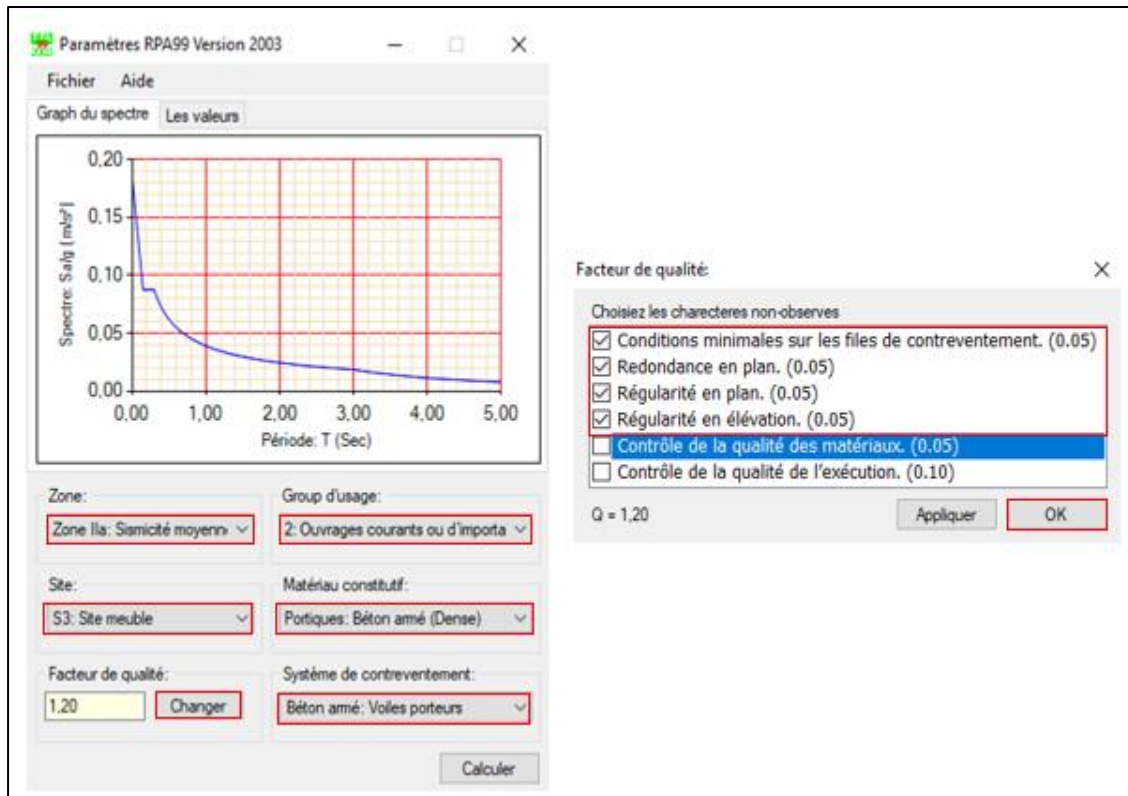


Figure 4.44 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

- Après l'introduction des données on clique sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde.
- Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur **Define** puis **Response Spectrum Functions** puis sur **Spectrum from File** et **Add new Function**

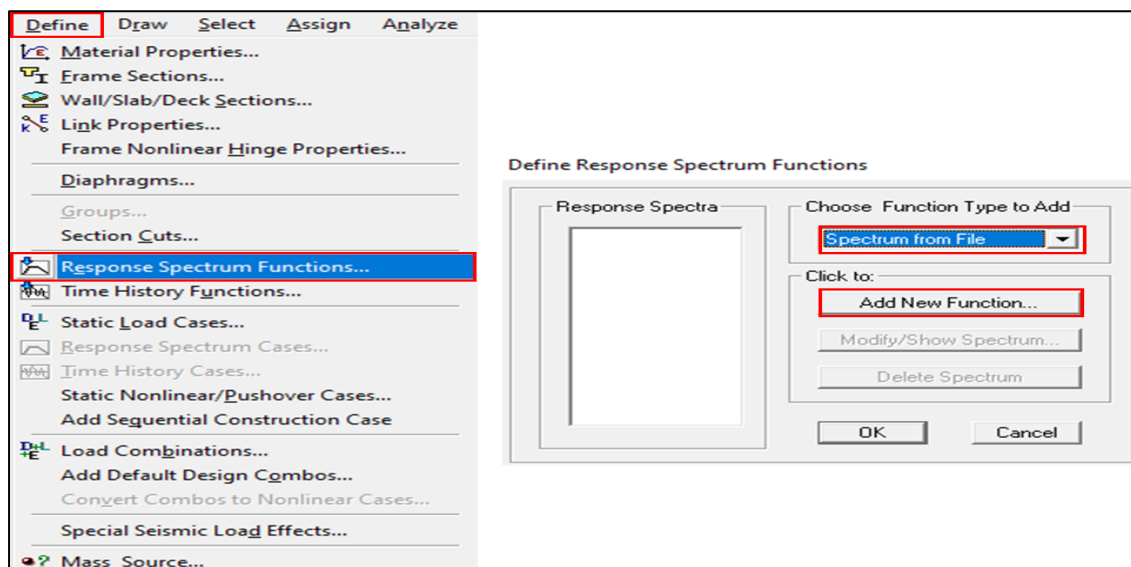


Figure 4.45 : commande d'introduction du spectre de réponse.

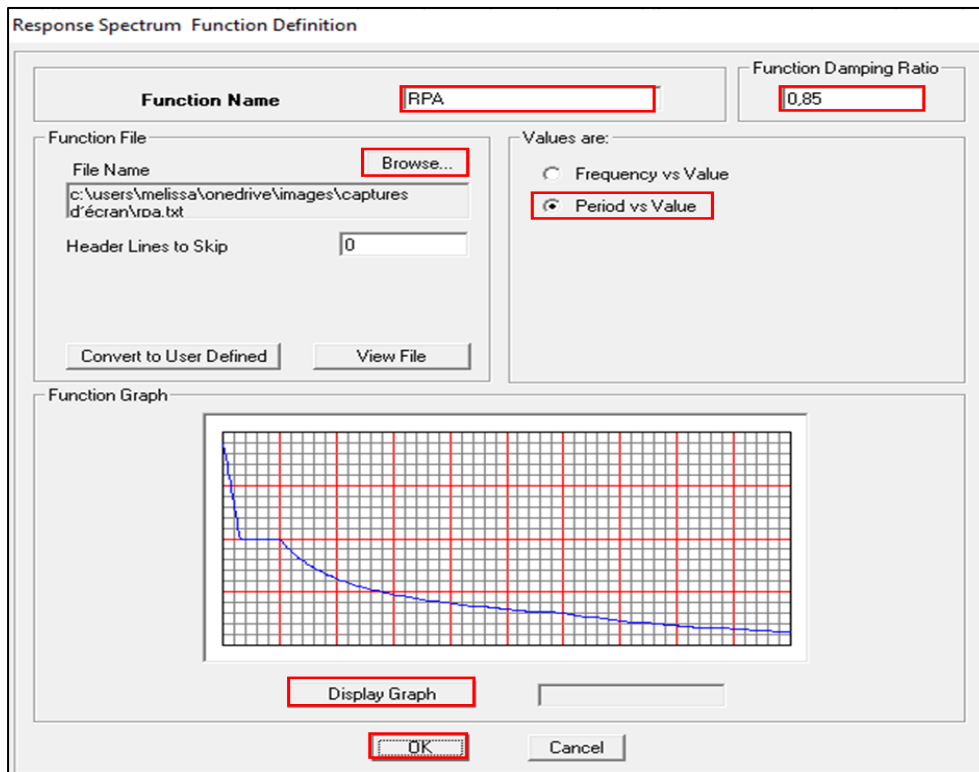


Figure 4.46 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.

### 4.3.7. Définition de la charge sismique E :

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition de la charge sismique E, pour cela on clique sur **Define** puis **Responses Spectrum Cases** ensuite **Add New Spectrum** ou bien

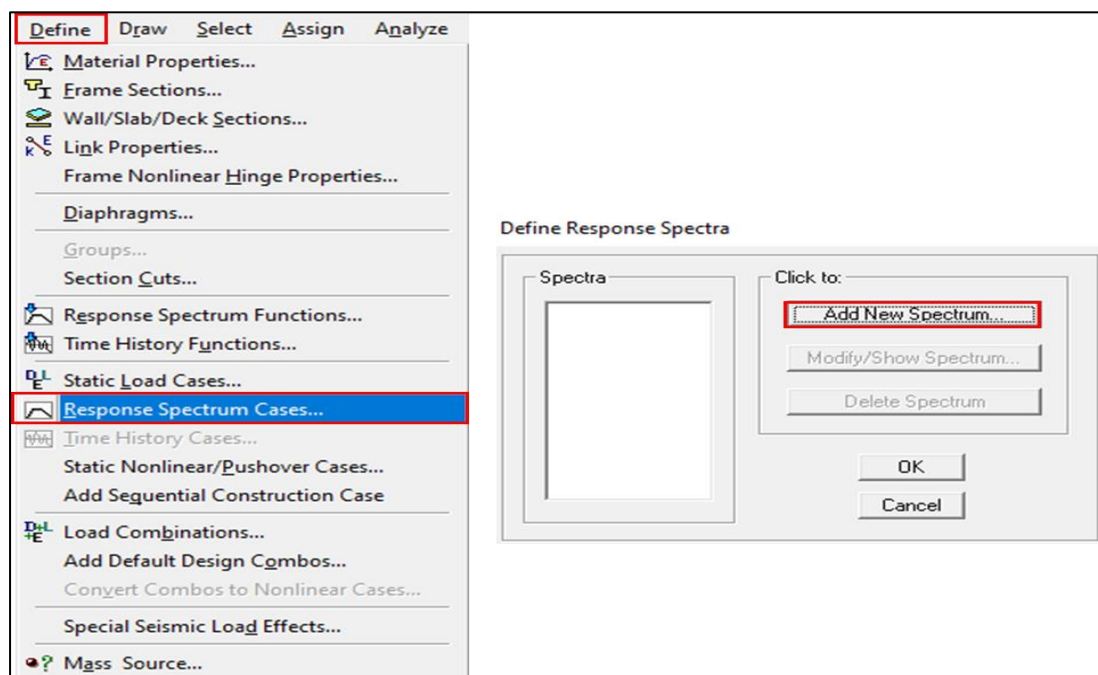


Figure 4.47 : commande d'introduction des cas de charges sismiques.

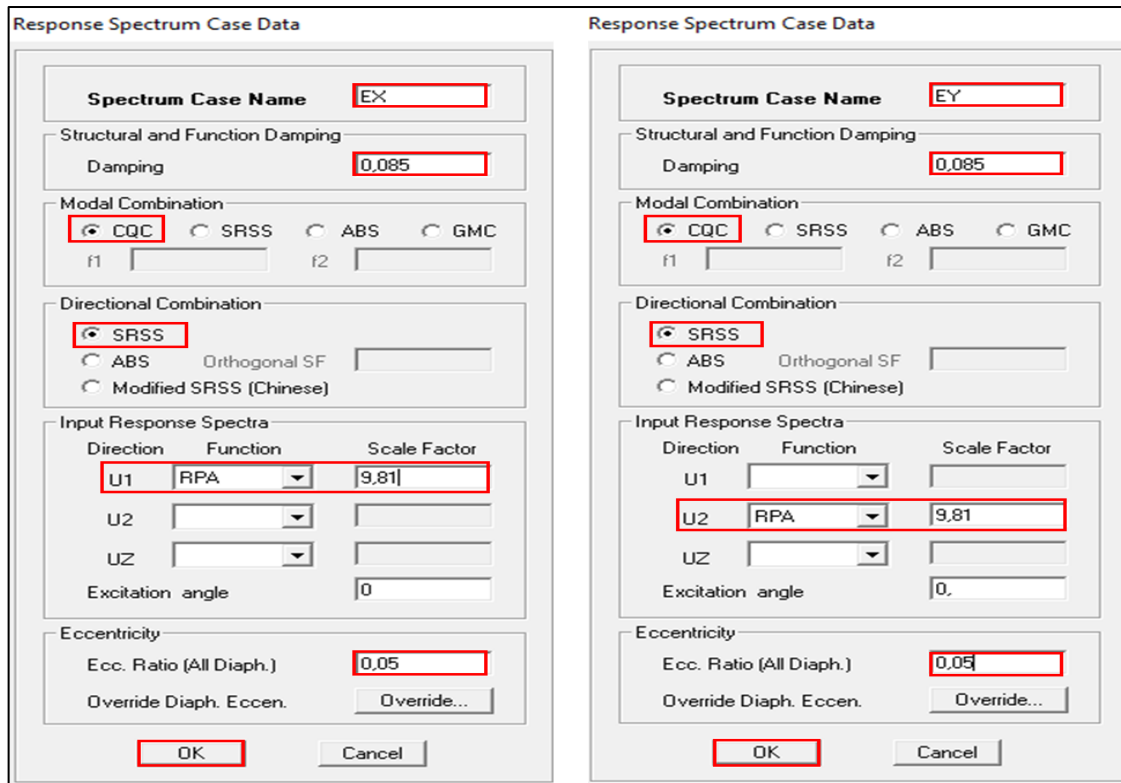


Figure 4.48 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.

4.3.7.1. Définition de la masse sismique :

Dans notre cas l'ouvrage est à usage d'habitation donc  $\beta = 0.2$

Pour l'introduction de cette masse on suit les étapes suivantes : cliquer sur **Define** puis sur **Masse source...** ou bien directement sur l'icône puis sur **From Loads**.

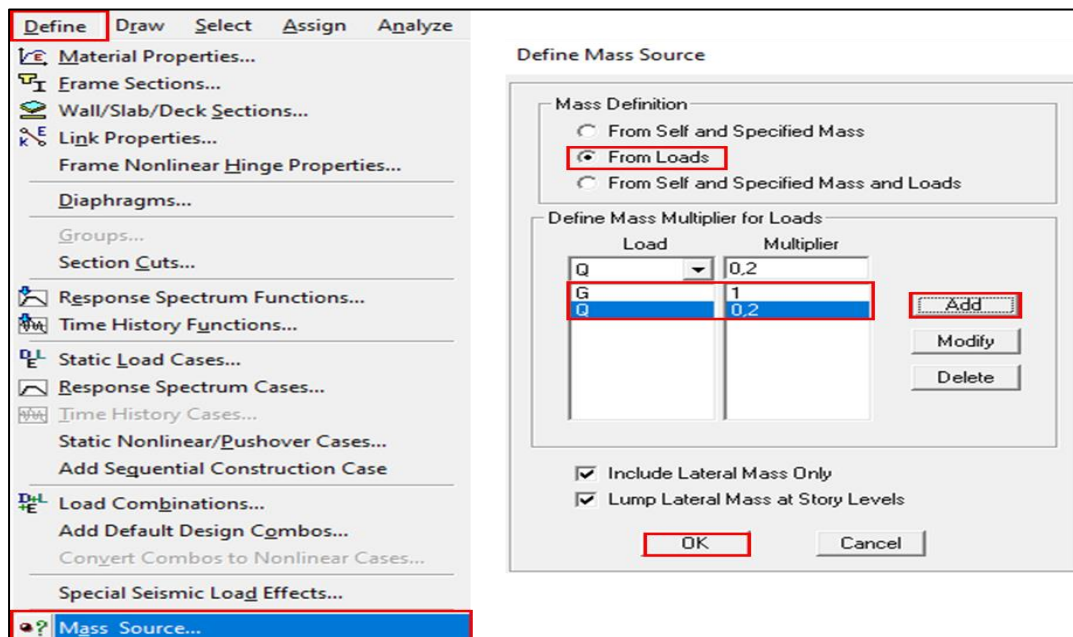



Figure 4.49 : définition de la masse sismique.

4.3.7.2. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

➤ Appuis (Encastrement de la base) :

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrement les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne les nœuds à la base et on clique sur **Assign** puis sur **Joint/point** ensuite **Restraints**, ou bien on clique sur l'icône 

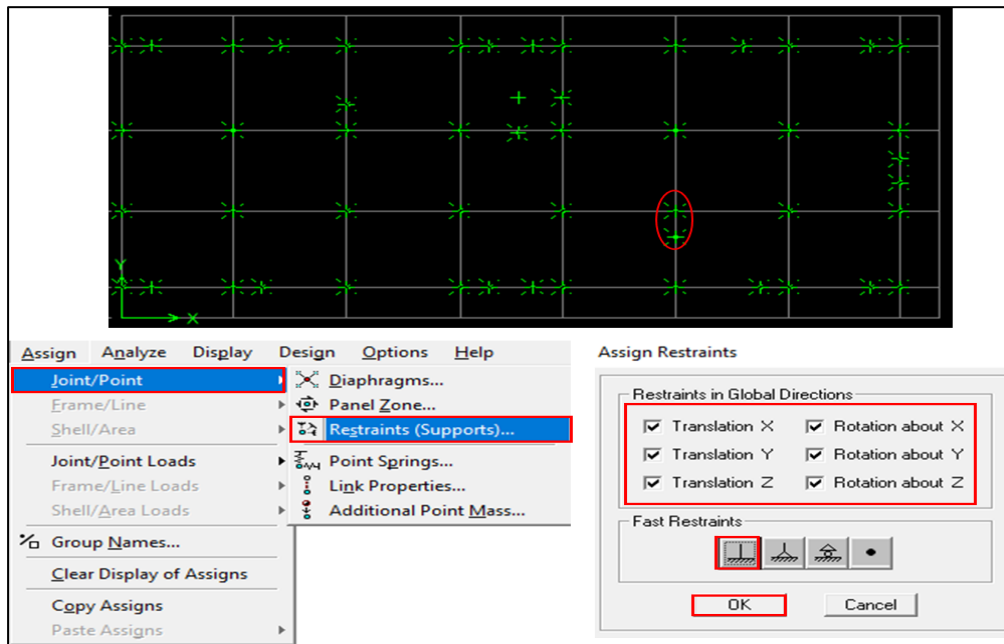



Figure 4.50 : Encastrement de la base de la structure.

➤ Attribution des diaphragmes :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du 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 ETABS.

- On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur : **Assign** puis sur **Joint/Point** ensuite **Diaphragms** ou bien cliquer directement sur l'icône 

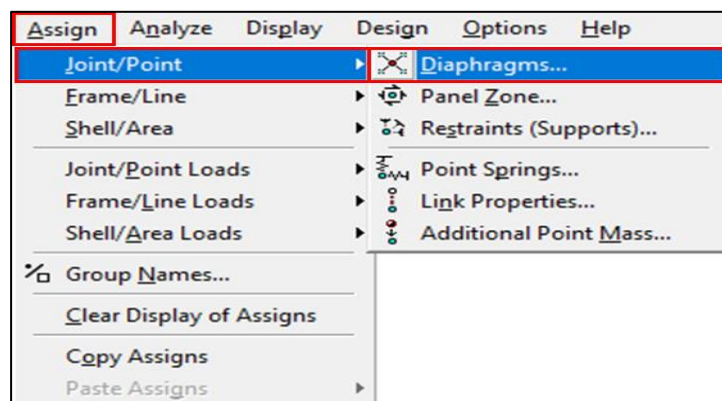


Figure 4.51 : commande d'introduction d'un plancher rigide.

- On clique sur **Add New Diaphragm** et on le nomme par exemple **D1** pour **story 1** on valide et refait la même opération pour tous les étages.

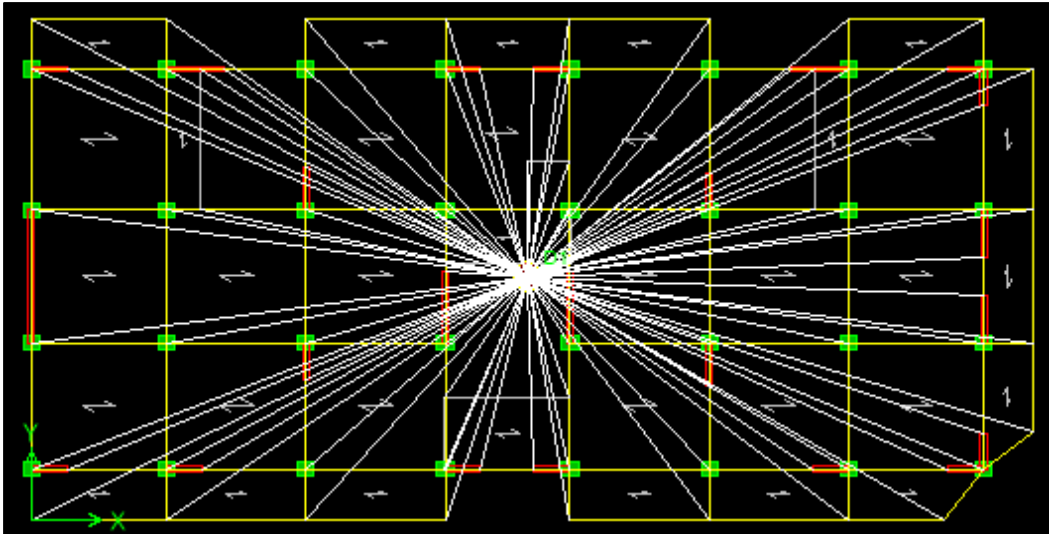


Figure 4.52 : spécification de diaphragme de chaque plancher.

### 4.3.8. Introduction des combinaisons d'actions :

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** puis sur **Loads Combinaisons** ensuite **Add New Combo** ou bien sur l'icône 

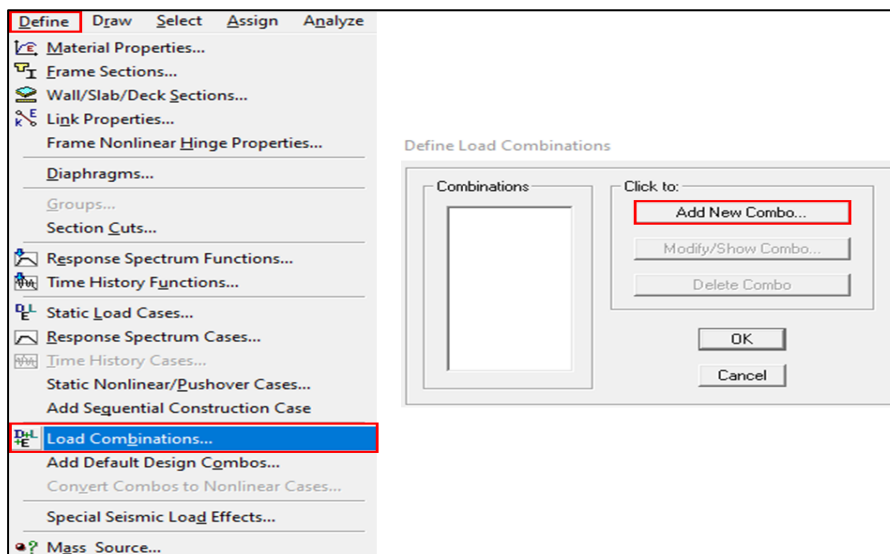


Figure 4.53 : commande d'introduction des combinaisons d'actions.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add new Combo**, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients.

- Combinaisons accidentelles du RPA :**

**GQE** :  $(G + Q + E , G + Q - E)$

**08GE** :  $(0,8G + E , 0,8G - E)$

- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**  
 ELU :  $1,35G+1,5Q$   
 ELS :  $G+Q$ .
- **Combinaisons poids :  $G+0,2Q$** 
  - On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.

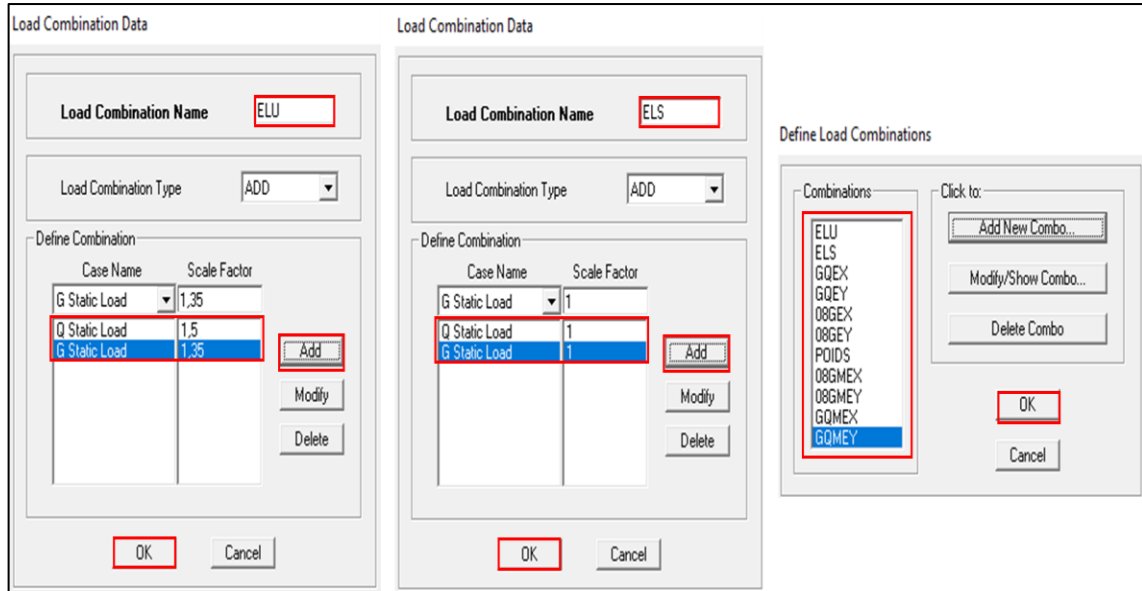


Figure 4.54 : création des combinaisons de charges.

**4.3.9. Chargement des éléments :**

➤ **Chargement des planchers à corps creux :**

- **Plancher terrasse :**

$G = 7.69 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

- **Plancher étage courant :**

$G = 5.21 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

- **Plancher du RDC :**

$G = 5.21 \text{ KN/m}^2, Q = 5 \text{ KN/m}^2$


- **Plancher étage de service :**

$G = 5.21 \text{ KN/m}^2, Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

➤ **Chargement de la dalle pleine :**

- **Dalle de la salle machine :**

$G = 3.96 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

- Pour charger les planchers on commence dans un premier lieu par sélectionner les planchers puis cliquer sur cette icône 

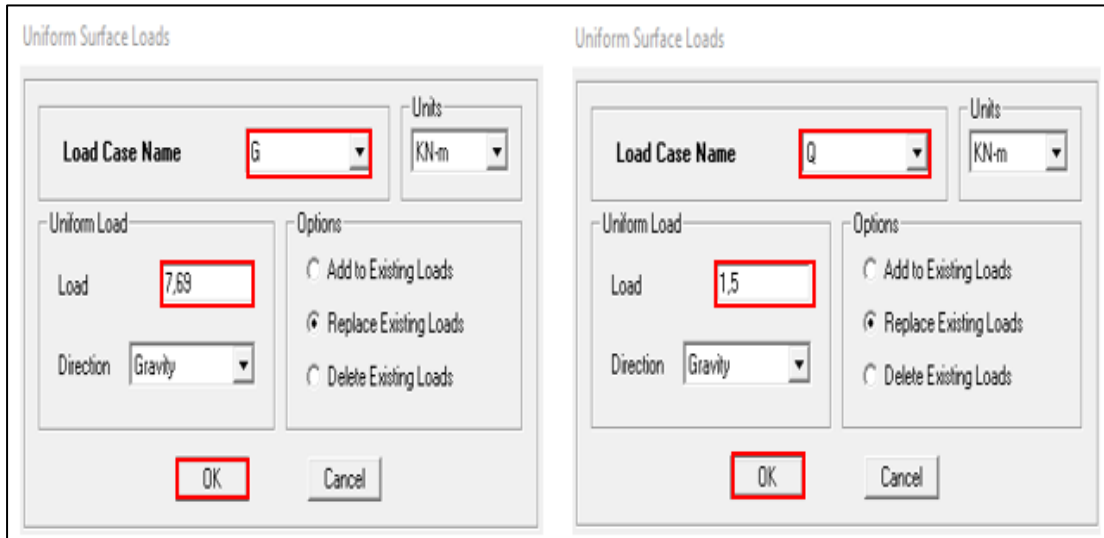


Figure 4.55 : Attribution des charges surfacique à des panneaux.

- Répétez l’opération pour tous les étages.

**4.3.10. Déroulement de l’analyse et visualisation des résultats :**

- Avant de lancer l’analyse, on doit spécifier le nombre de modes à prendre en considération donc on clique sur **Analyze** puis sur **Set Analysis Options**, la boite de dialogue ci-dessous s’ouvre :

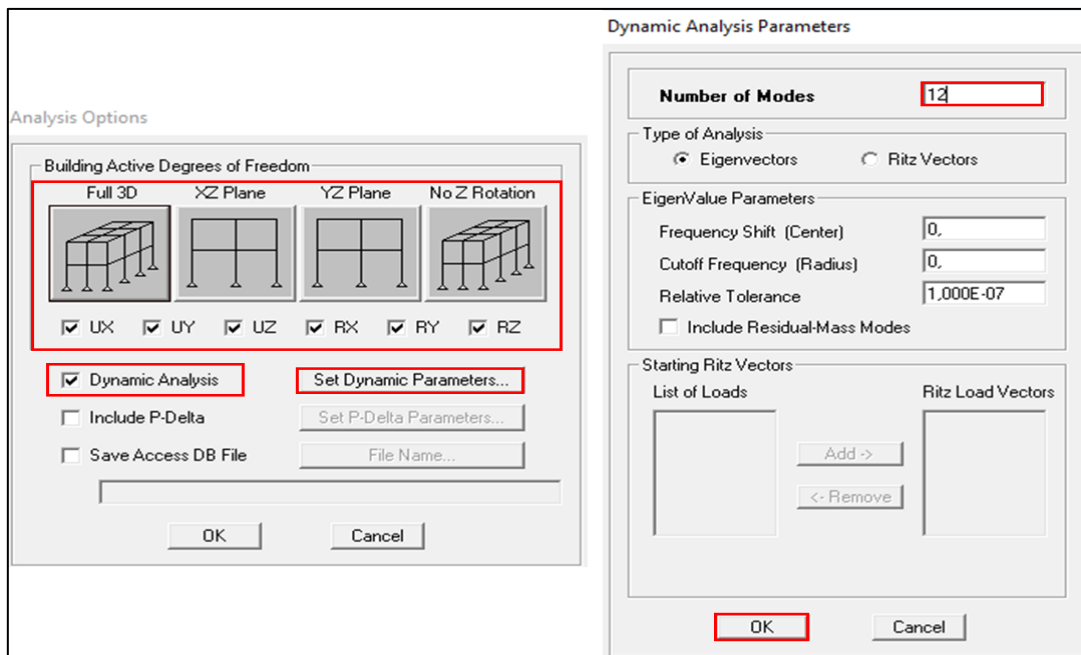


Figure 4.56 : introduction de nombre de mode.

- Vérifier que notre structure ne contient pas de problème avec l'option **Analyze** ensuite **check modal**.

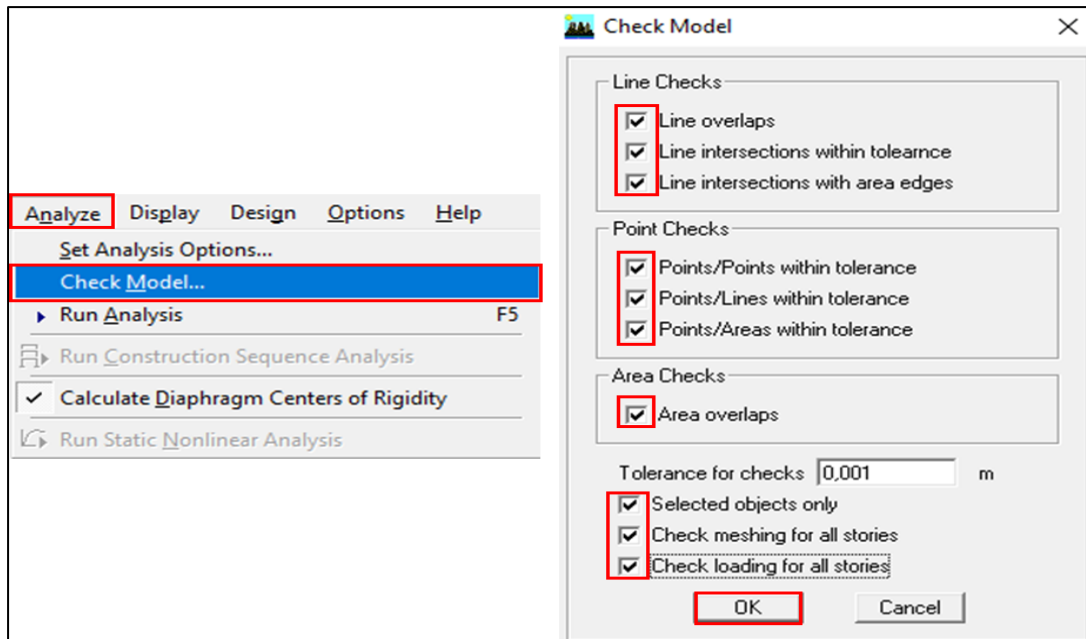


Figure 4.57 : option de vérification du modèle.

- Pour le lancement de l'analyse on clique sur **Analyze** puis sur **Run Analysis** ou sur la touche F5 de clavier.

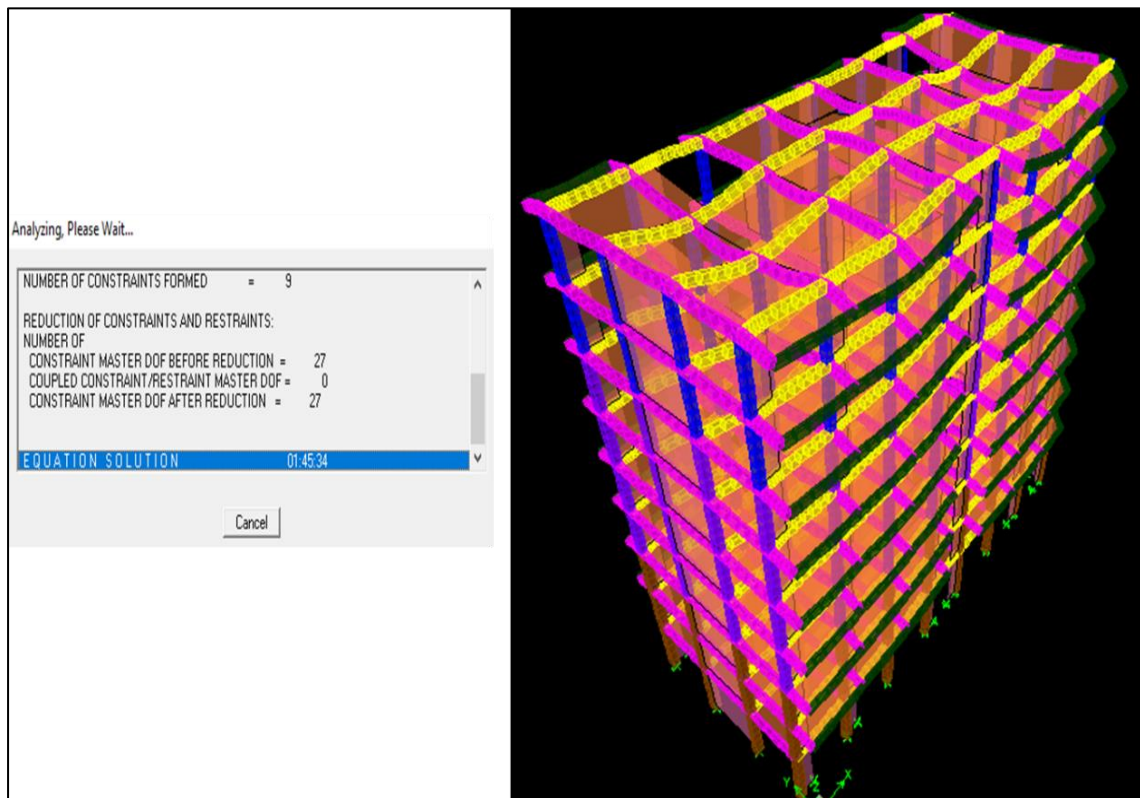


Figure 4.58 : Analyse de la structure.

- Après avoir suivie les étapes citées précédemment, on aura la structure suivante :

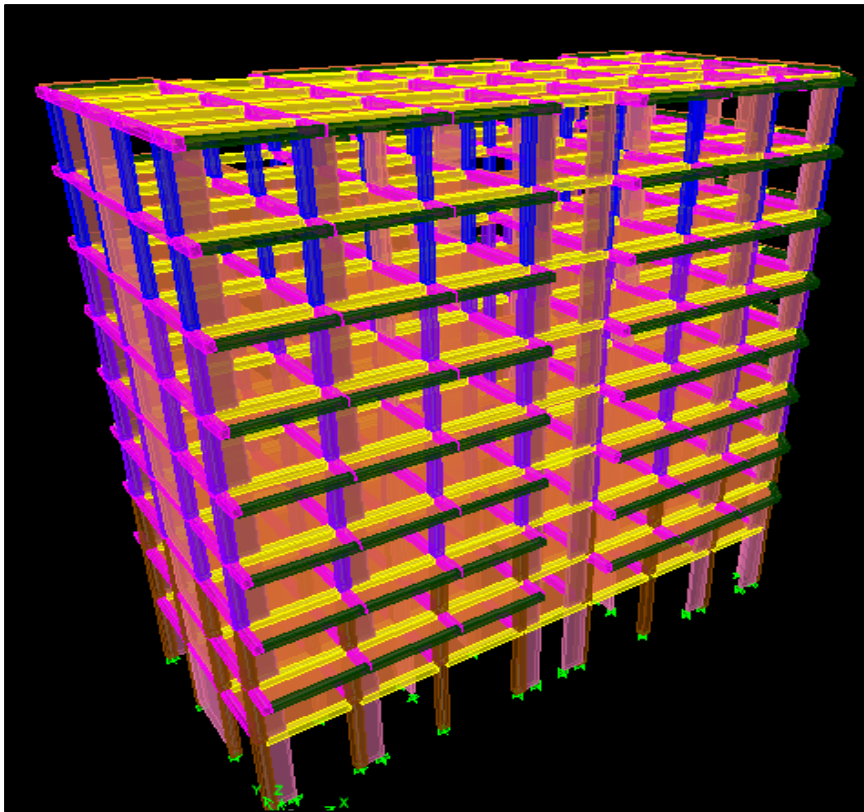


Figure 4.59 : Vue en 3D de la structure.

#### 4.4. Vérification selon les exigences du RPA99 /modifié 2003 :

##### 4.4.1. Introduction :

Un tremblement de terre peut être défini comme un bref mouvement de passages qui provoque une libération soudaine d'énergie accumulée dans la zone où le tremblement de terre s'est produit. Ces mouvements se produisent souvent le long de failles préexistantes affectant les roches de la croûte terrestre et, selon leur force, peuvent causer des dommages importants et la destruction des structures, nécessitant ainsi la protection de la vie humaine et de ses biens matériels en exploitant ces failles naturelles. Ce phénomène est pris en compte dans la conception structurelle.

A cet effet, le règlement parasismique algérien (RPA) précise les mesures nécessaires à la conception et à la construction des bâtiments pour assurer un degré de protection acceptable.

- Cette partie du chapitre consiste à analyser et vérifier les exigences du RPA qui sont :
  - Justification du système de contreventement.
  - Le pourcentage de la participation de la masse modale.
  - L'effort normal réduit.
  - L'effort tranchant à la base.
  - Les déplacements.
  - Justification vis-à-vis de l'effort delta.

#### 4.4.2. Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage, le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
  - Par la méthode d'analyse modal spectral
  - Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse spectral qui est applicable sur tous les cas d'après les règlements du RPA.

#### 4.4.3. Caractéristiques géométriques de la structure :

- Zone sismique : moyenne sismicité zone IIa
- Groupe d'usage : groupe 2
- Classification du site : site meuble S3
- Système structurel : portique + voile

#### 4.4.4. Vérification de la structure selon les exigences du RPA :

##### 4.4.4.1. Justification du système de contreventement :

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques, afin de justifier la valeur du coefficient de comportement **R** à considérer.

Pour la détermination des charges verticales et horizontales reprise par le système de contreventement sur le logiciel ETABS il faut suivre les étapes suivantes :

- **Sens X-X :**

On clique sur **View** puis sur **Set 3D View** une fenêtre apparaîtra on sélectionne **XZ** et on met 0 pour **Aperture**. Ensuite on clique sur **Display** et sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX Spectra**.

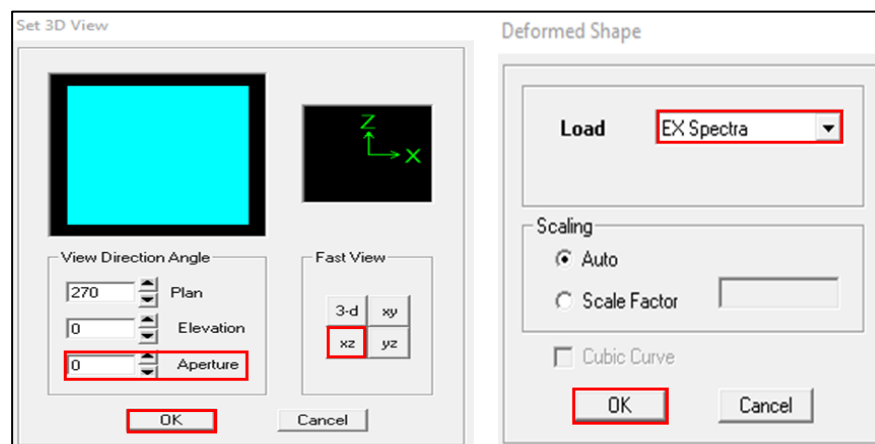


Figure 4.60 : Choix de la combinaison sismique

Pour dessiner une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base on clique sur **Draw** puis sur **Draw Section Cut**. Pour avoir les efforts repris par le voile seulement on désélectionne la case **Wall**.

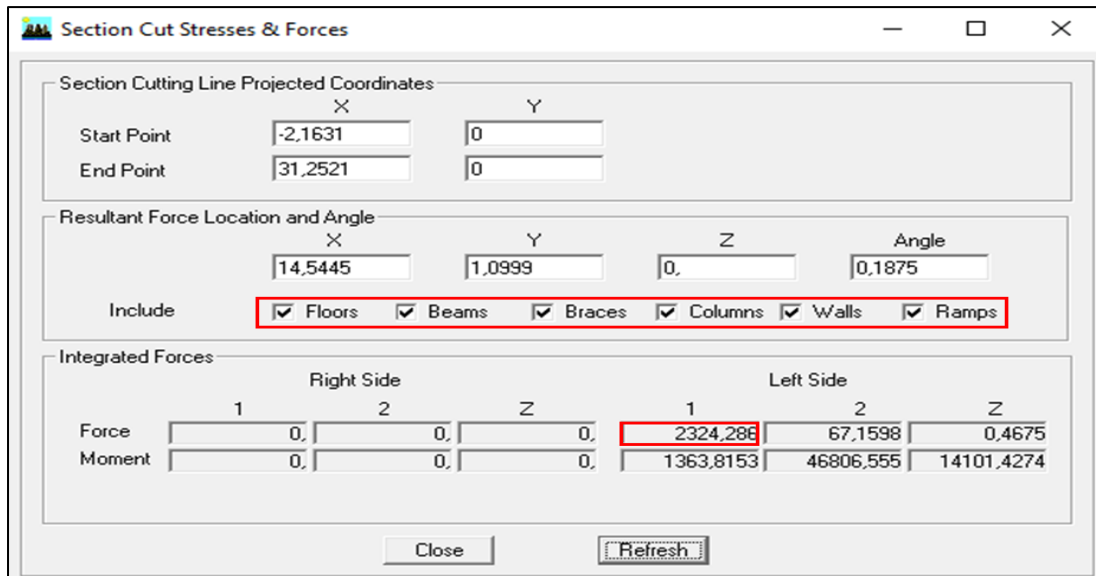


Figure 4.61 : Charges horizontale reprise par les voiles et portique à la fois.

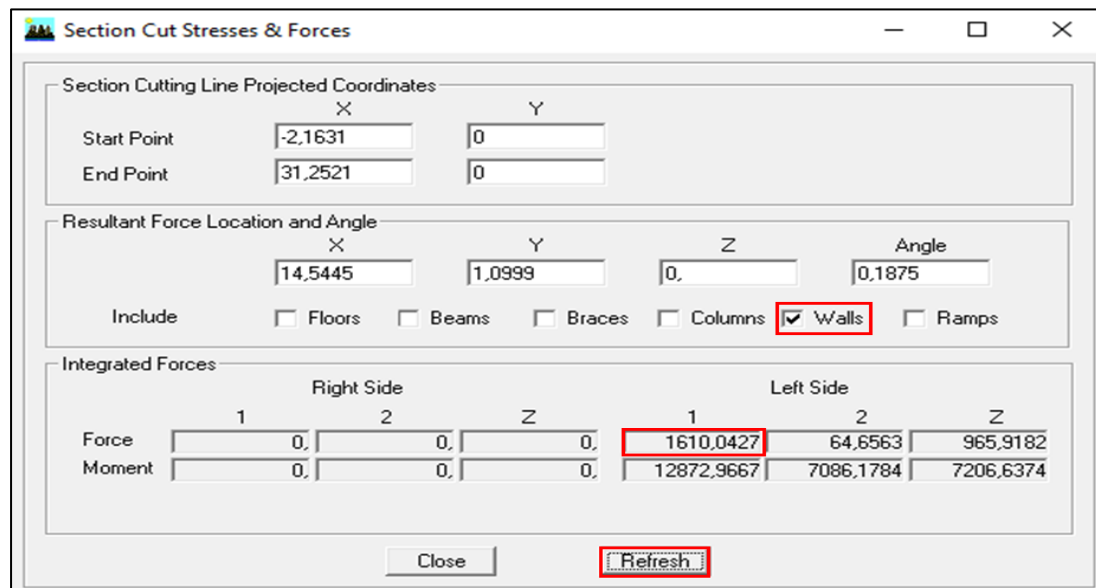


Figure 4.62 : Charges horizontale reprise par les voiles seuls.

- Le pourcentage des efforts repris par le voile et portique se calcul comme suit :

$$\%N_{\text{voile}} = \frac{N_{\text{voile}}}{N_{\text{tot}}} \times 100 \quad ; \quad \%N_{\text{portique}} = 100 - \%N_{\text{voile}}$$

$$\%N_{\text{voile}} = \frac{1610.0427}{2324.286} \times 100 = 69.27\%$$

$$\%N_{\text{portique}} = 100 - 69.27 = 30.73\%$$

- SENS-Y-Y :

On refait les mêmes étapes que les sens xx sauf que cette fois-ci au moment de choisir la combinaison on choisit **EY Spectre**.

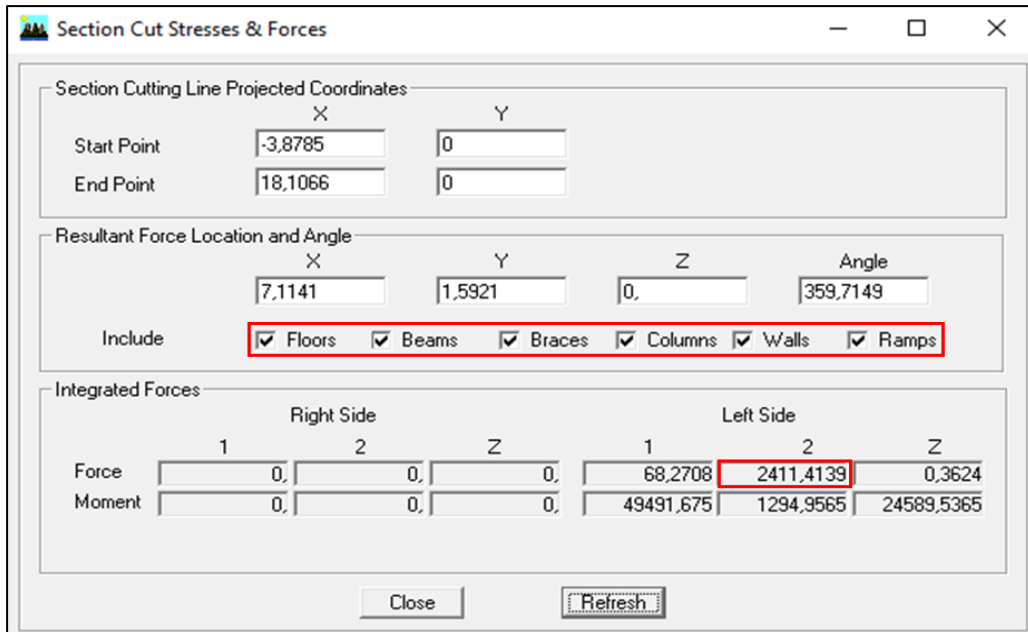


Figure 4.63 : Charges horizontale reprise par les voiles et portique à la fois.

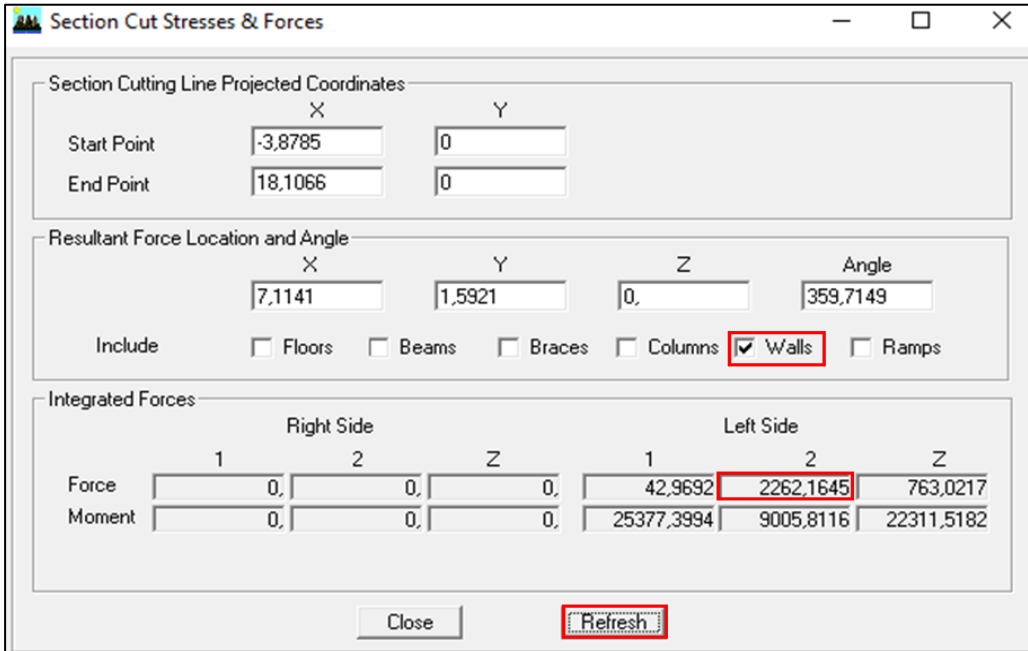


Figure 4.64 : Charges horizontale reprise par les voiles seuls.

$$\%N_{\text{voile}} = \frac{2262.1645}{2411.4139} \times 100 = \mathbf{93.81\%}$$

$$\%N_{\text{portique}} = 100 - 91.81 = \mathbf{8.19\%}$$

- SENS Z-Z :

On refait les mêmes étapes que les sens xx sauf que cette fois-ci au moment de choisir la combinaison on choisit ELS.

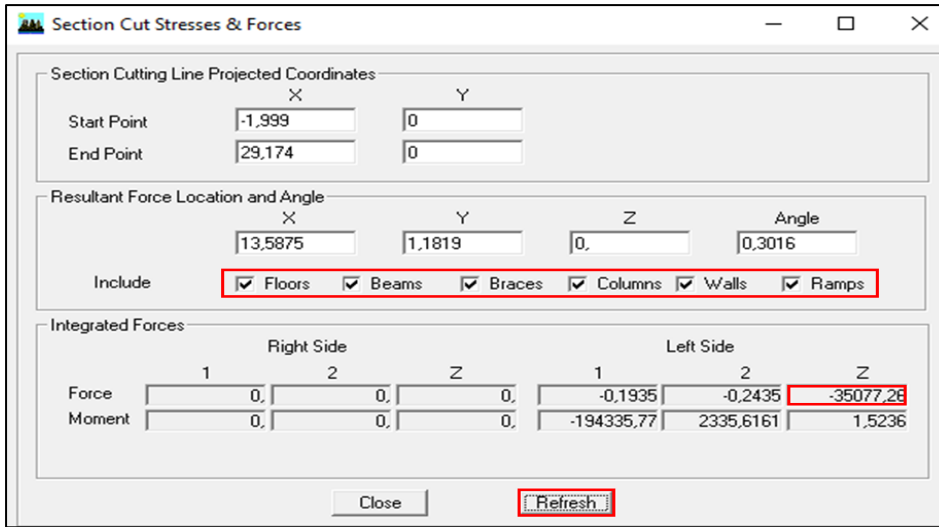


Figure 4.65 : Charges horizontale reprise par les voiles et portique à la fois.

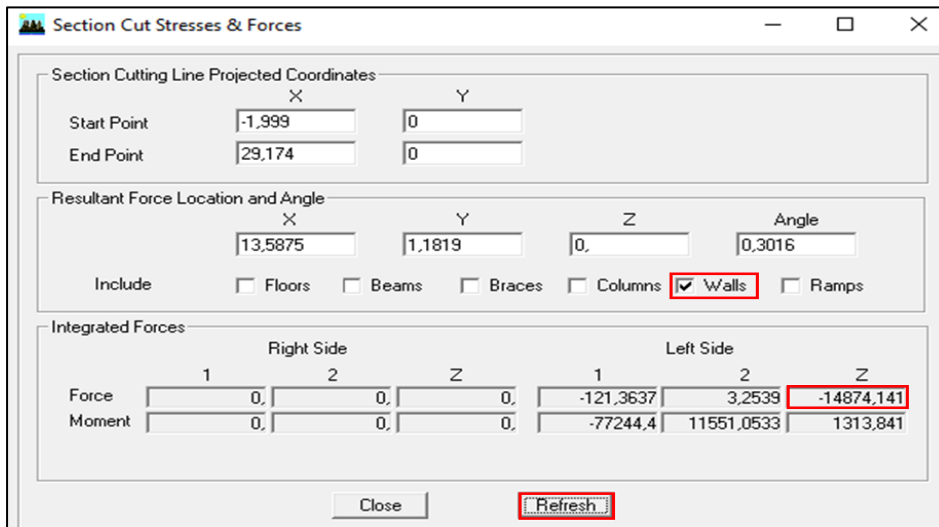


Figure 4.66 : Charges horizontale reprise par les voiles seuls.

$$\%N_{voile} = \frac{14874.141}{35077.26} \times 100 = 42.4\% > 20\%$$

$$\%N_{portique} = 100 - 42.4 = 57.6\% < 80\%$$

**Conclusion :**

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et presque la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5** (structure à voiles porteurs).

**4.4.4.2. Le pourcentage de la participation de la masse modale :**

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Pour avoir la période et la participation massique à partir du logiciel ETABS on clique sur **Display** puis sur **Show tables**, un tableau s’affiche et on coche les cases suivantes : **ANALYSIS RESULTS** puis **Modal Information** puis **Building Modal Information** et sur **Modal Participating Mass Ratios**.

On obtient les résultats suivants :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,927912	76,8016	0,0014	76,8016	0,0014	0,6155
2	0,843231	0	73,7695	76,8017	73,7709	0,0041
3	0,687968	0,5999	0,0883	77,4016	73,8592	72,9909
4	0,281926	12,2397	0,0105	89,6412	73,8697	0,0754
5	0,230375	0,0376	12,8314	89,6789	86,7011	0,9574
6	0,180123	0,0426	2,0851	89,7215	88,7862	14,4035
7	0,140901	4,5883	0,0084	94,3098	88,7946	0,0176
8	0,111161	0,0257	4,1276	94,3355	92,9222	0,6861
9	0,084146	2,3892	0,0023	96,7247	92,9245	0,0218
10	0,079201	0,0199	1,2601	96,7445	94,1846	4,6941
11	0,065974	0,0176	2,0071	96,7622	96,1918	0,3721
12	0,054923	1,3617	0,003	98,1239	96,1948	0,0082

Tableau 4.1 : Période fondamentale et taux de participation massique.

- Dans la direction xx on a atteint la participation massique au mode 7 (94.3%)
- Dans la direction yy on a atteint la participation massique au mode 8 (93.08%)
- Période donnée par le logiciel etabs : **T<sub>ETABS</sub> = 0.92 s**

**4.4.4.3. Vérification de l’effort normal réduit :**

Cette vérification a pour but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d’ensemble due au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

**N<sub>d</sub>** : effort normal de calcul s’exerçant sur une section de béton.

**B<sub>c</sub>** : section brute.

**f<sub>c28</sub>** : résistance caractéristique du béton.

Pour extraire les efforts des poteaux, on commence par sélectionner ces derniers puis on clique sur **Display, Show tables, frame output, frame forces, Column forces**.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

poteaux	sections(cm <sup>2</sup> )	Nd (kn)	fc28	v	observation
40x45	1800	1348,35	2,5	0,29	cv
35x40	1400	652,49	2,5	0,18	cv
30x35	1050	233,39	2,5	0,08	cv

Tableau 4.2 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

**4.4.4.4. Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \rightarrow T = 0.05 \times 28.56^{3/4} = 0.61 \text{ s}$$

**H<sub>N</sub>** : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N), dans notre cas **h<sub>N</sub>** = 28.56 m.

**C<sub>T</sub>** : coefficient donnée dans le **RPA (art 4.2.4)** en fonction du type de contreventement et du type de de remplissage, dans notre cas **C<sub>T</sub>** = 0.05.

- Dans les cas de contreventement assurée partiellement ou totalement par des voiles on utilise la formule suivante :

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D}$$

**D** : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans notre cas **D<sub>x</sub>** = 28.05 m et **D<sub>y</sub>** = 13.9 m.

$$T_x = 0.09 \times \frac{28.56}{\sqrt{28.05}} = 0.48 \text{ s} ; \quad T_y = 0.09 \times \frac{28.56}{\sqrt{13.9}} = 0.68 \text{ s}$$

- **Calcule de Temps :**

$$T_{emp} = \min(C_T \times h_N^{3/4} ; 0.09h_N/\sqrt{D})$$

$$T_{emp} = \min(0.61 ; 0.48 ; 0.68) = 0.48 \text{ s}$$

$$1.3 \times T_{emp} = 1.3 \times 0.48 = 0.62 \text{ s}$$

- Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Condition sur T	Période choisie
T analytique < T empirique	T = T empirique
T empirique < T analytique < 1.3 T empirique	T = T analytique
1.3 T empirique < T analytique	T = 1.3T empirique

Tableau 4.3 : la période fondamentale de la structure.

On est dans le troisième cas :

**1.3 T empirique < T analytique = 0.62 s < 0.92 s**

Donc : **T = 0.62 s.**

**4.4.4.5. Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La force sismique appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone donnée par le tableau 4.1 du RPA suivant la zone sismique qui est de IIa et de groupe d'usage 2 donc **A = 0.15.**

**Q** : facteur de qualité qui égale à **1.2.**

**R** : coefficient de comportement global de la structure, dépend du type de contreventement **R = 3.5.**

**W** : le poids total de la structure égale à **30618.55.**

**D** : facteur d'amplification dynamique il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et la période fondamentale de la structure (T).

$$\begin{cases} D = 2.5\eta \text{ si } 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \text{ si } T_2 \leq T \leq 3s \\ D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \text{ si } T > 3s \end{cases}$$

Valeur de  $T_2$  donnée par le tableau du RPA (4.7) **T2 = 0.5 s.**

**$\eta$**  : facteur de correction de comportement  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \mathbf{0.88}$

On a :  $0.5 \text{ s} \leq 0.62 \leq 3\text{s}$  donc  **$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$**

$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.5}{0.62}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.9 \rightarrow \mathbf{D = 1.9}$

$V = \frac{0.15 \times 1.9 \times 1.2}{3.5} \times 30618.55 = 2991,86 \rightarrow \mathbf{V = 2991,86 \text{ kn}}$

On obtient les résultats suivants :

sens	v(kn)	0,8v(kn)	v <sub>tot</sub> (kn)	observation
<b>xx</b>	2991,86	2393,5	2395,76	CV
<b>yy</b>	2991,86	2393,5	2513,56	CV

Tableau 4.4 : Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

**4.4.4.6. Vérification des déplacements relatifs :**

D’après le RPA 99 (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 de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta k = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : déplacements dû aux forces sismiques  $F_i$

Le déplacement relatif du niveau k égale à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 0.10$$

Story	Load	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\Delta k$	0,01*he	observation
ETG 8	EX	0,02690074	0,094152602	0,0070019	0,0306	cv
ETG 7	EX	0,0249002	0,087150703	0,00839993	0,0306	cv
ETG 6	EX	0,02250022	0,078750778	0,01014721	0,0306	cv
ETG 5	EX	0,01960102	0,068603571	0,01154928	0,0306	cv
ETG 4	EX	0,01630123	0,057054294	0,01259878	0,0306	cv
ETG 3	EX	0,01270157	0,044455511	0,01294773	0,0306	cv
ETG 2	EX	0,00900222	0,031507777	0,01295448	0,0306	cv
ETG 1	EX	0,00530094	0,018553302	0,0115533	0,0306	cv
RDC	EX	0,002	0,007	0,007	0,0408	cv

Tableau 4.5 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens X.

Story	Load	$\delta_{ek}$	$\delta_k$	$\Delta k$	0,01*he	Observation
ETG 8	EY	0,02450184	0,085756428	0,00874927	0,0306	Cv
ETG 7	EY	0,02200205	0,077007159	0,00945353	0,0306	Cv
ETG 6	EY	0,01930104	0,067553627	0,01014936	0,0306	Cv
ETG 5	EY	0,01640122	0,057404268	0,01119897	0,0306	Cv
ETG 4	EY	0,01320152	0,046205303	0,01154823	0,0306	Cv
ETG 3	EY	0,00990202	0,03465707	0,0108545	0,0306	Cv
ETG 2	EY	0,00680074	0,023802573	0,01014809	0,0306	Cv
ETG 1	EY	0,00390128	0,013654486	0,00875449	0,0306	Cv
RDC	EY	0,0014	0,0049	0,0049	0,0408	Cv

Tableau 4.6 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens Y.

4.4.4.7. Vérification du déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f_{adm} = \frac{Ht}{500} = \frac{28.56}{500} = 0.057 \text{ m}$$

Avec :  $\delta_{max}$  : déplacement maximal de la structure.

$f_{adm}$  : la flèche admissible.

Détermination du déplacement à l'aide de ETABS :

- Dans le sens longitudinal :

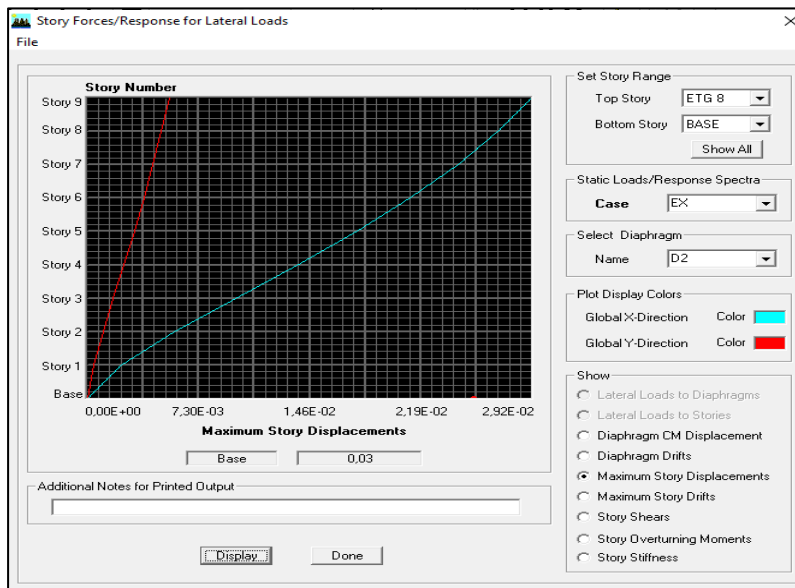


Figure 4.67 : Déplacement relatif dans le sens longitudinal.

- Dans le sens transversal :

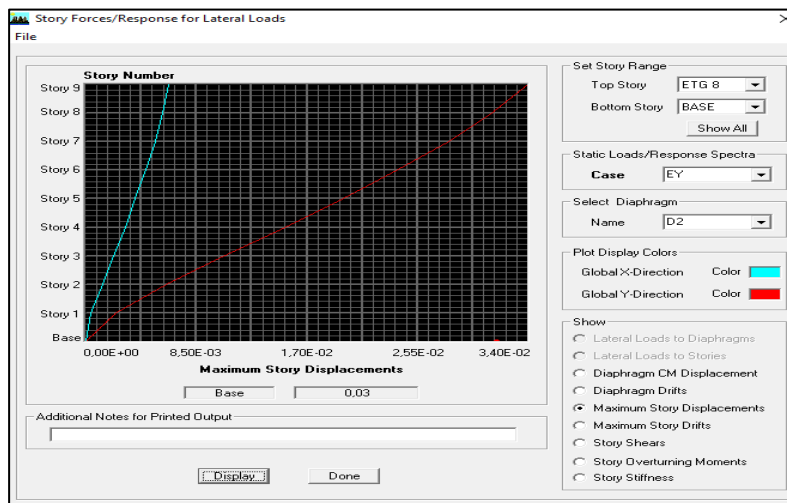


Figure 4.68 : déplacement relatif dans le sens transversal.

D'après ETABS :

Le déplacement maximal de la structure suivant X-X :  $\delta_{max} = 0.03 < 0.057 \text{ m}$

Le déplacement maximal de la structure suivant Y-Y :  $\delta_{max} = 0.03 < 0.057 \text{ m}$

→ La condition de déplacement maximal vis-à-vis de la flèche admissible est vérifiée dans les deux sens.

#### 4.4.4.8. Vérification vis-à-vis de l'effet P – Δ :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre 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). La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

Le règlement **RPA99/V. 2003** préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux de la structure :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

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.

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

$h_k$  : hauteur de l'étage K.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivant :

- Dans le sens X-X :

Story	Mass x	P <sub>K</sub>	delta k	V <sub>k</sub>	h <sub>k</sub>	θ	observation
<b>ETG 8</b>	388,4591	3810,78377	0,0070019	572,091748	3,06	0,01524204	cv
<b>ETG 7</b>	342,7247	3362,12931	0,00839993	966,435242	3,06	0,00954983	cv
<b>ETG 6</b>	334,853	3284,90793	0,01014721	1283,72094	3,06	0,0084855	cv
<b>ETG 5</b>	336,214	3298,25934	0,01154928	1553,08943	3,06	0,00801534	cv
<b>ETG 4</b>	339,2215	3327,76292	0,01259878	1785,78052	3,06	0,0076724	cv
<b>ETG 3</b>	342,229	3357,26649	0,01294773	1984,96546	3,06	0,00715657	cv
<b>ETG 2</b>	343,455	3369,29355	0,01295448	2144,99873	3,06	0,00664982	cv
<b>ETG 1</b>	352,4004	3457,04792	0,0115533	2262,3778	3,06	0,00576932	cv
<b>RDC</b>	341,6003	3351,09894	0,007	2395,76018	4,08	0,00237739	cv

Tableau 4.7 : vérification de l'effet P-Δ sens x-x.

- Dans le sens Y-Y :

Story	Mass Y	$p_k$	$\delta_k$	$V_k$	$h_k$	$\theta$	Observation
ETG 8	388,4591	3810,7837 7	0,00874927	606,328346	3,0 6	0,0179703 6	Cv
ETG 7	342,7247	3362,1293 1	0,00945353	1039,95301	3,0 6	0,0099878 8	Cv
ETG 6	334,853	3284,9079 3	0,01014936	1432,04729	3,0 6	0,0076082 2	Cv
ETG 5	336,214	3298,2593 4	0,01119897	1747,43002	3,0 6	0,0069078 3	Cv
ETG 4	339,2215	3327,7629 2	0,01154823	1998,67078	3,0 6	0,0062835 5	Cv
ETG 3	342,229	3357,2664 9	0,0108545	2199,74233	3,0 6	0,0054138	Cv
ETG 2	343,455	3369,2935 5	0,01014809	2353,01273	3,0 6	0,0047487 3	Cv
ETG 1	352,4004	3457,0479 2	0,00875449	2462,53147	3,0 6	0,0040163 6	Cv
RDC	341,6003	3351,0989 4	0,0049	2513,55912	4,0 8	0,0016011 6	Cv

Tableau 4.8 : vérification de l'effet P-Δ sens y-y.

→ Puisque les coefficients  $\theta < 0,1$  pour chaque niveau (k) et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Delta dans le calcul des éléments structuraux.

#### 4.4.5. CONCLUSION :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de la masse participante est vérifié.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification de l'effort tranchant à la base est vérifié
- Vérification des déplacements est vérifié.
- Vérification de l'effet P-delta est vérifié.

Les exigences du RPA sont satisfaites, on peut passer au prochain chapitre qui consiste à ferrailer les éléments structuraux.

**Nb : cv : condition vérifiée.**

# **Chapitre 05 :**

## Ferraillage des éléments

## 5. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

### 5.1. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations. Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU, en procédant à des vérifications à L'ELS.

➤ Les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU} \\ G + Q \rightarrow \text{à l'ELS} \end{array} \right\} \text{situation durable.}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003} \\ 0,8G \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003} \end{array} \right\} \text{situation accidentelle.}$$

➤ Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

➤ Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques des matériaux suivants :

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\Theta$	$f_{c28}$	$f_{bu}$	$F_e$ (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

Tableau 5.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle.

#### 5.1.1. Recommandation du RPA 99/Version 2003 en zone IIa :

##### 5.1.1.1. Les armatures longitudinales :(RPA Art 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :
  - Leur pourcentage minimal sera de 0,8% de la section du béton.  
 $A_{min} = 0,8\% b.h$
  - Leur pourcentage maximal sera de :
    - 4% en zone courante  $A_{max} = 4\% b.h$
    - 6% en zone de recouvrement  $A_{max} = 6\% b.h$
  - Le diamètre minimum est de 12mm.
  - La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  en zone II.
  - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
  - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Sections des poteaux cm <sup>2</sup>	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	0,8% b.h (cm <sup>2</sup> )	4% b.h en zone courante (cm <sup>2</sup> )	6% b.h en zone de recouvrement (cm <sup>2</sup> )
40X45	14.4	72	108
35X40	11.2	56	84
30X35	8.4	42	63

Tableau 5.2 : Les pourcentages d'armatures par rapport à la section du béton.

**5.1.1.2. Armatures transversales :(RPA Art 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$$

- **V<sub>u</sub>** : est l'effort tranchant de calcul.
- **h<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute.
- **f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- **ρ<sub>a</sub>** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2.5$  Si l'élançement géométrique dans la direction considérée est  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$  Si l'élançement géométrique dans la direction considérée est  $\lambda_g < 5$

Avec :  $\lambda_g$  : Élançement géométrique de poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

a et b : Dimensions de la section droite du poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau, qui est égale dans notre cas à  $0.7l_0$ .

$l_0$  : Longueur libre de poteau

- **t** : espacement des armatures transversales, la valeur maximum d'espacement en zone IIa est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min} (10 \phi_1 ; 15\text{cm})$

Dans la zone courante :  $t \leq 15 \phi_1$

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{t \times b_1}$  en % est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5$  :  $A_{\min} = 0,3\%$

Si  $\lambda_g \leq 3$  :  $A_{\min} = 0,8\%$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (Cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

5.1.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

5.1.2.1. Les efforts internes dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	combinassions	Sollicitations	Effort normal N(KN)	Moment M(KN.m)
Zone I 40x45	ELU	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-1474.36	-0.934
	0.8G+EX	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	481.73	15,643
	G+Q+EX	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-309.21	92.865
Zone II 35x40	ELU	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-888,48	-4.459
	0.8G+EX	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-3,8	-5,013
	G+Q+EX	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-259.34	79,021
Zone III 30x35	ELU	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-316,67	-5.632
	0.8G+EX	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	38.43	-2.894
	G+Q+EX	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-105.64	40,654

Tableau 5.3 : Efforts internes dans les poteaux.

5.1.2.2. Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

➤ Calcul du centre de pression :  $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

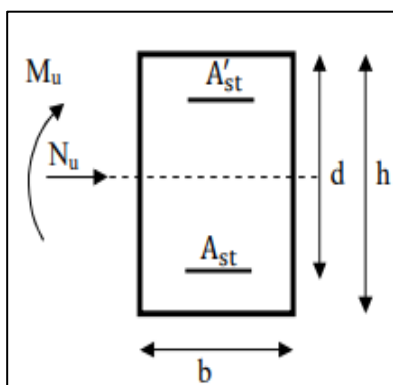


Figure 5.1 : Schéma de ferraillage.

• Section partiellement comprimée (SPC) :

La section partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures, (Que ça soit l'effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec :  $N_u$  : effort de compression.

$M_f$  : moment fictif.  $M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right)$

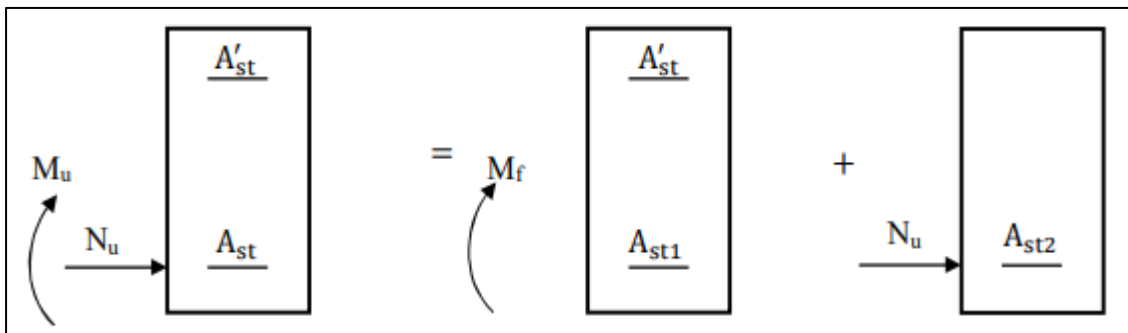


Figure 5.2 : Section partiellement comprimée (SPC).

✓ Calcul des armatures :

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

1<sup>er</sup> cas :

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392$  → la section est simplement armée (SSA).

Section fictive d'armature :  $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

Section réelle d'armature :  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$  si l'effort est négatif.

Avec :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

2<sup>ème</sup> cas :

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

$$A_{st}' \neq 0$$

On calcul :  $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 \cdot f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_f = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

La section réelle d'armature est  $A'_s = A'$  ;  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

• Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left( 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :

1<sup>er</sup> cas : Section Simplement Armée SSA :

$$\left( 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \leq N_u(d - c') - M_f \leq \left( 0.5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{et } A_2 = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} \quad ; \quad f_{bc} = \frac{0.8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$  En situation durable.

$\gamma_b = 1,15$  En situation accidentelle.

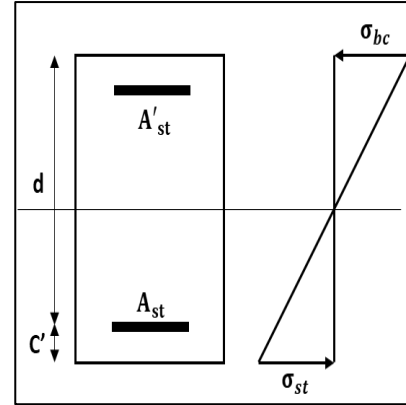


Figure 5.3 : Schéma de ferrailage.

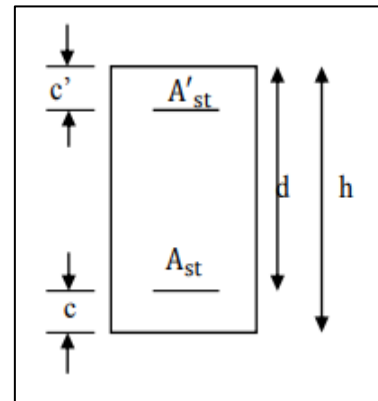


Figure 5.4 : Schéma de ferrailage.

2<sup>ème</sup> cas : Section doublement Armée SDA :

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c')} \quad ; \quad A_2 = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

**Remarque :**

Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle  $\Rightarrow$  compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera

$$A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$$

Avec : B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier

➤ **Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC :**

Le ferrailage se fait par un calcul manuel ou automatique avec le logiciel SOCOTEC.

Voici un exemple des résultats obtenue :

- On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.

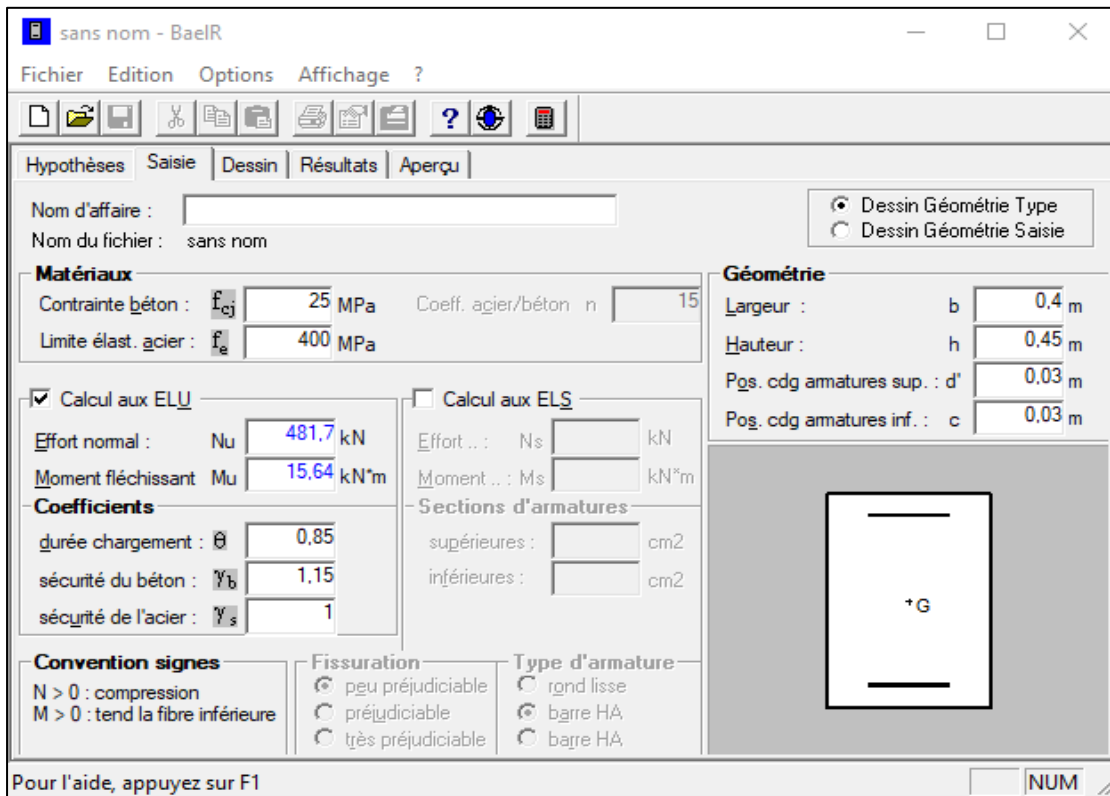


Figure 5.5 : caractéristiques et sollicitation de la section avec Socotec.

- On clique sur l'icône **Résultats** pour extraire nos résultats.

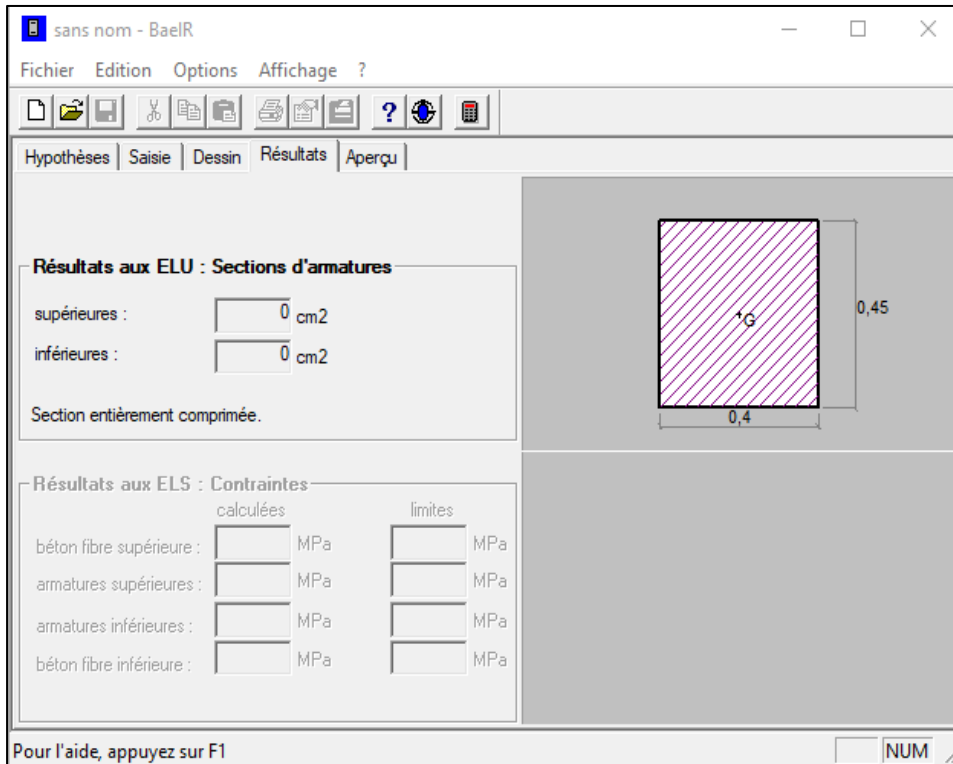


Figure 5.6 : affichage des résultats de Socotec.

- Les sections d'armature trouvée ne satisfait pas la condition de non fragilité exigée par le RPA, donc on utilisera le  $A_{cnf}$  pour le ferrailage.

$$A_{cnf} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times bd$$

- Avec :
- $A_{cnf}$  : section minimale aux conditions de non fragilité.
  - $f_e$  : contrainte limite élastique des aciers.
  - $e_s$  : excentricité de l'effort normal à l'ELS.

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

Zone	Zone 1			Zone 2			Zone 3		
$N_s$	-1067,67	-308,28	663,8	-647,58	-108,83	-181,33	-230,85	-24,19	-123,47
$M_s$	-0,664	0,506	-17,916	3,25	0,309	-12,727	-4,082	0,201	11,491
$A_{min}$	5,01	4,92	6,47	3,69	3,75	2,69	3,53	2,82	1,81

Tableau 5.4 : valeur de  $A_{min}$  aux conditions de non fragilité.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

	sollicitations	Efforts normaux (KN)	Moments (KN.m)	Nature	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cnf</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix A <sub>cnf/face</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>tot</sub> (cm <sup>2</sup> )
Zone I	N <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	-1474,36	-0.934	S.E.C	0	0	6.46	4HA16	12HA16
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	481.73	15,643	S.E.C	0	0			
	M <sub>max</sub> - N <sub>cor</sub>	-309.21	92.865	S.P.C	0	1.91			
Zone II	N <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	-888,48	-4.459	S.E.C	0	0	3.75	4HA14	12HA14
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	-3,8	-5,013	S.P.C	0	0.3			
	M <sub>max</sub> - N <sub>cor</sub>	-259.34	79,021	S.P.C	0	2.41			
Zone III	N <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	-316,67	-5.632	S.E.C	0	0	3.53	4HA12	12HA12
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	38.43	-2.894	S.E.C	0	0			
	M <sub>max</sub> - N <sub>cor</sub>	-105.64	40,654	S.P.C	0	1.94			

Tableau 5.5 : Ferraillage des poteaux à l'ELU.

- Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Le tableau suivant résume les sections totales adoptées pour tous les niveaux :

Zones	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	observation
Zone I	12HA16 = 24.13	14.4	CV
Zone II	12HA14 = 18.47	11.2	CV
Zone II	12HA12 = 13.57	8.4	CV

Tableau 5.6 : Vérification de sections totales adoptées selon le RPA.

### 5.1.2.3. Vérification à l'ELU :

- Longueur de recouvrement :

Pour HA16 :  $L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \rightarrow L_r = 65 \text{ cm.}$

Pour HA14 :  $L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \rightarrow L_r = 60 \text{ cm.}$

Pour HA12 :  $L_r = 40 \times \phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \rightarrow L_r = 50 \text{ cm.}$

- Détermination de la zone nodale :

- La zone nodale est définie par h' :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$$

Poteaux	$h_e$ (cm)	$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$
40x45	408	$h' = \max \left\{ \frac{408}{6}; 40; 45; 60 \text{ cm} \right\} = 68 \text{ cm}$
	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 40; 45; 60 \text{ cm} \right\} = 60 \text{ cm}$
35x40	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 35; 40; 60 \text{ cm} \right\} = 60 \text{ cm}$
30x35	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 30; 35; 60 \text{ cm} \right\} = 60 \text{ cm}$

Tableau 5.7 : Délimitation des zones nodales.

- **Longueur d’ancrage :**

➤ Longueur de scellement :

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

Avec :  $\tau_{su} = 0.6\Psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

**Pour le  $\phi_{12}$  :**  $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$

**Pour le  $\phi_{14}$  :**  $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

**Pour le  $\phi_{16}$  :**  $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$

- Pour l’ancrage rectiligne terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à **0.4L<sub>s</sub> pour les aciers haute adhérence.**

**Pour le  $\phi_{12}$  :**  $l_r = 0.4l_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$

**Pour le  $\phi_{14}$  :**  $l_r = 0.4l_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$

**Pour le  $\phi_{16}$  :**  $l_r = 0.4l_s = 0.4 \times 56.43 = 22.57 \text{ cm}$

• **Détermination des armatures transversal :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel est :

- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.

Les armatures transversales sont calculées à l’aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times v_u}{h_1 \times f_e}$$

- Diamètre des barres :

D'après les règles de **BAEL 91 modifié 99**, 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.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \rightarrow \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

Donc :  $A_t = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$

- Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suit :

- En zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi; 15 \text{ cm}) = \min(12; 15 \text{ cm}) \rightarrow \mathbf{S_t = 10 \text{ cm}}$
- En zone courante :  $S_t \leq 15\phi = 18 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$

La quantité d'armature transversales est donnée comme suite :  $\lambda = \frac{l_f}{a}$  ;  $l_f = \mathbf{0.7l_0}$

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- Poteau de 40x45 :  $\lambda = \frac{0.7 \times 408}{45} = 6.34$
  - Poteau de 35x40 :  $\lambda = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.35$
  - Poteau de 30x35 :  $\lambda = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12$
- }  $> 5 \rightarrow \rho_a = \mathbf{2.5}$

Section minimal d'armature transversal :

poteaux	V <sub>u</sub> (KN)	ρ <sub>a</sub>	Fe (MPa)	Zone nodale	Zone courante	A <sub>t</sub> adp
<b>40x45</b>	12.14	2.5	400	0.168	0.252	2.01
<b>35x40</b>	11.01	2.5	400	0.196	0.294	2.01
<b>30x35</b>	11.5	2.5	400	0.273	0.410	2.01

Tableau 5.8 : Section minimale d'armatures transversales.

• Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\lambda_g > 5 \rightarrow A_t^{\min} = \mathbf{0.3\%S_t \times b_1}$$

Avec :

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau.

poteaux	$A_t^{\min}$		$A_{adp}$	observation	
	Zone nodale	Zone courante		Zone nodale	Zone courante
40x45	1.2	1.8	2.01	CV	CV
35x40	1.05	1.575	2.01	CV	CV
30x35	0.9	1.35	2.01	CV	CV

Tableau 5.9 : Quantité minimale d'armatures transversales.

- Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées avec des cadres et des étriers de HA8 de sections transversales.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de  $10\varnothing = 8 \text{ cm}$ .

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda g < 5 \end{cases}$$

Avec :  $\bar{\tau}_u = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$

$T_u^{\max}$  : effort tranchant max à l'ELU

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement.

Les résultats sont résumés dans le tableau si dessous :

Zone	Tu (KN)	b (cm)	d (cm)	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	observation
Zone 1	12.14	40	42	0.072	1.875	CV
Zone 2	11.01	35	37	0.085	1.875	CV
Zone 3	11.5	30	32	0.120	1.875	CV

Tableau 5.10 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

**5.1.2.4. Vérification à l'ELS :**

• **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

• **Vérification des contraintes :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier :  $\sigma_s = 384 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible du béton :  $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$

- Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

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

Zone	N <sub>s</sub>	M <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub> inf	σ <sub>bc</sub> sup	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>ac</sub> inf	σ <sub>ac</sub> sup	σ <sub>ac</sub>	obs
Zone 1	-1067,67	-0,664	5,19	5,27	15	78	79	348	CV
	-308,28	0,506	1,48	1,54	15	22,3	23	348	CV
	-663,8	-17,916	2,23	4,27	15	35,5	62	348	CV
Zone 2	-647,58	3,25	3,82	4,36	15	57,8	64,7	348	CV
	-108,83	0,309	0,66	0,71	15	9,97	10,6	348	CV
	-181,33	-12,727	0,08	2,2	15	3,64	30,7	348	CV
Zone 3	-230,85	-4,082	1,42	2,47	15	22,7	35,7	348	CV
	-24,19	0,201	0,18	0,23	15	2,74	3,38	348	CV
	-123,47	11,491	0	2,59	15	5	34,8	348	CV

Tableau 5.11 : Vérification des contraintes.

## 5.2. Ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres se fera en flexion simple, sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- Puis faire les vérifications à l'ELS (  $G + Q$  )

### 5.2.1. Recommandations du RPA 99 vs 2003 :

#### 5.2.1.1. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.
  - **Poutres principales** :  $A_{min} = 0.5\%bh = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$
  - **Poutres secondaires** :  $A_{min} = 0.5\%bh = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$
  - **Poutres de chaînage** :  $A_{min} = 0.5\%bh = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.
  - **Poutres principales** :  $A_{max} = 4\%bh = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$   
 $A_{max} = 6\%bh = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$
  - **Poutres secondaires** :  $A_{max} = 4\%bh = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$   
 $A_{max} = 6\%bh = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$
  - **Poutres de chaînage** :  $A_{max} = 4\%bh = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$   
 $A_{max} = 6\%bh = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismique doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée en moins égale à la moitié de la section sur l'appuis.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone **IIa**.

#### 5.2.1.2. Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :
  - $S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right)$  En zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$  En dehors de la zone nodale.

$\emptyset$  : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5 cm au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

5.2.2. Calcul du ferrailage à l'ELU :

5.2.2.1. Calcul des armatures longitudinales :

- Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

On compare les deux moments réduits  $\mu \leq \mu_l$

On a deux cas :

- 1<sup>er</sup> cas :

Si  $\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée. ( $A_{sc} = 0$ )

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$A_{sc}$  : section d'acier comprimée

$A_{st}$  : section d'acier tendue.

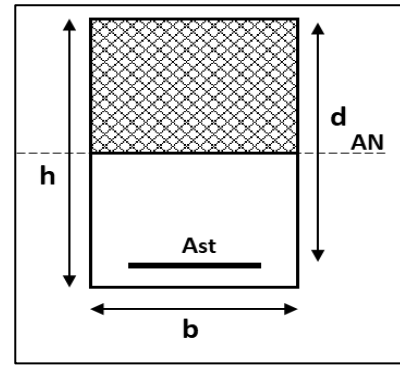


Figure 5.8 : Section simplement armée.

- 2<sup>ème</sup> cas :

Si  $\mu \geq \mu_l = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée. ( $A_{sc} \neq 0$ )

On calcul :

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} \quad ; \quad \Delta M = M_u - M_l$$

Avec :  $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

$M_u$  : Moment sollicitant.

$M_l$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

- Armatures tendues :  $A_{st} = \frac{M_l}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}}$

- Armatures comprimées :  $A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}}$

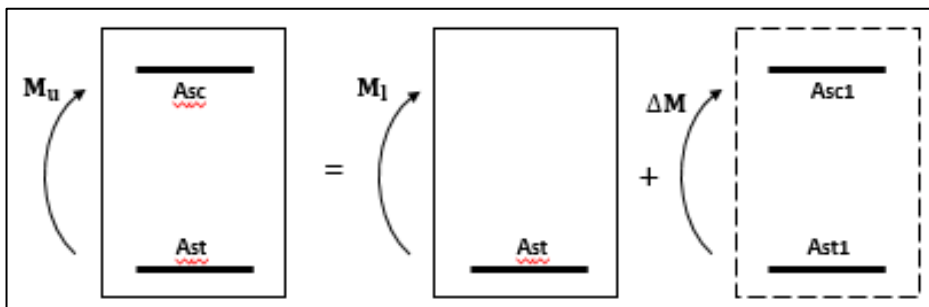


Figure 5.9 : Section rectangulaire doublement armée.

- Les résultats des efforts internes des poutres sont donnés par le logiciel « ETABS » leurs ferraillages se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC ».

✓ Exemple de calcul du ferraillage des poutres principales non reliaer au voile :

En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{35.185 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.08$$

$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SAA).

$\mu = 0,08 \rightarrow \beta = 0.958$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{35.185 \times 10^3}{0.958 \times 32 \times 348} = 3.3 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{57.15 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.13$$

$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SAA).

$\mu = 0,13 \rightarrow \beta = 0.9301$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{57.15 \times 10^3}{0.930 \times 32 \times 348} = 5.51 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

- Ferraillage des poutres principales :

	Localisation	combinaison	Moments (KN.m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	ferraillage	Aad (cm <sup>2</sup> )
P.P non reliées aux voiles	Travée	ELU	35.185	3.3	3HA14	4.62
	Appuis	ELU	-57.15	5.54	3HA14 + 2HA12	6.88
P.P reliées aux voiles	Travée	ELU	18.259	1.68	3HA14	4.62
	Appuis	ELU	-39.343	3.72	3HA14	4.62

Tableau 5.12 : Ferraillage des poutres principales a l'ELU.

- Ferraillage des poutres secondaires :

	Localisation	combinaison	Moments (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	ferraillage	A <sub>ad</sub> (cm <sup>2</sup> )
P.S non relié au voile	Travée	ELU	22.962	2.12	3HA12	3.39
	Appuis	ELU	-30.241	2.80	3HA12	3.39
P.S relié au voile	Travée	ELU	23.126	2.14	3HA12	3.39
	Appuis	ELU	-30.447	2.84	3HA12	3.39

Tableau 5.13 : Ferraillage des poutres secondaires a l'ELU.

- Ferraillage de la poutre de chaînage :

	localisation	Combinaison	Moments (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	ferraillage	A <sub>ad</sub> (cm <sup>2</sup> )
Poutre de chaînage	Travée	ELU	5.63	0.61	3HA12	3.39
	Appuis	ELU	-25.025	2.81	3HA12	3.39

Tableau 5.14 : Ferraillage des poutres de chainages a l'ELU.

- Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Poutres	A <sub>tot</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	observation
P.P non adhérees aux voiles	6HA14 = 9.24	5.25	cv
	6HA14+2HA12 =11.5	5.25	cv
P.P adhérees aux voiles	6HA14 = 9.24	5.25	cv
	6HA14 =9.24	5.25	cv
P.S non adhérees aux voiles	6HA12 = 6.79	5.25	cv
	6HA12 = 6.79	5.25	cv
P.S adhérees aux voiles	6HA12 = 6.79	5.25	cv
	6HA12 = 6.79	5.25	cv
Poutre de chaînage	6HA12 = 6.79	3.75	cv
	6HA12 = 6.79	3.75	cv

Tableau 5.15 : Vérification de sections totales adoptées selon le RPA.

5.2.2.2. Vérifications à l'ELU :

- Vérifications de la condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2.$$

Poutres	localisation	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	observation
P.P non reliées aux voiles	En travée	4.62	1.16	CV
	En appuis	6.88	1.16	CV
P.P reliées aux voiles	En travée	4.62	1.16	CV
	En appuis	4.62	1.16	CV
P.S non reliées aux voiles	En travée	3.39	1.16	CV
	En appuis	3.39	1.16	CV
P.S reliées aux voiles	En travée	3.39	1.16	CV
	En appuis	3.39	1.16	CV
Poutre de Chainage	En travée	3.39	0.81	CV
	En appuis	3.39	0.81	CV

Tableau 5.16 : Vérification de la condition de non fragilité.

- Vérification du cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_b = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutres	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	τ <sub>b</sub> (MPa)	τ̄ <sub>b</sub> (MPa)	observation
P.P non reliées aux voiles	100.15	1.04	3.33	CV
P.P reliées aux voiles	83.3	0.86	3.33	CV
P.S non reliées aux voiles	41.97	0.43	3.33	CV
P.S reliées aux voiles	25.07	0.26	3.33	CV
Poutre de chainage	31.58	0.46	3.33	CV

Tableau 5.17 : Vérification au cisaillement.

- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Section (30x35) :  $\bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ KN}$

Section (25x30) :  $\bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.27 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ KN}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	$T_u^{\max}$ (KN)	$\bar{T}_u$ (KN)	observation
<b>P.P non reliées aux voiles</b>	100.15	576	CV
<b>P.P reliées aux voiles</b>	83.3	576	CV
<b>P.S non reliées aux voiles</b>	41.97	576	CV
<b>P.S reliées aux voiles</b>	25.07	576	CV
<b>Poutre de chaînage</b>	31.58	405	CV

Tableau 5.18 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres :

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \times \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing$$

- Poutres principales non adhérent au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \varnothing = (3 \times \pi \times 14) + (2 \times \pi \times 12) = 244.92 \text{ mm}$$

- Poutres principales adhérent au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times \pi \times 14 = 131.88 \text{ mm}$$

- Poutres secondaires non adhérent au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times \pi \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

- Poutres secondaires adhérent au voile :

$$U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times \pi \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

- Poutres de chaînage :

$$U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times \pi \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

	$T_u$	$\tau_{se}$	$\overline{\tau_{se}}$	Observation
<b>P.P non adhérees aux voiles</b>	100.15	1.42	3.15	cv
<b>P.P adhérees aux voiles</b>	83.3	2.55	3.15	cv
<b>P.S non adhérees aux voiles</b>	41.97	1.28	3.15	cv
<b>P.S adhérees aux voiles</b>	25.07	0.77	3.15	cv
<b>Poutres de chaînage</b>	31.58	1.15	3.15	cv

Tableau 5.19 : l'adhérence et l'entraînement des barres.

• **Ancrage des barres :**

Longueur de scellement :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$

Avec :  $\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

Pour le Ø12 :  $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$

Pour le Ø14 :  $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

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<sub>s</sub>** pour les aciers HA.

Pour le Ø12 :  $l_r = 0.4l_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$

Pour le Ø14 :  $l_r = 0.4l_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm}$

• **Armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

**Poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right\} = \min(1; 1.2; 3) = 10 \text{ mm}$$

**Poutres secondaires :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right\} = \min(1; 1.2; 3) = 10 \text{ mm}$$

**Poutres de chaînage :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1.2; \frac{25}{10} \right\} = \min(0.85; 1.2; 2.5) = 8.5 \text{ mm}$$

• **Espacement des armatures transversales :**

- En zone nodale :  $St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\}$

- En zone courante :  $St \leq \frac{h}{2}$

**Poutres principales :**

- En zone nodale :  $St \leq \min\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 0.8\right\} = 8.75 \text{ cm} \rightarrow St = 8 \text{ cm}$
- En zone courante :  $St \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow St = 10 \text{ cm}$

**Poutres secondaires :**

- En zone nodale :  $St \leq \min\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 0.8\right\} = 8.75 \text{ cm} \rightarrow St = 8 \text{ cm}$
- En zone courante :  $St \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow St = 10 \text{ cm}$

**Poutres de chaînage :**

- En zone nodale :  $St \leq \min\left\{\frac{30}{4}; 12 \times 0.8\right\} = 7.5 \text{ cm} \rightarrow St = 7 \text{ cm}$
- En zone courante :  $St \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow St = 10 \text{ cm}$

• **Définition de la zone nodale et courante :**

- **Zone nodale :**  $L' = 2 \times h$

Poutres principales :  $L' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

Poutres secondaires :  $L' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

Poutres de chaînage :  $L' = 2 \times h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$L \text{ courante} = L \text{ nue d'appuis} - 2L'$$

• **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armature minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times St \times b$$

	$A_t^{\min} = 0.003 \times St \times b$		A (cm <sup>2</sup> )	observation
	Zone nodale	Zone courante		
<b>Poutres principales</b>	0.72	0.9	2.01	Cv
<b>Poutres secondaire</b>	0.72	0.9	2.01	Cv
<b>Poutres de chaînage</b>	0.525	0.75	2.01	Cv

Tableau 5.20 : Armatures transversales minimales.

**5.2.2.3. Vérifications à l'ELS :**

• **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier :**

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

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

$$\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A \cdot \beta \cdot d} \quad ; \quad \rho = \frac{100A}{bd}$$

- Poutres principales :

Poutres principale non adhérees aux voiles :

Positon	Ms (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	ρ	β	K	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	$\overline{\sigma_{st}}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	observation
En travée	25.621	4.62	0.481	0.894	32.7	193.85	5.92	348	15	Cv
En appuis	-41.64	6.88	0.716	0.8772	25.72	211.56	8.22	348	15	Cv

Tableau 5.21 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales non adhérees aux voiles.

Poutres principales adhérees aux voiles :

Positon	Ms (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	ρ	β	K	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	$\overline{\sigma_{st}}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	observation
En travée	12.879	4.62	0.481	0.894	32.7	97.44	2.98	348	15	Cv
En appuis	-28.005	4.62	0.481	0.894	32.7	211.88	6.45	348	15	Cv

Tableau 5.22 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales adhérees aux voiles.

- Poutres secondaires :

Poutres secondaires non adhérees aux voiles :

Positon	Ms (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	ρ	β	K	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	$\overline{\sigma_{st}}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	observation
En travée	16.627	3.39	0.353	0.9078	39.23	168.84	4.30	348	15	Cv
En appuis	-22.044	3.39	0.353	0.9078	39.23	223.84	5.70	348	15	Cv

Tableau 5.23 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires non adhérees aux voiles.

Poutres secondaires adhérees aux voiles :

Positon	Ms (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	ρ	β	K	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	$\overline{\sigma_{st}}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	observation
En travée	16.781	3.39	0.353	0.9078	39.23	170.40	4.34	348	15	Cv
En appuis	-22.176	3.39	0.353	0.9078	39.23	225.18	5.74	348	15	Cv

Tableau 5.24 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires adhérees aux voiles.

- Poutres de chaînage :

Position	Ms (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho$	$\beta$	K	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{st}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	observation
En travée	4.09	3.39	0.502	0.8933	31.88	50.02	1.7	348	15	Cv
En appuis	-18.30	3.39	0.502	0.8933	31.88	223.81	7.02	348	15	Cv

Tableau 5.25 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres de chaînages.

### 5.3. Ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le RPA 99/version 2003. Les voiles sont soumis à des forces verticales et à des forces horizontales dues aux séismes, pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois type d'armatures :

- Armatures verticales.
  - Armatures horizontales.
  - Armatures transversales.
- Les combinaisons d'actions sismique et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :
    - $1.35G + 1.5Q$
    - $G + Q$
    - $G + Q \pm E$
    - $0.8G \pm E$
  - Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrailons nos voiles par zones :
    - **Zone I** : RDC.
    - **Zone II** : du 1<sup>er</sup> jusqu'au 8<sup>ème</sup> étages.

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

#### 5.3.1. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du béton.

$$I : \text{moment d'inertie du trumeau} \quad I = \frac{E_p \times I^3}{12}$$

$$V \text{ et } V' : \text{bras de levier} \quad V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec : **h<sub>e</sub>** : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

$$L_c : \text{la longueur de la zone comprimée.} \quad L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_t : \text{longueur tendue : } L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

- Section entièrement comprimée :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :  $e$  : épaisseur du voile.

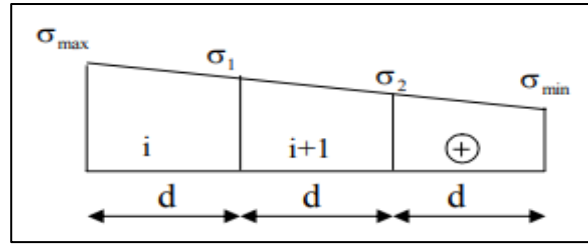


Figure 5.10 : diagramme des contraintes de la S.E.C.

- Section partiellement comprimée :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

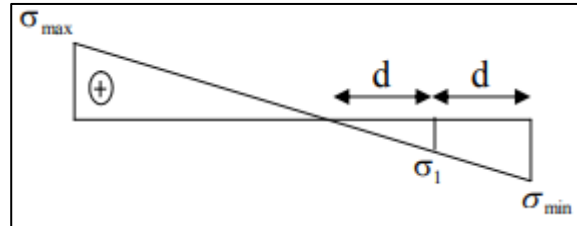


Figure 5.11 : diagramme des contraintes de la S.P.C.

- Section entièrement tendue :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \times \frac{d}{l}$$

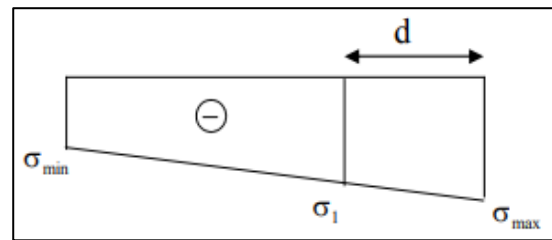


Figure 5.12 : diagramme des contraintes de la S.E.T.

### 5.3.1.1. Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé du voile  $L=3.5$  m, zone (RDC) :

Soit à calculer le ferrailage du voile de longueur  $L = 3.5$  m et d'épaisseur  $e = 0.20$  m.

$$I = \frac{E_p \times l^3}{12} = \frac{0.2 \times 3.5^3}{12} = 0.71 \text{ m}^4$$

$$B = L \times e = 3.5 \times 0.2 = 0.7 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = \frac{3.5}{2} = 1.75 \text{ m}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\max} &= -3820.70 \text{ Kn/m}^2 \\ \sigma_{\min} &= -2919.55 \text{ Kn/m}^2 \end{aligned} \right\} \text{ S. E. T}$$

- Calcul la Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{3820.70}{3820.70 + 2919.55} \times 3.5 = 1.98 \text{ m}$$

- Calcul de la Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 3.5 - 1.98 = 1.52 \text{ m}$$

- Calcul de la largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min\left(\frac{3.73}{2}; \frac{2}{3} \times 1.98\right) = 1.32 \text{ m}$$

Avec :  $h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4.08 - 0.35 = 3.73 \text{ m}$

- Détermination de N :

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \times \frac{d}{l} = 3820.70 - (3820.70 - 2919.55) \times \frac{1.32}{3.5} = 3480.84 \text{ Kn/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3820.70 + 3480.84}{2} \times 1.32 \times 0.2 = 963.80 \text{ Kn}$$

- Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times d \times e}{f_e}; 0.2\%B\right) = \max\left(\frac{2.1 \times 1.32 \times 0.2 \times 10^4}{400}; 0.2\% \times 0.25\right) = 13.86 \text{ cm}^2$$

- Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{963.80}{34.8} = 27.7 \text{ cm}^2.$$

- Armature de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{60.45}{400} = 0.17 \text{ cm}^2.$$

Avec :  $T = 1.4 \times Vu = 1.4 \times 43.18 = 60.45 \text{ Kn}$

- Calcul de la section totale :

$$A_1 = A_{v1} + A_{vj} = 27.7 + 0.17 = 27.87 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage adopté :  $2 \times 9\text{HA}16 = 36.19 \text{ cm}^2$  avec espacement : 20 cm.

- Armatures horizontales :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{36.19}{4} = 9.79 \text{ cm}.$$

Ferrailage adopté :  $2 \times 7 \text{ HA}10 = 11 \text{ cm}^2$

- Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

- Vérifications :

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{e \times 0.9L} = \frac{60.45 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3500} = 0.1 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times 0.9L} = \frac{60.45 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3500} = 0.07 \text{ Mpa}$$

- Vérifications de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_1} = \frac{2359.08 \times 10^3}{(0.7 \times 10^6) + (15 \times 36.19 \times 10^2)} = 3.12 \text{ Mpa}$$

- Les résultats de ferraillage des voiles transversaux sont donnés dans le tableau suivant :

	Ferraillages des voiles transversaux VT			
	ZONE	Unités	RDC	ZONE 2
Caractéristiques géométriques	L	(m)	3,50	3,50
	e	(m)	0,20	0,15
	B	(m <sup>2</sup> )	0,70	0,53
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$	(kN/m <sup>2</sup> )	-3820,70	-3390,97
	$\sigma_{min}$	(kN/m <sup>2</sup> )	-2919,55	-3212,10
	V	(KN)	60,45	16,31
	T	(KN)	43,18	11,65
	Lt	(m)	1,52	1,71
	Lc	(m)	1,98	1,79
	d	(m)	1,32	1,19
	$\sigma_1$	(kN/m <sup>2</sup> )	3480,84	3330,15
	N <sub>1</sub>	(kN)	963,80	599,86
Armatures minimales	A <sub>v</sub>	(cm <sup>2</sup> )	<b>27,7</b>	<b>17,85</b>
	A <sub>min</sub>	(cm <sup>2</sup> )	13,86	9,37
Armatures verticales	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> )	27,70	17,24
Armatures de coutures	A <sub>vj</sub> /bande	(cm <sup>2</sup> )	0,17	0,05
Armatures verticales adoptées	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	<b>27,97</b>	<b>17,29</b>
	Choix de la section	(cm <sup>2</sup> )	2× 9HA16	2× 9HA12
	A <sub>1</sub> (adoptée)	(cm <sup>2</sup> )	36,19	20,36
	S <sub>v1</sub>	(cm)	20	20
Armatures horizontales	A <sub>h</sub>	(cm <sup>2</sup> )	9,79	5,09
	Choix de la section	(cm <sup>2</sup> )	2 X 7HA10	2 X 7HA10
	A <sub>h</sub> (adoptée)	(cm <sup>2</sup> )	11,00	11,00
Armatures transversales	A <sub>t</sub> (adoptée)	(cm <sup>2</sup> )	4HA8	4HA8
Vérifications	$\tau_b=5$	MPa	0.1	0.02
	$\tau_u=2,5$	MPa	0.07	0.03
	$\sigma_{bc}=15$	MPa	3.12	3.09

Tableau 5.26 : ferraillage des voiles transversaux.

- Les résultats de ferraillage des voiles longitudinaux sont donnés dans le tableau suivant :

	Ferraillages des voiles longitudinaux VL			
	ZONE	Unités	RDC	ZONE 2
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L	(m)	1,40	1,40
	e	(m)	0,2	0,15
	B	(m <sup>2</sup> )	0,28	0,21
<b>Sollicitations de calcul</b>	$\sigma_{max}$	(kN/m <sup>2</sup> )	-4663,96	-4154,31
	$\sigma_{min}$	(kN/m <sup>2</sup> )	-2720,16	-2584,99
	V	(KN)	650,78	311,98
	T	(KN)	464,84	222,84
	Lt	(m)	0,87	0,75
	Lc	(m)	0,53	0,65
	d	(m)	1,10	1,00
	$\sigma_1$	(kN/m <sup>2</sup> )	-3136,69	-3033,37
	N <sub>1</sub>	(kN)	-858,07	-539,08
<b>Armatures minimales</b>	A <sub>v</sub>	(cm <sup>2</sup> )	22,00	15,00
	A <sub>min</sub>	(cm <sup>2</sup> )	13,5	10,23
<b>Armatures verticales</b>	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> )	24,66	15,49
<b>Armatures de coutures</b>	A <sub>vj</sub> /bande	(cm <sup>2</sup> )	2,13	1,43
<b>Armatures verticales adoptées</b>	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	26,79	16,92
	Choix de la section	(cm <sup>2</sup> )	2x 7HA16	2X 6HA14
	A <sub>1</sub> (adoptée)	(cm <sup>2</sup> )	28,15	18,47
	S <sub>v1</sub>	(cm)	15	15
<b>Armatures horizontales</b>	A <sub>h</sub>	(cm <sup>2</sup> )	9,56	8,46
	Choix de la section	(cm <sup>2</sup> )	2 X 7HA10	2 X 7HA10
	A <sub>h</sub> (adoptée)	(cm <sup>2</sup> )	11,00	11,00
<b>Armatures transversales</b>	A <sub>t</sub> (adoptée)	(cm <sup>2</sup> )	4HA8	4HA8
<b>Vérifications</b>	$\tau_b=5$	MPa	1,84	1,18
	$\tau_u=2,5$	MPa	2,58	1,65
	$\sigma_{bc}=15$	MPa	0,15	0,16

Tableau 5.27 : Ferraillages des voiles longitudinaux.

**Chapitre 06 :**  
Etude de l'infrastructure

## 6. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont en contact direct avec le sol, elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges de la superstructure vers le sol sur lequel elles reposent.

La fondation sert à :

- Limiter les tassements des sols.
- Réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge et surcharge vertical centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

- **Etude géotechnique du sol :**

N'ayant pas le rapport géotechnique à disposition la contrainte admissible du sol est arbitrairement prise  $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$ .

### 6.1. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix de fondation est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'économie.
- L'importance de la superstructure.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats du dimensionnement.

**6.2. Pré dimensionnement des fondations :**

**6.2.1. Semelles isolées sous poteaux :**

Pour le pré dimensionnement il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{max}$  qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_s}$$

Avec :  $A \times B$  : dimension de la semelle.

$a \times b$  : dimension du poteau.

$N_s$  : effort normal à l'ELS.

$\sigma_s$  : capacité portante du sol.

- Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{a}{b} = \frac{40}{45} = 0.88$$

$N_s = 1067.67 \text{ KN}$

D'où :  $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_s}} = \sqrt{\frac{1067.67}{250}} = 2.06 \text{ m}$

Soit :  $B = 2.1 \text{ m}$  et  $A = 2.1 \times 0.88 = 1.84 \text{ m}$

Compte tenu de l'importance des dimensions des semelles, l'option de la semelle isolée est exclu afin d'éviter le risque de chevauchement de ces dernières, nous devons donc choisir entre des semelles filantes et un radier général.

**6.2.2. Semelles filantes :**

**6.2.2.1. Semelles filantes sous les voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort  $N_s$ .

$$\sigma_s \geq \frac{N_s}{S}$$

Avec :  $N_s$  : effort normal a la base du voile.

$S$  : section de la semelle.

$B$  : largeur de la semelle.

$L$  : longueur de la semelle sous voiles.

Les résultats de calculs sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

- Sens longitudinal :

Voiles	$\sigma_s$	$N_s$ (KN)	L (m)	B (m)	S (m <sup>2</sup> )
6 VL1	250	786.25	0.8	3.93	18.864
2 VL 10	250	938.52	1.4	2.68	7.504
					<b>26.37</b>

Tableau 6.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

- Sens transversal :

voiles	$\sigma_s$	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S (m <sup>2</sup> )
VT 15	250	1709.55	3.5	1.95	6.825
6 VT16	250	1041.35	1	4.16	24.96
2 VT7	250	851.46	1.1	3.09	6.798
2 VT18	250	920.03	2	1.84	7.36
					<b>45.943</b>

Tableau 6.2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

- Section total des voiles :  $S_t = 26.37 + 45943 = 72.31 \text{ m}^2$

### 6.2.2.2. Semelles filantes sous les poteaux :

- Hypothèses de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

- Etapes de calculs :

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

- Détermination des coordonnées de la structure :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par ML de la semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \text{ Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \text{ Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_s}$$

On fera le calcul dans le sens longitudinal, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

poteaux	N (KN)	M (KN.m)	ei (m)	Ni.ei (KN.m)	e (m)	q <sub>max</sub> (KN)	q <sub>min</sub> (KN)	q(l/4) (KN)
C7	660,02	8,001	-9.55	-6303.191	<b>- 0.12</b>	<b>175.27</b>	<b>184.97</b>	<b>177.67</b>
C8	460,16	4,353	-13.35	-6143.136				
C9	829,71	4,327	-5.65	-4613.187				
C11	483,97	3,799	-1.75	-846.95				
C13	557,05	3,701	1.75	974.83				
C15	807,65	3,51	5.65	4563.22				
C17	647,31	7,39	9.55	6181.81				
C19	416,06	0,039	13.35	5554.401				
<b>Somme</b>	<b>4861.93</b>	<b>35.12</b>		<b>- 632.203</b>				

Tableau 6.3 : Résultante des charges sous poteaux.

• Exemple de calcul :

- La charge totale transmise par les poteaux est :  $R = \sum Ni = 4861.93 \text{ KN}$ .
- Distribution des charges par mètre linéaire :

$$e = -0.12 < \frac{L}{6} = \frac{27}{6} = 4.5 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4861.93}{27} \left( 1 + \frac{6 \times (-0.12)}{27} \right) = 175.27 \text{ KN.}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{4861.93}{27} \left( 1 - \frac{6 \times (-0.12)}{27} \right) = 184.97 \text{ KN.}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{4861.93}{27} \left( 1 + \frac{3 \times (-0.12)}{27} \right) = 177.67 \text{ KN.}$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_s} = \frac{177.67}{250} = 0.71 \text{ m}$$

$$S = B \times L = 0.71 \times 27 \times 8 = 153.36 \text{ m}^2$$

- Surface total des semelles filantes :

$$\left. \begin{aligned} S_{\text{voile}} + S_{\text{pot}} &= 72.31 + 153.35 = 225.66 \text{ m}^2 \\ 50\% S_{\text{bat}} &= 310 \times 0.5 = 155 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} \rightarrow 155 \text{ m}^2 < 225.66 \text{ m}^2$$

• Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général nervuré.

### 6.3. Etude du radier général :

Ce sont des fondations qui s'étendent sur toute l'emprise d'un bâtiment. Ils constituent une solution lorsque la surface des semelles nécessaire est importante. Le radier nervuré se présente sous forme de plancher renversé, composé d'un réseau de poutres en partie supérieure et d'une dalle en partie inférieure. Soit composé seulement d'une dalle. Dans ce cas, les poteaux et voiles reposent directement sur la dalle, qui doit être par conséquent d'épaisseur importante.

#### 6.3.1. Pré-dimensionnement du radier :

##### 6.3.1.1. Epaisseur du tablier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de 25 cm.}$$

Avec :  $L_{\max}$  : portée maximale ( $L_{\max} = 3.90$  m).

$$h_t \geq \frac{390}{20} = 19.5 \text{ cm} \rightarrow \text{On opte pour } h_t = 25 \text{ cm}$$

##### 6.3.1.2. Hauteur des nervures :

Les nervures doivent avoir une hauteur qui vérifie :  $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$$h_n \geq \frac{390}{10} = 39 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit : } h_n = 40 \text{ cm}$$

##### 6.3.1.3. Condition de la longueur élastique :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est

rigide s'il vérifie :  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times l_e$

$$\text{Ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :  $L_e$  : longueur élastique

$K$  : module de raideur du sol, rapportée à l'unité de surface  $K = 40$  MPa.

$I$  : inertie de la section du radier (bande de 1m)

$E$  : module de déformation longitudinal déferée

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 3.9\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 0.75$$

Nous optons pour une hauteur de nervure :  $h_n = 85$  cm

##### 6.3.1.4. Largeur de la nervure :

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 \times h_n$$

$$32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

→ On prend :  $b_n = 55$  cm.

### 6.3.1.5. Hauteur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{390}{50} = 7.8 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{390}{40} = 9.75 \text{ cm}$$

→ Soit :  $h_d = 10 \text{ cm}$

#### Conclusion :

On optera pour les dimensions suivantes :

Hauteur du tablier  $h_t = 25 \text{ cm}$ .

Hauteur de la nervure  $h_n = 85 \text{ cm}$ .

Largeur de la nervure  $b_n = 55 \text{ cm}$ .

Hauteur de la dalle flottante  $h_d = 10 \text{ cm}$ .

### 6.3.2. Détermination de la surface du radier :

- Les efforts normaux sont tirés à partir du logiciel :

$$N_U = 80135.172 \text{ KN}$$

$$N_S = 58216.49 \text{ KN}$$

- Détermination de la surface nécessaire au radier

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} = \frac{N_U}{1.33 \times \sigma_s} = \frac{80135.172}{1.33 \times 250} = 241 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}}^{\text{ELS}} = \frac{N_S}{\sigma_s} = \frac{58216.49}{250} = 232.86 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}}) = 241 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 310 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 241 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, donc on prend comme surface du radier celle de l'accise du bâtiment, en ajoutant un débord minimal fixé par les règles du BAEL :

- **Débord minimum :**

$$h_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm}\right) = (42.5 ; 30 \text{ cm}) = 42.5 \text{ cm}.$$

Soit un débord de  $h_{\text{deb}} = 45 \text{ cm}$ .

$$S_{\text{deb}} = (2 \times (11.5 \times 0.45)) + (2 \times (27 \times 0.45)) = 34.65 \text{ m}^2$$

- Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{deb}} = 310 + 34.65 = 344.65 \text{ m}^2$$

### 6.3.3. Détermination des efforts à la base du radier :

#### 6.3.3.1. Charges permanentes : $G_{total} = G_{batiment} + G_{radier}$

- Poids du tablier :

$$S_{radier} \times h_t \times \rho_b = 344.65 \times 0.25 \times 25 = 2154.06 \text{ Kn}$$

- Poids de la dalle flottante :

$$S_{radier} \times h_d \times \rho_b = 344.65 \times 0.1 \times 25 = 861.62 \text{ Kn}$$

- Poids des nervures :

$$b_n \times (h_n - h_t) \times L \times n \times \rho_b = 0.55 \times (0.85 - 0.25) \times (27 \times 8 + 11.5 \times 4) \times 25 = 2161.5 \text{ Kn}$$

- Poids du remblai :

$$((S_{radier} + S_{nervures}) \times (h_n - h_t) \times \text{poids columique remblai} = ((344.65 - 144.1) \times (0.85 - 0.25)) \times 17 = 2006.34 \text{ KN}$$

- Section de la nervure :

$$S_{nervure} = b_n \times (L_y \times 4 + L_x \times 8) = 0.55(11.05 \times 4 + 27 \times 8) = 144.1 \text{ m}^2$$

- Poids du radier :

$G_{radier} =$  Poids du tablier + Poids du remblai + Poids des nervures + Poids de la dalle flottante

$$G_{radier} = 2154.06 + 2006.34 + 2161.5 + 861.62 = 7183.52 \text{ KN}$$

$$G_{tot} = G_{bat} + G_{radier} = 47930.42 + 7183.52 = 55113.94 \text{ KN}$$

#### 6.3.3.2. Surcharge d'exploitation : $Q_{total} = Q_{batiment} + Q_{radier}$

$$Q_{radier} = S_{radier} \times 2.5 = 344.65 \times 2.5 = 861.62 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{radier} = 10286.07 + 861.62 = 11147.69 \text{ KN}$$

#### 6.3.3.3. Combinaison d'action :

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 55113.94) + (1.5 \times 11147.69) = 91125.35 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 55113.94 + 11147.69 = 66261.63 \text{ KN}$$

### 6.3.4. Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

#### 6.3.4.1. Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 13.7 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 5.72 \text{ m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**6.3.4.2. Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{27.4 \times 11.44^3}{12} = 3418.59 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{11.44 \times 27.4^3}{12} = 19610.85 \text{ m}^4$$

**6.3.5. Vérifications :****6.3.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $b = 0.85 \text{ m}$  ;  $d = 0.9 h_t = 0.9 \times 0.25 = 0.225 \text{ m}$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{91125.35 \times 0.85}{344.65} \times \frac{3.9}{2} = 438.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{438.24 \times 10^3}{850 \times 225} = 2.29 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée.

**6.3.5.2. Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal dû aux charges verticales
- Moment de renversement dû au séisme dans le sens considéré :

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{V}_0 \times \mathbf{h}$$

Avec :  $\mathbf{M}_0$  : moment à la base de l'ouvrage.

$\mathbf{V}_0$  : effort tranchant à la base de l'ouvrage.

$\mathbf{h}$  : hauteur du radier.

- Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :  $\sigma_m \leq 1.33 \sigma_s$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$N_u = 91125.35 \text{ KN}$  ,  $N_s = 66261.63 \text{ KN}$

Sollicitations		M <sub>0</sub> (KN.m)	T <sub>0</sub> (KN)	h (m)	M (KN.m)
Sens	XX	46558.83	2335.48	0.85	48543.98
	YY	47007.29	2321.26	0.85	48980.36

Tableau 6.4 : les sollicitations du radier.

	M KN.m	ELU			ELS			1.33 σ <sub>s</sub> KN/m <sup>2</sup>	obs
		σ <sub>1</sub> KN/m <sup>2</sup>	σ <sub>2</sub> KN/m <sup>2</sup>	σ <sub>m</sub> KN/m <sup>2</sup>	σ <sub>1</sub> KN/m <sup>2</sup>	σ <sub>2</sub> KN/m <sup>2</sup>	σ <sub>m</sub> KN/m <sup>2</sup>		
Sens X	48543.98	345.62	183.17	<b>305</b>	273.48	111.03	<b>232.86</b>	332.5	cv
Sens Y	48980.36	278.68	250.11	<b>271.53</b>	206.54	177.97	<b>199.39</b>	332.5	cv

Tableau 6.5 : Récapitulatif des contraintes.

**6.3.5.3. Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_U \leq 0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h$$

Avec : N<sub>U</sub> : charge du poteau ou du voile le plus sollicité à l'ELU.

U<sub>c</sub> : périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

- **Vérification pour les poteaux :**

N<sub>U</sub> : charge de poteau à l'ELU égale à **1474.56 KN**.

h : épaisseur totale du radier égale à **85 cm**.

$$U_c = 2 (a + b + 2h) = 2 (0.4 + 0.45 + 2 \times 0.85) = 5.1 \text{ m}$$

$$0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h = 0.045 \times 5.1 \times 25000 \times 0.85 = 4876.87 \text{ KN}$$

$$N_u = 1474.56 \text{ KN} \leq 4876.87 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition verifiée.}$$

- **Vérification pour les voiles :**

On considère une bonde de 1ml du voile.

N<sub>U</sub> : charge de voile à l'ELU égale à **2359.09 KN**.

$$e = 20 \text{ cm}, b = 1 \text{ ml}$$

$$U_c = 2 (a + b + 2h) = 2 (0.2 + 1 + 2 \times 1) = 6.4 \text{ m}$$

$$0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h = 0.045 \times 6.4 \times 25000 \times 0.85 = 6120 \text{ KN}$$

$$N_u = 2359.09 \text{ KN} \leq 6120 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition verifiée}$$

### 6.3.6. Ferrailage du radier :

Le ferrailage sera calculé en fonction des sollicitations données par les combinaisons les plus défavorables :

- 1.35G + 1.5Q
- G + Q
- G + Q ± E
- 0.8G ± E

#### 6.3.6.1. Ferrailage de la dalle :

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisée 99. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie à l'ELU et sera vérifiée à l'ELS.

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 305 - \frac{7183.52}{344.65} = \mathbf{284.15 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 232.86 - \frac{7183.52}{344.65} = \mathbf{212.01 \text{ KN/ml}}$$

Les panneaux sont soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures en considérant pour le calcul le panneau si dessous :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.9}{3.9} = \mathbf{1}$$

$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{aligned} M_x &= \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_y &= \mu_y \times M_x \end{aligned}$$

Les valeurs des coefficient  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont données en fonction du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  et du coefficient de poisson :

- A l'ELU :  $\mu_x = \mathbf{0.0368}$  ;  $\mu_y = \mathbf{1}$
- A l'ELS :  $\mu_x = \mathbf{0.0442}$  ;  $\mu_y = \mathbf{1}$

- **Calcul à l'ELU :**

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0368 \times 284.15 \times 3.9^2 = \mathbf{159.04 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 1 \times 159.04 = \mathbf{159.04 \text{ KN.m}}$$

- **Correction des moments :**

Le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée : **0.75M<sub>x</sub> ou 0.75M<sub>y</sub>**.
- Moment sur appuis : **0.5M<sub>x</sub> ou 0.5M<sub>y</sub>**.

- **En travée :**

$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 159.04 = \mathbf{119.28 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 159.04 = \mathbf{119.28 \text{ KN.m}}$$

- **En appuis :**

$$M_x^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 159.04 = \mathbf{-79.52 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^a = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 159.04 = \mathbf{-79.52 \text{ KN.m}}$$

• **Ferraillage :**

$$b = 100 \text{ cm ; } h = 25 \text{ cm ; } c = 3 \text{ cm}$$

➤ **Sens Lx :**

- **En travée :**

$$\mu u = \frac{M_x^t}{b \times dx^2 \times f_{bu}} = \frac{119.28 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.173 < \mu l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.9043$$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{119.28 \times 10^3}{0.9043 \times 22 \times 348} = \mathbf{17.22 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armature **Ast = 6HA20 = 18.85 cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement **St = 15 cm.**

- **En appuis :**

$$\mu u = \frac{M_x^a}{b \times dx^2 \times f_{bu}} = \frac{79.52 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.116 < \mu l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.9382$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{79.52 \times 10^3}{0.9382 \times 22 \times 348} = \mathbf{11.07 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armature **Ast = 6HA16 = 12.06 cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement **St = 15 cm.**

➤ **Sens Ly :**

- **En travée :**

$$\mu u = \frac{M_x^t}{b \times dx^2 \times f_{bu}} = \frac{119.28 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.173 < \mu l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.9043$$

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{119.28 \times 10^3}{0.9043 \times 22 \times 348} = \mathbf{17.22 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armature **Ast = 6HA20 = 18.85 cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement **St = 15 cm.**

- **En appuis :**

$$\mu u = \frac{M_x^a}{b \times dx^2 \times f_{bu}} = \frac{79.52 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.116 < \mu l = 0.392 \rightarrow \beta = 0.9382$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{79.52 \times 10^3}{0.9382 \times 22 \times 348} = \mathbf{11.07 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armature **Ast = 6HA16 = 12.06 cm<sup>2</sup>**

Avec un espacement **St = 15 cm.**

• **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

➤ **Armature suivant le sens de Lx :**

$$w_x \geq w_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} ; \quad w_x = \frac{A_x}{b \times h}$$

Avec :

**A<sub>x</sub>** : section minimale d'armatures.

**b.h** : section totale du béton.

**W<sub>0</sub>** : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier HA FeE400).

$$A_x \geq w_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times \frac{2}{2} \times 100 \times 25 = \mathbf{2 \text{ cm}^2}$$

**En travée :** A<sub>adp</sub> = 18.85 cm<sup>2</sup> > A<sub>x</sub> = 2cm<sup>2</sup> → condition verifiée.

**En appuis :** A<sub>adp</sub> = 12.06 cm<sup>2</sup> > A<sub>x</sub> = 2cm<sup>2</sup> → condition verifiée.

➤ **Armature suivant le sens de Ly :**

$$w_y \geq w_0$$

$$A_y \geq w_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 25 = \mathbf{2 \text{ cm}^2}$$

**En travée :** A<sub>adp</sub> = 18.85 cm<sup>2</sup> > A<sub>x</sub> = 2cm<sup>2</sup> → condition verifiée.

**En appuis :** A<sub>adp</sub> = 12.06 cm<sup>2</sup> > A<sub>x</sub> = 2cm<sup>2</sup> → condition verifiée.

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

➤ **Suivant Lx :**  $T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3 l_y} = \frac{284.15 \times 3.9 \times 3.9}{3 \times 3.9} = \mathbf{369.39 \text{ KN.}}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{369.39 \times 10^3}{1000 \times 225} = \mathbf{1.64 \text{ MPa}} < \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \rightarrow \text{condition verifiée.}$$

➤ **Suivant Ly :**  $Tu = \frac{qu \times lx \times ly}{2ly + lx} = \frac{284.15 \times 3.9 \times 3.9}{2 \times 3.9 + 3.9} = 369.39 \text{ KN}$

$$u = \frac{Tu}{bd} = \frac{369.39 \times 10^3}{1000 \times 225} = 1.64 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition verifiée.}$$

• **Calcul à l'ELS :**

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0442 \times 212.01 \times 3.9^2 = 142.53 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 1 \times 142.53 = 142.53 \text{ KN.m}$$

• **Correction des moments :**

Le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : **0.75M<sub>x</sub> ou 0.75M<sub>y</sub>.**

Moment sur appuis : **0.5M<sub>x</sub> ou 0.5M<sub>y</sub>.**

- **En travée :**

$$M_x^t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 142.53 = 106.89 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 142.53 = 106.89 \text{ KN.m}$$

- **En appuis :**

$$M_x^a = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 142.53 = -71.26 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5 \times M_y = -0.5 \times 142.53 = -71.26 \text{ KN.m}$$

• **Vérification à l'ELS :**

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d_x \times A_{st}} ; \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms (KN.m)	ρ	β	K	σ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	Obs
<b>XX</b>	Appuis	12.06	71.26	0.548	0.8892	30.15	302.04	348	10.01	15	C.V
	Travée	18.85	106.89	0.856	0.8688	23.11	296.67	348	12.83	15	C.V
<b>YY</b>	Appuis	12.06	71.26	0.548	0.8892	30.15	302.04	348	10.01	15	C.V
	travée	18.85	106.89	0.856	0.8688	23.11	296.67	348	12.83	15	C.V

Tableau 6.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

### 6.3.7. Ferrailage des débords :

- A l'ELU :

$$q_u = 284.15 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{-q_u \times l^2}{2} = \frac{-284.15 \times 0.4^2}{2} = -22.73 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.73 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14.2} = 0.033$$

$$\beta = 0.9832$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22.73 \times 10^3}{0.9832 \times 22 \times 348} = 3.01 \text{ cm}^2$$

- Conclusion :

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier.

### 6.4. Etudes des nervures :

Les nervures seront considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis, tous les panneaux de dalles travaillent dans les deux sens donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaire.

- Charges trapézoïdale :

$$L_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$$

$$L_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho}{4}\right)$$

- Charge triangulaire :

$$L_m = 0.333 \times l_x$$

$$L_t = 0.25 \times l_x$$

Pour les moments fléchissants :  $Q = q \times L_m$

Pour les efforts tranchants :  $Q = q \times L_t$

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^{\max} - \left(\frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} + \frac{G_{\text{nervure}}}{S_{\text{nervure}}}\right) = 305 - \left(\frac{7183.52}{344.65} + \frac{2161.5}{144.1}\right) = 269.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m^{\max} - \left(\frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} + \frac{G_{\text{nervure}}}{S_{\text{nervure}}}\right) = 232.86 - \left(\frac{7183.52}{344.65} + \frac{2161.5}{144.1}\right) = 197.02 \text{ KN/m}^2$$

6.4.1. Calcul à l'ELU :

- Sens YY :

travée	lx	ly	$\rho$	Chargement	$L_m$	$L_t$	$Q_U$	$Q_U$	$\Sigma Q_U$	$Q_t$	$\Sigma Q_t$	
3-4	BC	3.9	3.9	1	Triangulaire	1.29	0.97	269.16	347.21	694.42	261.08	522.16
	CD	3.9	3.9	1	Triangulaire	1.29	0.97		347.21		261.08	
2-3	BC	3.7	3.9	0.94	Triangulaire	1.23	0.92		331.06	662.12	247.62	495.24
	CD	3.7	3.9	0.94	Triangulaire	1.23	0.92		331.06		247.62	
1-2	BC	3.5	3.9	0.89	Triangulaire	1.16	0.87		312.22	624.44	234.16	468.32
	CD	3.5	3.9	0.89	Triangulaire	1.16	0.87		312.22		234.16	

Tableau 6.7 : Répartition des charges dans les nervures (sens YY).

Pour la détermination des efforts nous allons utiliser le logiciel ETABS :

6.4.1.1. Moment fléchissant :

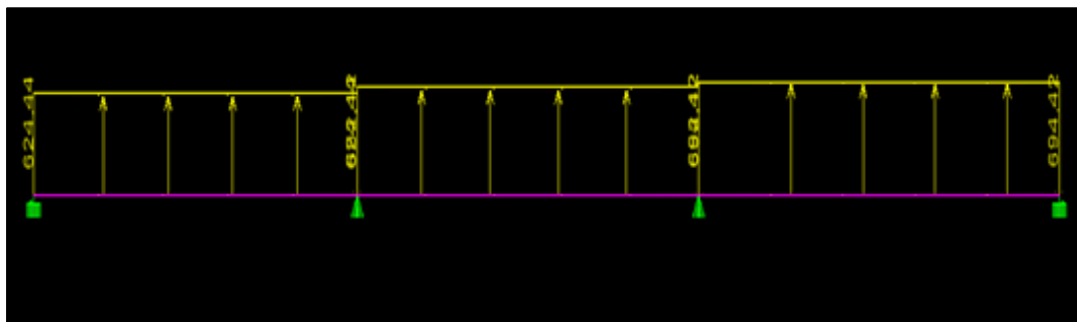


Figure 6.1 : Schéma statique des nervures (moment fléchissant).

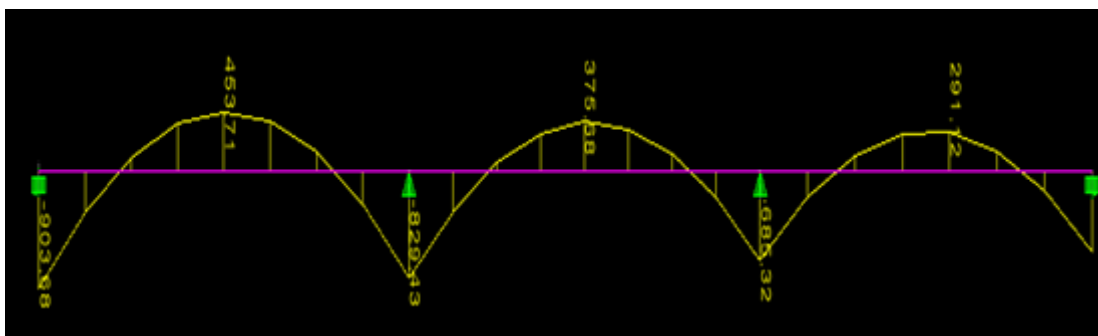


Figure 6.2 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY).

6.4.1.2. Effort tranchant :

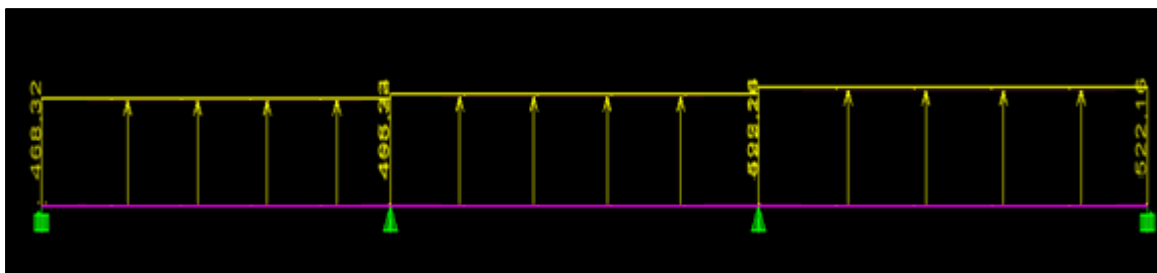


Figure 6.3 : Schéma statique des nervures (effort tranchant).

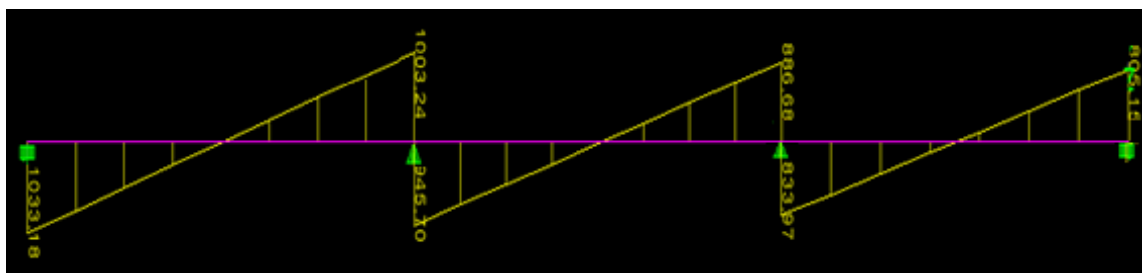


Figure 6.4 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens YY).

• Sens XX :

Travée	Lx	ly	$\rho$	Chargement	Lm	Lt	Q <sub>U</sub>	Q <sub>U</sub>	$\Sigma Q_U$	Q <sub>t</sub>	$\Sigma Q_t$	
A-B	3-4	3.8	3.9	0.97	Triangulaire	1.26	0.95	269.16	339.14	680.97	255.7	511.4
	2-3	3.7	3.8	0.97	Trapézoïdale	1.27	0.95		341.83		255.7	
B-C	3-4	3.9	3.9	1	Triangulaire	1.29	0.97		347.21	697.11	261.08	524.85
	2-3	3.7	3.9	0.94	trapézoïdale	1.3	0.98		349.9		263.77	
C-D	3-4	3.9	3.9	1	triangulaire	1.29	0.97		347.21	697.11	261.08	524.85
	2-3	3.7	3.9	0.94	trapézoïdale	1.3	0.98		349.9		263.77	
D-E	3-4	3.5	3.9	0.89	triangulaire	1.16	0.87		312.22	624.44	234.16	468.32
	2-3	3.5	3.7	0.94	triangulaire	1.16	0.87		312.22		234.16	
E-F	3-4	3.9	3.9	1	triangulaire	1.29	0.97		347.21	697.11	261.08	524.85
	2-3	3.7	3.9	0.94	trapézoïdale	1.3	0.98		349.9		263.77	
F-G	3-4	3.9	3.9	1	triangulaire	1.29	0.97		347.21	697.11	261.08	524.85
	2-3	3.7	3.9	0.94	trapézoïdale	1.3	0.98		349.9		263.77	
G-H	3-4	3.8	3.9	0.97	triangulaire	1.26	0.95		339.14	680.97	255.7	511.4
	2-3	3.7	3.8	0.97	trapézoïdale	1.27	0.95		341.83		255.7	

Tableau 6.8 : Répartition des charges dans les nervures (sens XX).

6.4.1.3. Moment fléchissant :

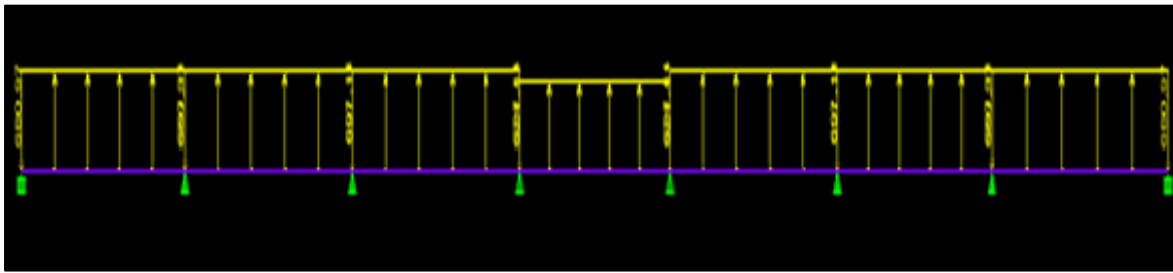


Figure 6.5 : Schéma statique des nervures (moment fléchissant).

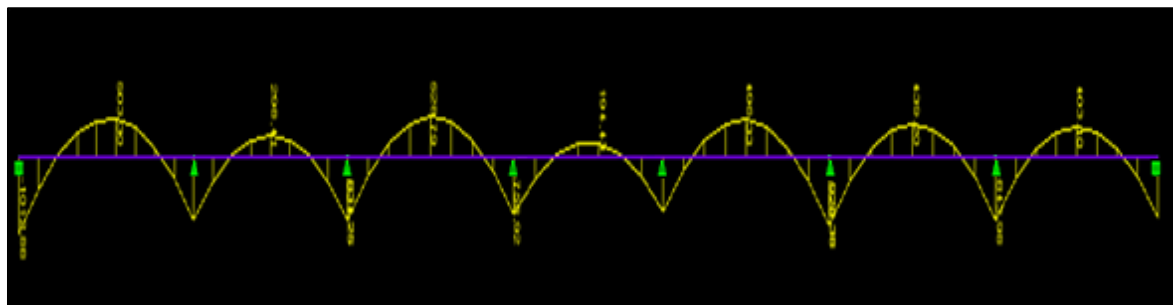


Figure 6.6 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX).

6.4.1.4. Effort tranchant :

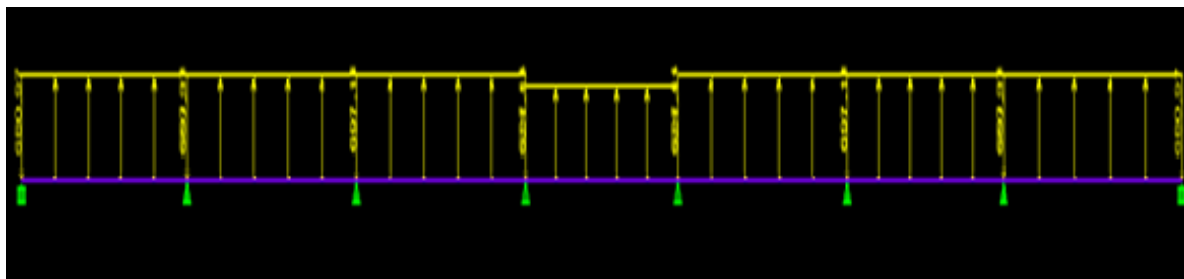


Figure 6.7 : Schéma statique des nervures (effort tranchant).

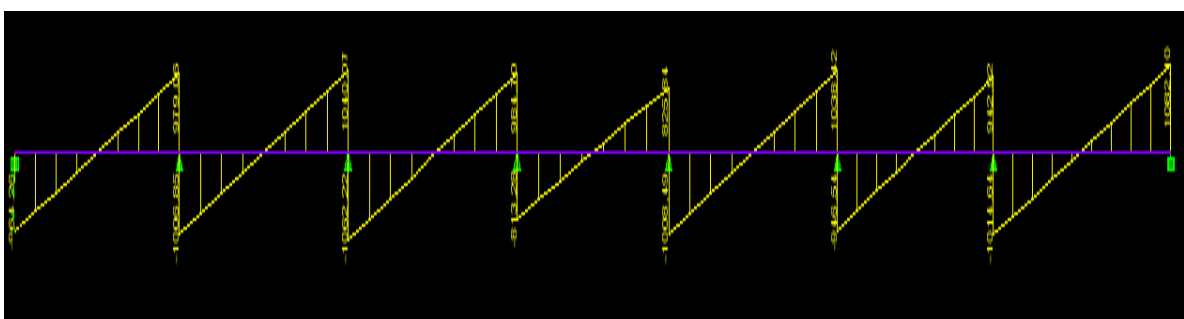


Figure 6.8 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures sens (XX).

Après analyse nous avons tiré les résultats suivant :

	Moments aux appuis Ma (KN.m)	Moments en travée Mt (KN.m)	Effort tranchant T (KN)
Sens yy	- 903.68	453.71	1033.18
Sens xx	- 1012.88	528.79	1082.10

Tableau 6.9 : Moments fléchissant max et l'efforts tranchants max.

### 6.4.2. Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorable aux appuis et en travées dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant préjudiciable.

$$h = 85 \text{ cm} , b = 55 \text{ cm} , d = 82 \text{ cm}$$

#### 6.4.2.1. Condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées doivent satisfaire la condition suivante :

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

Le ferrailage des sections est résumé dans le tableau ci-dessous :

sens	Zone	Mu (KN.m)	$\mu$	$\beta$	A <sub>cal</sub>	A <sub>cnf</sub>	choix	A <sub>adp</sub>
X-X	Appuis	1012.88	0.192	0.892	39.79	5.44	5HA20(fil) +5HA20(chap)+5HA16	41.46
	Travée	528.79	0.1	0.947	19.56	5.44	5HA20(fil)+5HA14(chap)	23.41
Y-Y	Appuis	903.68	0.172	0.905	34.99	5.44	5HA20(fil)+ 10HA16(chap)	35.82
	Travée	453.71	0.086	0.955	16.64	5.44	5HA20(fil)+5HA14(chap)	23.41

Tableau 6.10 : Ferrailage des nervures.

#### 6.4.2.2. Vérification des recommandations exigées par le RPA :

- Le pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.5% de la section du béton :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 55 \times 85 \times 0.005 = 23.37 \text{ cm}^2$$

		$A_{tot} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	Observation
Sens XX	Appuis	15HA20 + 5HA16 = 57.18	23.37	Condition vérifiée
	Travée	10HA20+5HA14 = 39.12	23.37	Condition vérifiée
Sens YY	Appuis	10HA20+10HA16 = 51.53	23.37	Condition vérifiée
	Travée	10HA20+5HA14 = 39.12	23.37	Condition vérifiée

Tableau 6.11 : Vérification des sections adoptées pour les nervures selon le RPA.

**6.4.3.2.Calcul des armatures transversales :**

$$\phi t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi l \right)$$

$$\phi t \leq \min \left( \frac{850}{35}; \frac{550}{10}; 20 \right) = \min (24.28 ; 55 ; 20)$$

Soit :  $\phi t = 10 \text{ mm}$

On opte pour : 2 cadre  $\phi 10$  + épingle  $A_t = 4HA10 + 2HA8 = 4.14 \text{ cm}^2$

**6.4.3.3.Espacement des armatures transversales :**

- En zone nodale :  $St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi t \right\} = \min \left( \frac{85}{4}; 12 \times 1 \right) = 12 \text{ cm} \rightarrow St = 10 \text{ cm}$
- En zone courante :  $St \leq \frac{h}{2} = \frac{85}{2} = 42.5 \text{ cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$

**6.4.3.4.Quantité d'armatures transversales minimale :**

Elle est donnée par :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$		A (cm <sup>2</sup> )	observation
Zone nodale	Zone courante		
2.55	3.82	4.14	Condition vérifiée

Tableau 6.12 : Vérification des quantités d'armatures transversales.

**6.4.3.5.Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteurs, leurs sections sont au moins 3 cm<sup>2</sup>/ml par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_p = 3 \frac{cm^2}{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

Soit :  $2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$

- Vérification à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

	Tu (KN)	τu (MPa)	τ̄u (MPa)	observation
<b>Sens X-X</b>	1082.10	2.39	2.5	Vérifiée
<b>Sens Y-Y</b>	1033.18	2.29	2.5	vérifiée

Tableau 6.13 : Vérification des contraintes tangentielles dans les nervures.

- Calcul à l'ELS :

- Sens YY :

travée	lx	Ly	ρ	Chargement	Lm	qs	Qs	ΣQs
3-4	BC	3.9	3.9	1	Triangulaire	1.29	254.15	508.3
	CD	3.9	3.9	1	Triangulaire	1.29	254.15	
2-3	BC	3.7	3.9	0.94	Triangulaire	1.23	242.33	484.66
	CD	3.7	3.9	0.94	Triangulaire	1.23	242.33	
1-2	BC	3.5	3.9	0.89	Triangulaire	1.16	228.54	457.08
	CD	3.5	3.9	0.89	Triangulaire	1.16	228.54	

Tableau 6.14 : Répartition des charges dans les nervures (sens YY).

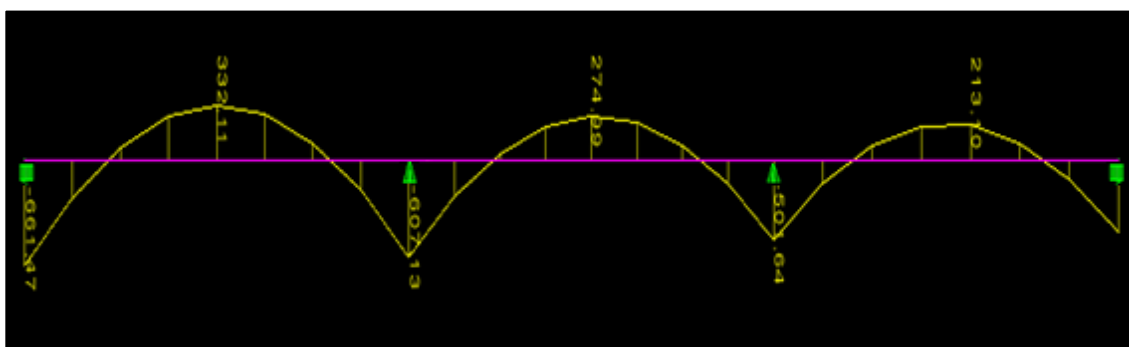


Figure 6.9 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY).

- Sens XX :

Travée		lx	ly	$\rho$	Chargement	Lm	qs	Qs	$\Sigma Qs$
A-B	3-4	3.8	3.9	0.97	Triangulaire	1.26	197.02	248.24	498.45
	2-3	3.7	3.8	0.97	Trapézoïdale	1.27		250.21	
B-C	3-4	3.9	3.9	1	Triangulaire	1.29		254.15	510.27
	2-3	3.7	3.9	0.94	Trapézoïdale	1.3		256.12	
C-D	3-4	3.9	3.9	1	Triangulaire	1.29		254.15	510.27
	2-3	3.7	3.9	0.94	Trapézoïdale	1.3		256.12	
D-E	3-4	3.5	3.9	0.89	Triangulaire	1.16		228.54	457.08
	2-3	3.5	3.7	0.94	Triangulaire	1.16		228.54	
E-F	3-4	3.9	3.9	1	Triangulaire	1.29		254.15	510.27
	2-3	3.7	3.9	0.94	Trapézoïdale	1.3		256.12	
F-G	3-4	3.9	3.9	1	Triangulaire	1.29		254.15	510.27
	2-3	3.7	3.9	0.94	Trapézoïdale	1.3		256.12	
G-H	3-4	3.8	3.9	0.97	Triangulaire	1.26		248.24	498.45
	2-3	3.7	3.8	0.97	Trapézoïdale	1.27		250.21	

Tableau 6.15 : Répartition des charges dans les nervures (sens XX).

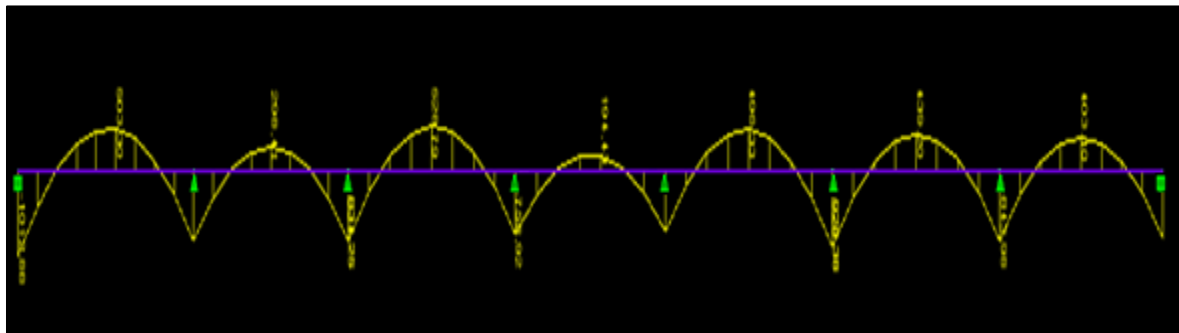


Figure 6.10 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (XX).

Les sollicitations maximales :

	Aux appuis	En travée
<b>Sens XX</b>	-741.39	387.07
<b>Sens YY</b>	- 661.47	332.11

Tableau 6.16 : Les sollicitations maximales aux appuis et en travées.

- Vérifications des contraintes dans le béton et l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \cdot d \cdot Ast} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot Ast}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K1}$$

sens	zone	As	Ms	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{st}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	observation
XX	Appuis	41.46	741.39	252.10	11.4	348	15	Vérifiée
	Travée	23.41	387.07	226.1	7.24	348	15	Vérifiée
YY	Appuis	35.82	661.47	258.2	10.70	348	15	Vérifiée
	Travée	23.41	332.11	194	6.21	348	15	Vérifiée

Tableau 6.17 : Vérifications des contraintes dans le béton.

## **Conclusion générale :**

Ce projet de fin d'étude fût une expérience très enrichissante non seulement par le fait de synthétiser les différents acquis mais aussi en s'initiant aux différents logiciels de calcul et de dessin, et de mettre en application directe plusieurs de nos cours enseignés précédemment dont notamment la dynamique des structures, le béton armé, la résistance des matériaux ... ainsi que l'application des divers règlements Algérien qui nous ont permis non seulement à combiner la pratique et la théorie mais aussi à avoir une conscience et une responsabilité dans notre travail de demain.

Les difficultés rencontrées lors des calculs nous ont permis de comprendre le comportement de notre structure et aussi l'application inédite du logiciel de calcul etabs et nous ont inciter à nous documenter et élargir l'horizon de nos connaissances en génie civil.

Cette étude nous a amené à constater que l'élaboration d'un projet en génie civil ne se base pas uniquement sur le calcul mais aussi sur le côté pratique et la réalisation sur chantier.

## Références et bibliographie :

- 1- , K. (v. 1999). CALCUL DES CONSTRUCTIONS EN BETON ARME. Règles B. A. E. L. : Quatrième édition, complétée. STT Publishing.
- 2- Règles parasismiques algériennes : RPA 2003. (1984b)
- 3- Mougin, J. (2000). Béton Armé : BAEL 91 modifié 99 et DTU associés.
- 4- Belazougui, M. (1988). Calcul des ouvrages en béton armé.
- 5- Ching, F., & Saint-Pierre, M. L. (2009). Guide technique et pratique de la construction. Modulo-Griffon.
- 6- Collectif. (2000). Règles B.A.E.L. 91, modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- 7- Lamirault, J., & Renaud, H. (1998). Béton Armé : guide de calcul.
- 8- Lammari, M. (2020). Calcul d'une tour (R+12+ sous-sol) à usage multiple, contreventée par voiles et portiques avec l'application ETABS.  
<https://www.ummtto.dz/dspace/handle/ummtto/13254>
- 9- Taguemout, A. (2020). Etude d'un bâtiment RDC+7étages à usage multiple contreventé par portiques et voiles. <https://www.ummtto.dz/dspace/handle/ummtto/13610>
- 10- Zeghouini, A. (2021, 1 juin). Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial, contreventé par voiles et portique avec l'application ETABS.  
<https://www.ummtto.dz/dspace/handle/ummtto/16991>
- 11- Sidi Mohammed DAOUD. (2020, 13 mai). Analyse sismique 1 : Définition du spectre de calcul [Vidéo]. YouTube. [Analyse sismique 1: Définition du spectre de calcul](#)  
Sidi Mohammed DAOUD. (2020b, juin 29). Calcul des éléments structuraux : Les Voiles Partie 1 [Vidéo]. YouTube. [https://www.youtube.com/watch?v=-66smDEb\\_R0](https://www.youtube.com/watch?v=-66smDEb_R0)

# **Annexes graphiques**



Façade Principale - Echelle  $\frac{1}{150}$

**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU**

Etude de la structure d'un bâtiment en R+8 à usage multiple (habitation, service et commercial)

Partie du Projet :

Façade Principale

Ralisé Par :

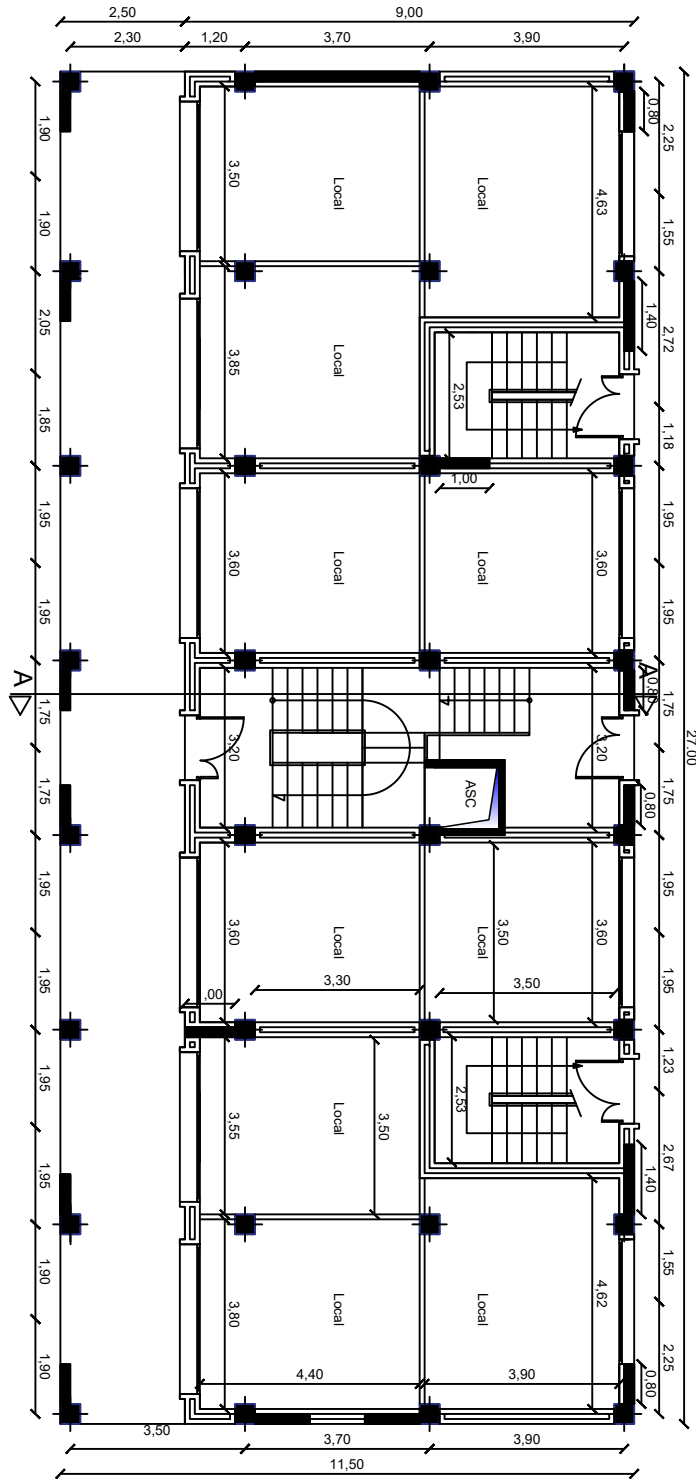
● BENATSOU MELISSA

● LAMARA YASMINA

Encadré Par :  
Mr Si Salem Abdelmadjid

Echelle : 1/150

Octobre 2023



Plan du RDC - Echelle  $\frac{1}{150}$

**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU**

**Etude de la structure d'un bâtiment en R+8 à usage multiple (habitation, service et commercial)**

**Partie du Projet :**

**Plan du RDC**

**Ralisé Par :**

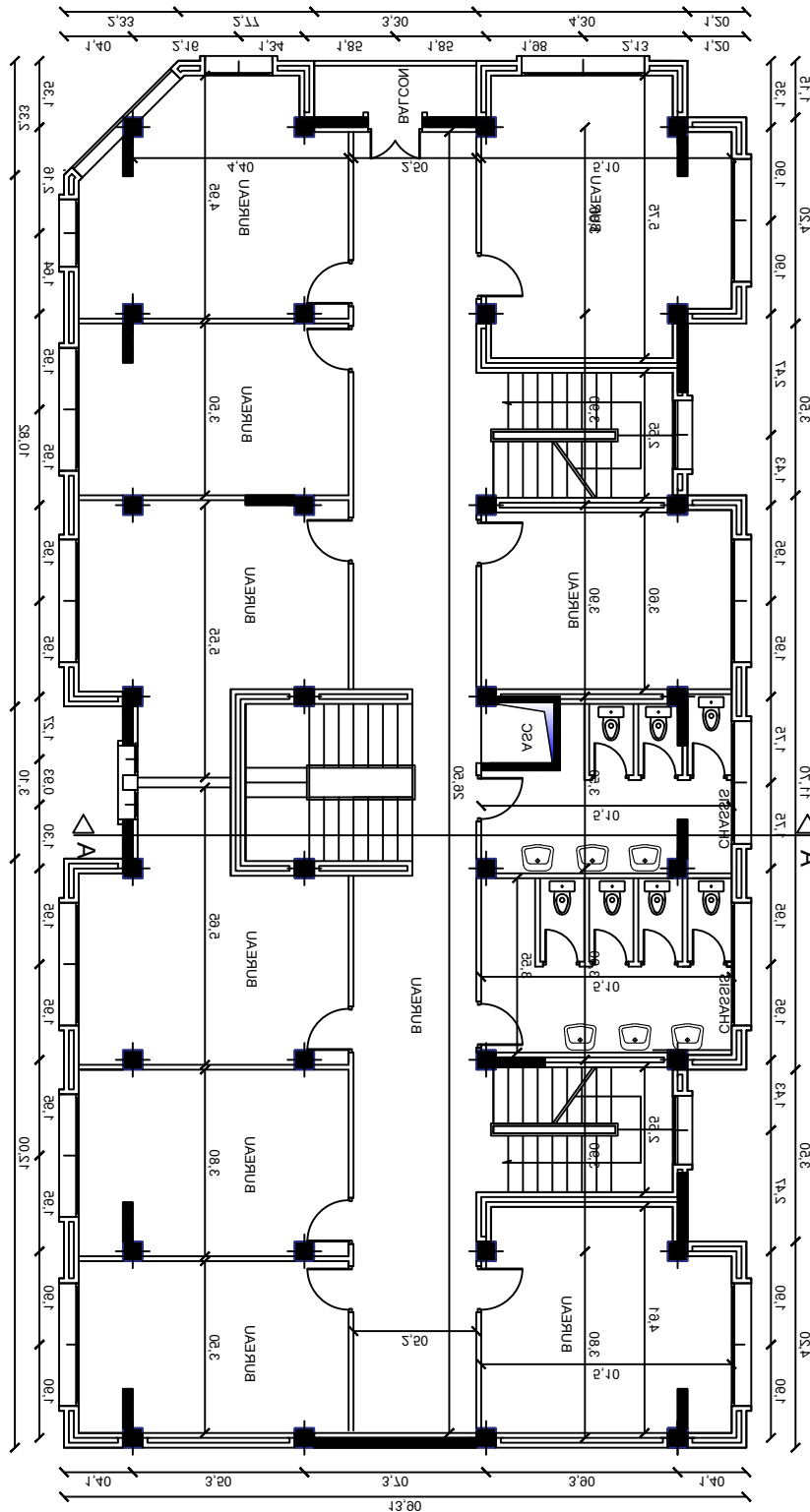
**•BENATSOU MELISSA**

**•LAMARA YASMINA**

**Encadré Par :**  
**Mr Si Salem Abdelmadjid**

**Echelle : 1/150**

**Octobre 2023**



Plan du 1er étage - Echelle  $\frac{1}{150}$

**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU**

Etude de la structure d'un bâtiment en R+8 à usage multiple (habitation, service et commercial)

Partie du Projet :

Plan du 1er étage

Ralisé Par :

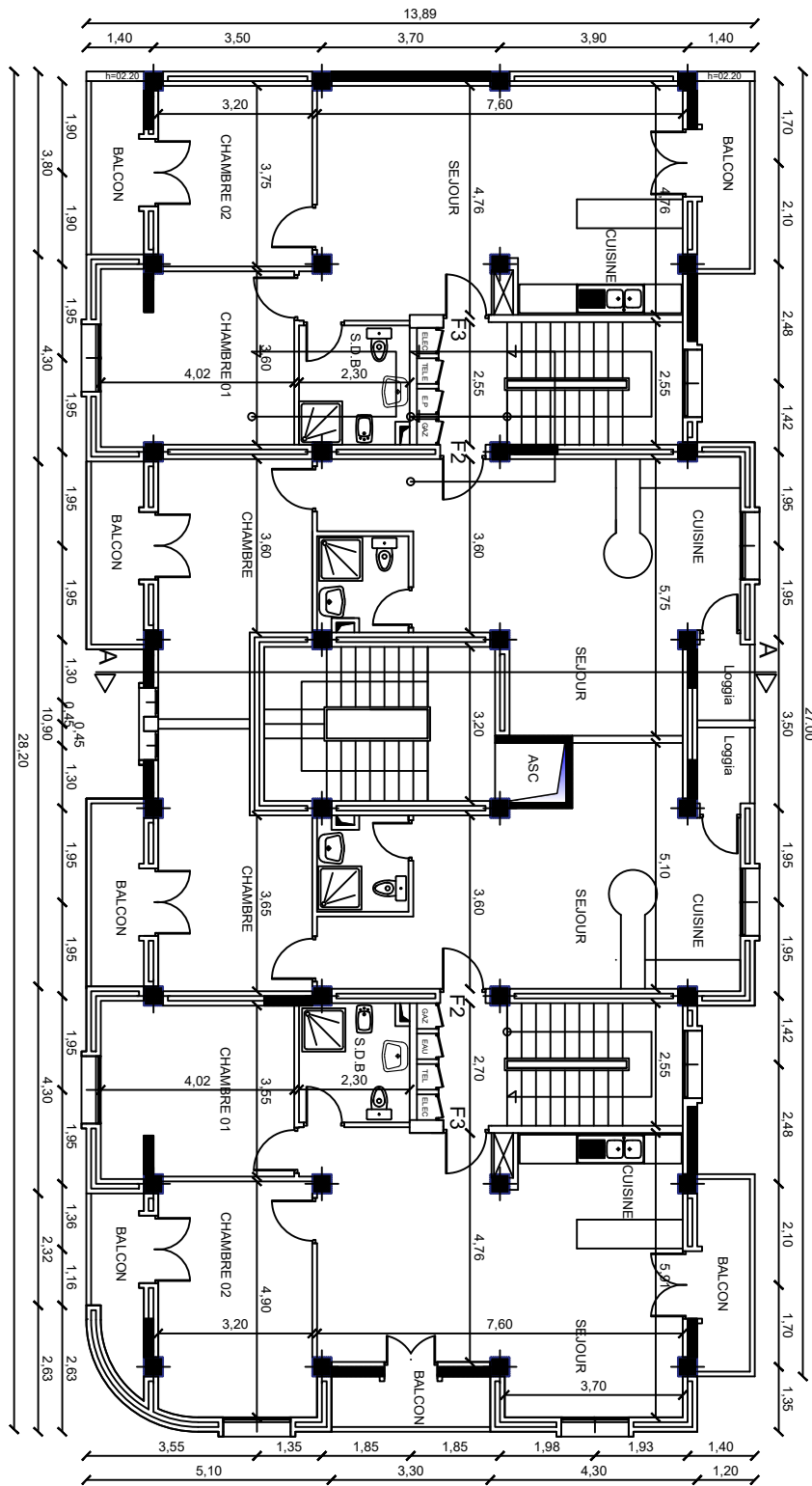
•BENATSOU MELISSA

•LAMARA YASMINA

Encadré Par :  
Mr Si Salem Abdelmadjid

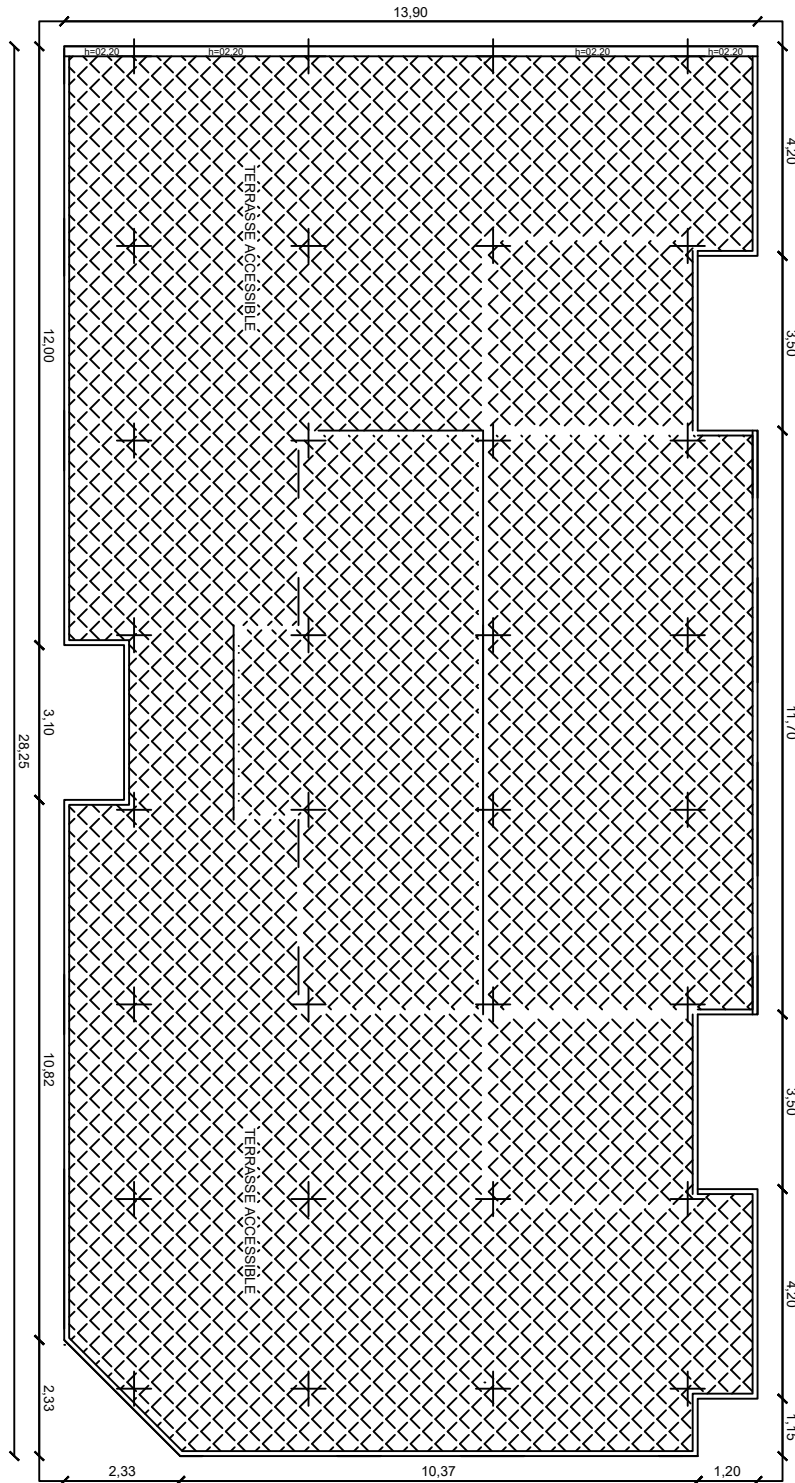
Echelle : 1/150

Octobre 2023



Plan de l'étage courant - Echelle  $\frac{1}{150}$

<b>UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU</b>		
Etude de la structure d'un bâtiment en R+8 à usage multiple (habitation, service et commercial)		
Partie du Projet : <b>Plan de L'étage Courant</b>	Ralisé Par : ● BENATSOU MELISSA      ● LAMARA YASMINA	
Encadré Par : <b>Mr Si Salem Abdelmadjid</b>	Echelle : 1/150	Octobre 2023



Plan de la Terrasse - Echelle  $\frac{1}{150}$

**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU**

**Etude de la structure d'un bâtiment en R+8 à usage multiple (habitation, service et commercial)**

**Partie du Projet :**

**Plan de la Terrasse**

**Ralisé Par :**

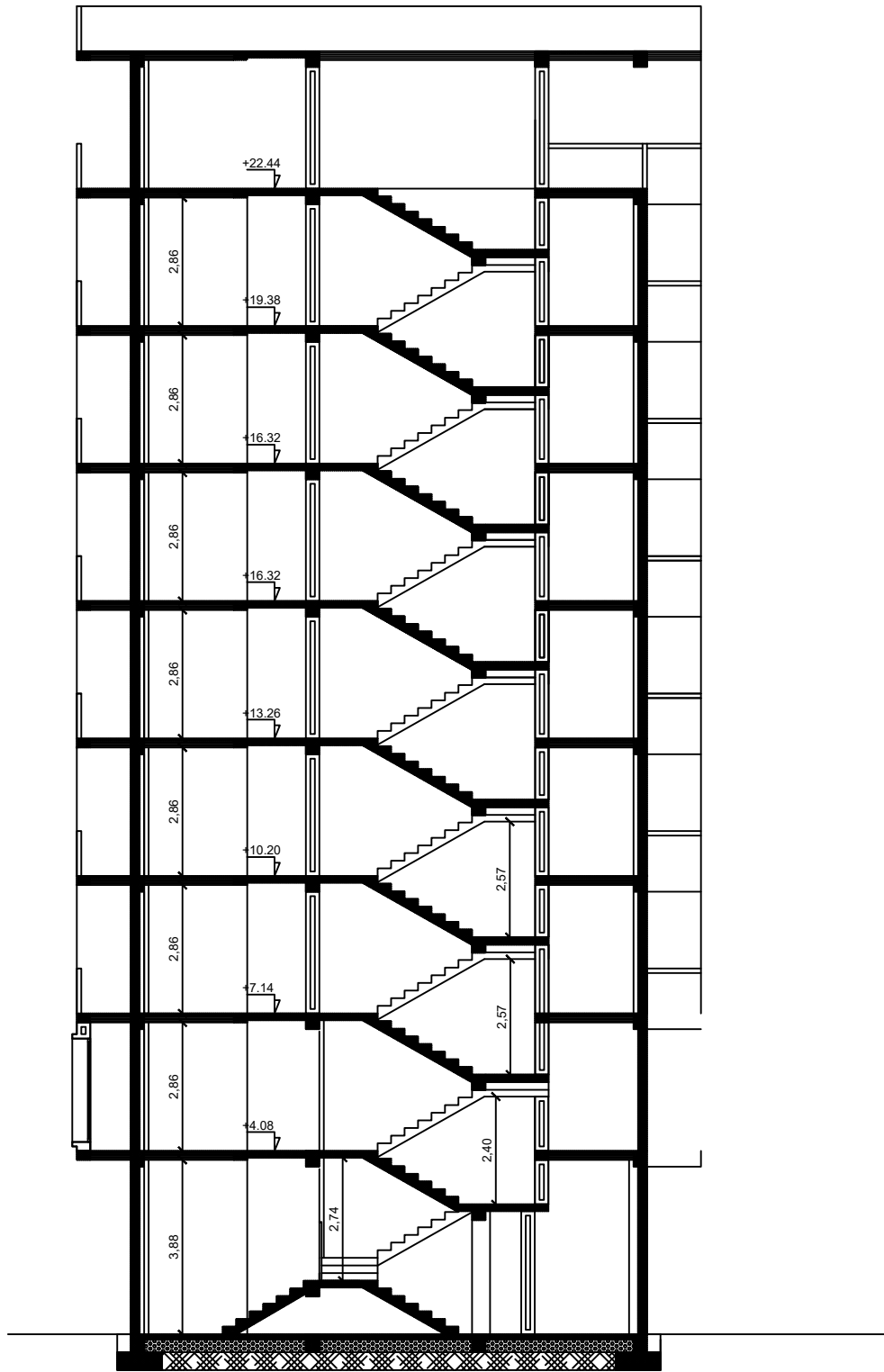
**•BENATSOU MELISSA**

**•LAMARA YASMINA**

**Encadré Par :**  
**Mr Si Salem Abdelmadjid**

**Echelle : 1/150**

**Octobre 2023**



Coupe A - A - Echelle  $\frac{1}{150}$

**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU**

**Etude de la structure d'un bâtiment en R+8 à usage multiple (habitation, service et commercial)**

**Partie du Projet :**

**Coupe A - A**

**Ralisé Par :**

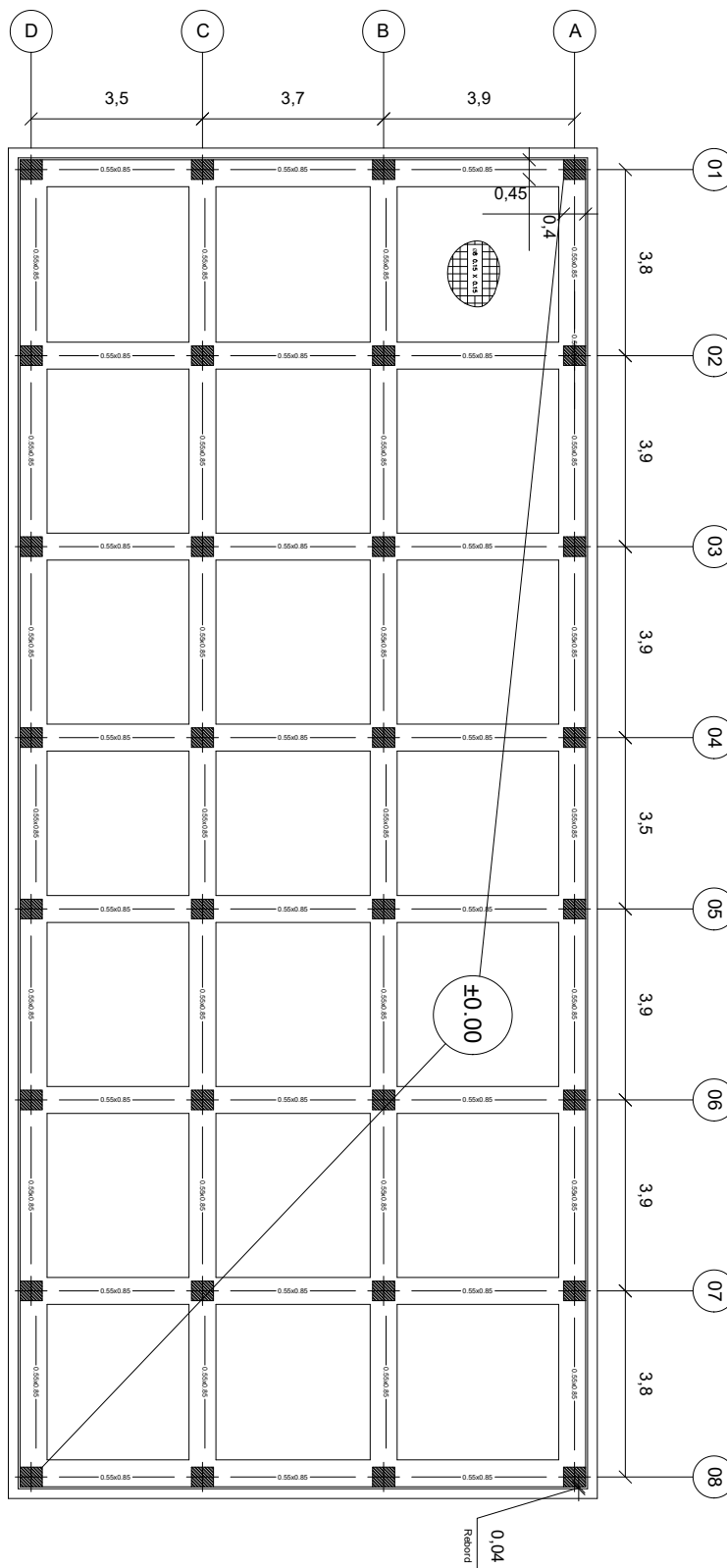
● **BENATSOU MELISSA**

● **LAMARA YASMINA**

**Encadré Par :**  
**Mr Si Salem Abdelmadjid**

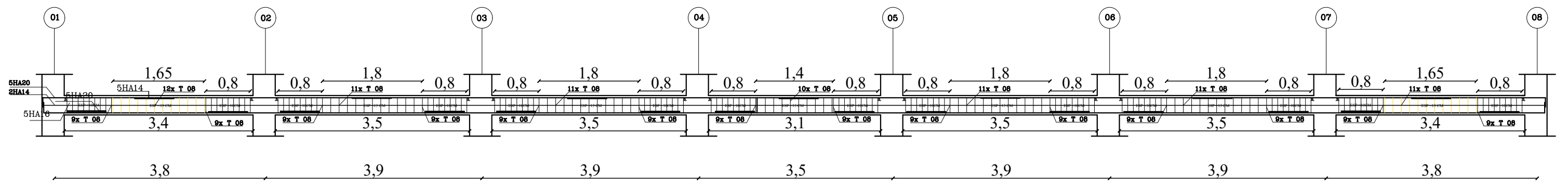
**Echelle : 1/150**

**Octobre 2023**

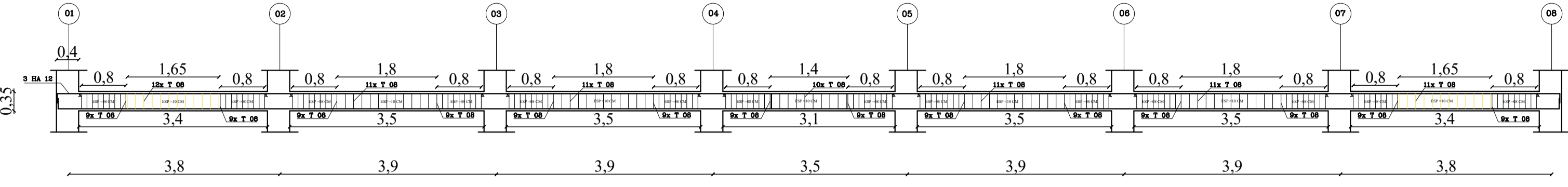


Plan de Fondations - Echelle  $\frac{1}{150}$

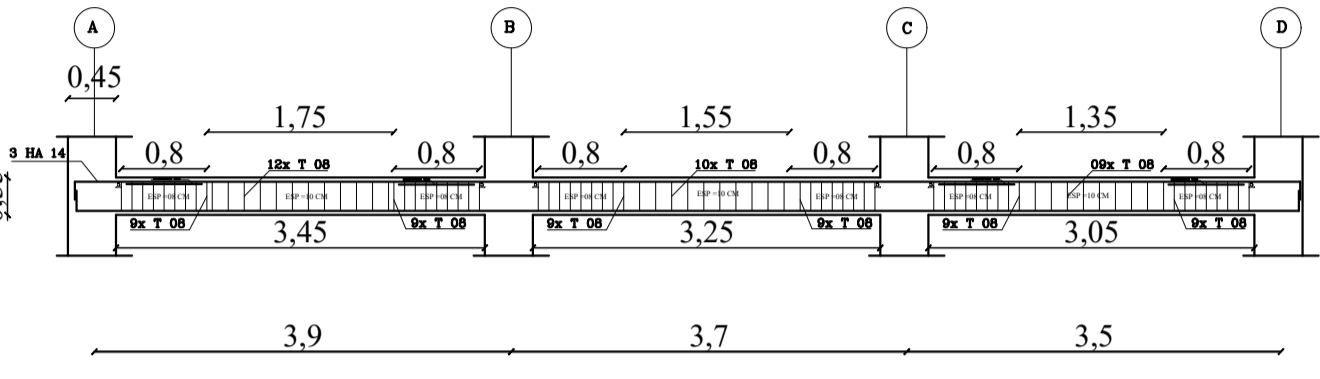
<b>UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI OUZOU</b>		
<b>Etude de la structure d'un bâtiment en R+8 à usage multiple (habitation, service et commercial)</b>		
<b>Partie du Projet :</b> <b>Plan de Fondations</b>	<b>Ralisé Par :</b> ● <b>BENATSOU MELISSA</b> ● <b>LAMARA YASMINA</b>	
<b>Encadré Par :</b> <b>Mr Si Salem Abdelmadjid</b>	<b>Echelle : 1/150</b>	<b>Octobre 2023</b>



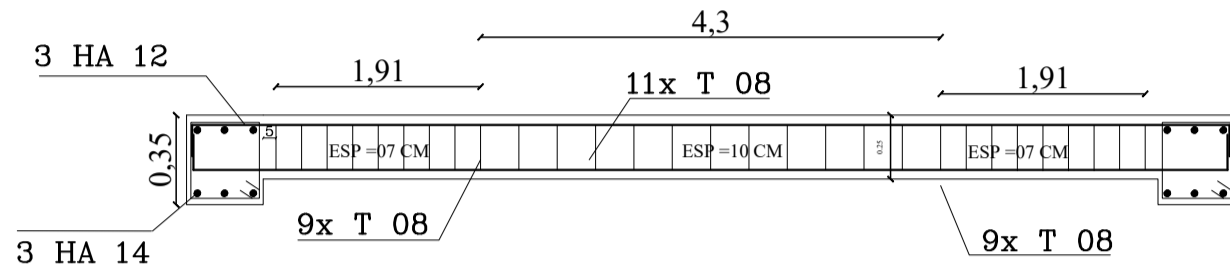
Ferrailage de la nervure dans le sens Longitudinal



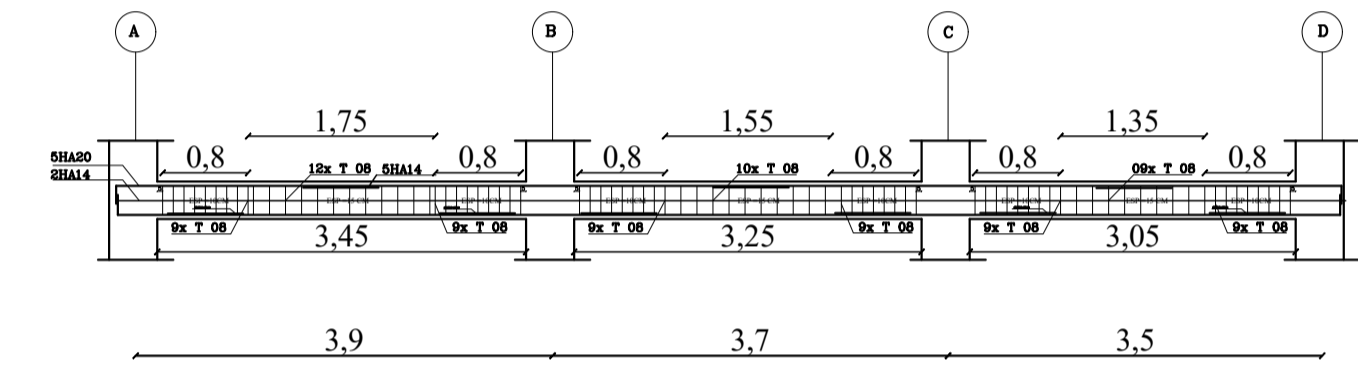
Ferrailage de la poutre secondaire



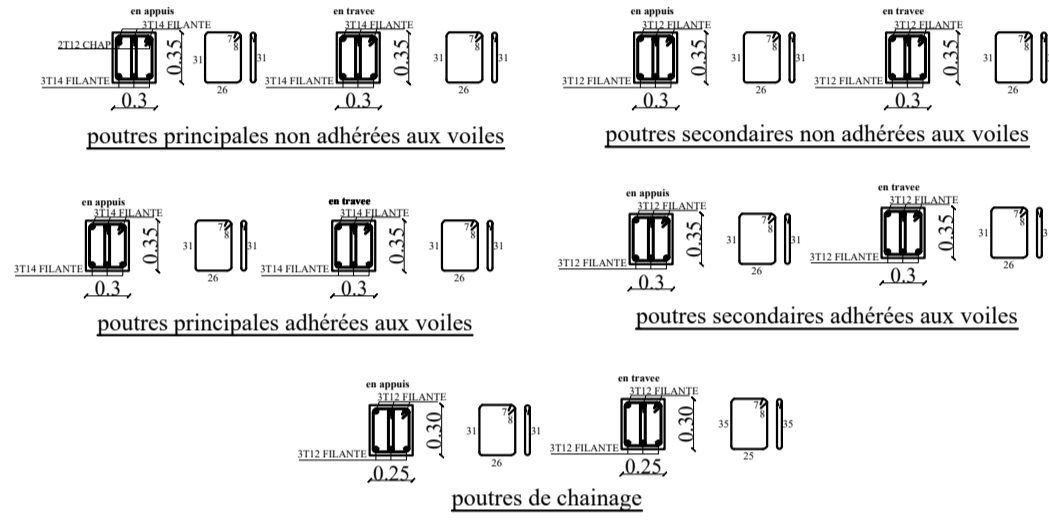
Ferrailage de la poutre principale



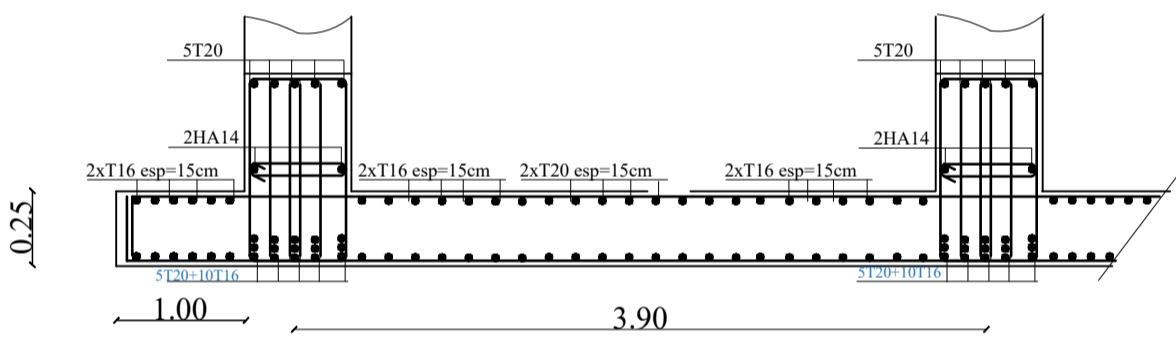
Ferrailage de la poutre de chaînage



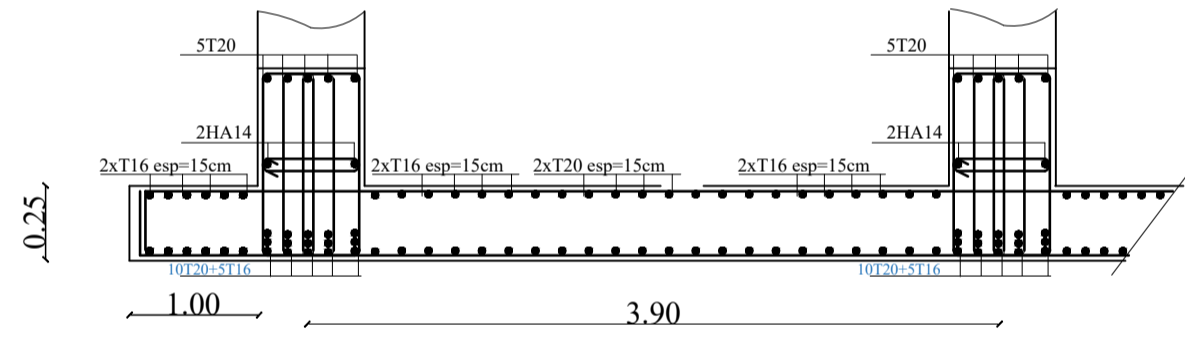
Ferrailage de la nervure dans le sens Transversal



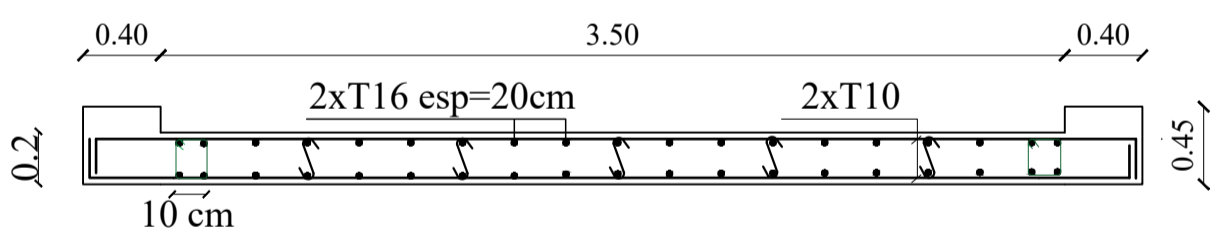
Ferrailage des poutres



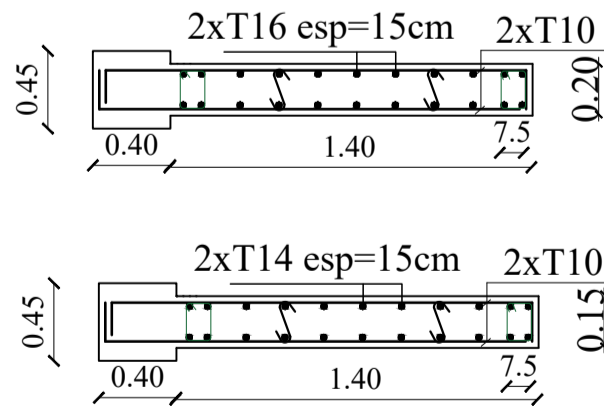
Ferrailage du radier au sens Transversal



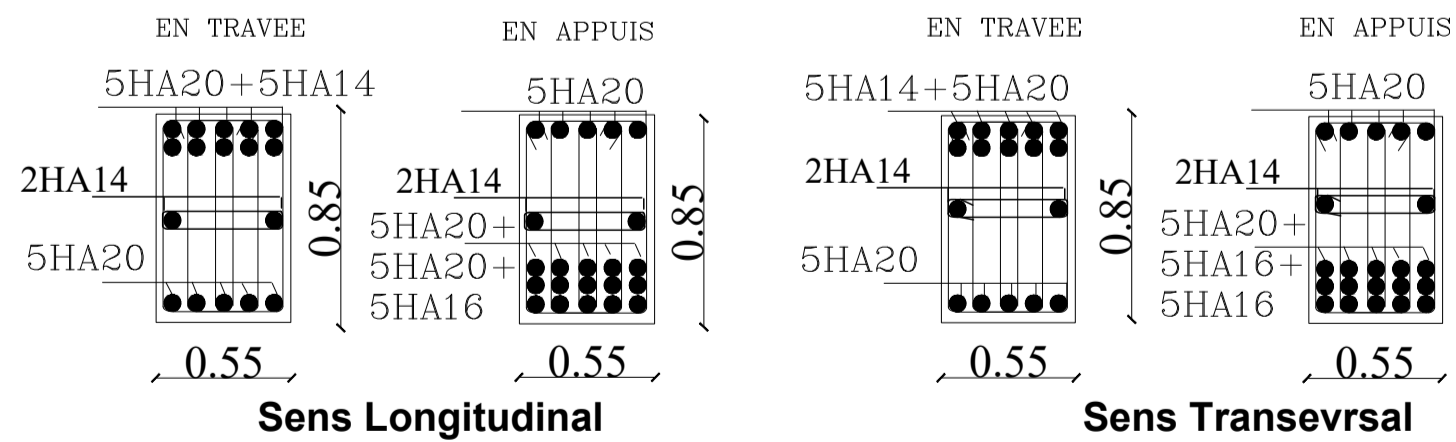
Ferrailage du radier au sens Longitudinal



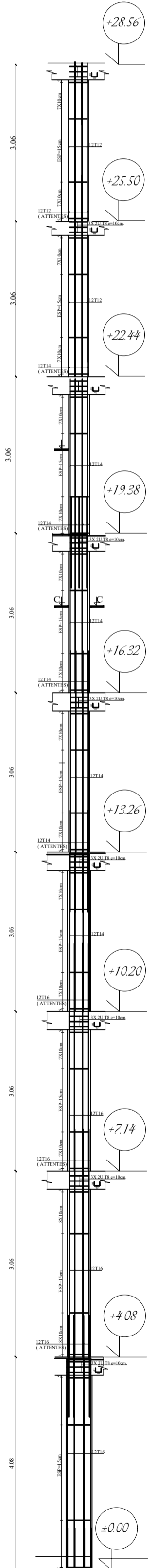
Ferrailage des poteaux par zones



Ferrailage des voiles



Ferrailage des nervures



Ferrailage du poteaux par zones

UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Etude de la structure d'un bâtiment en R+8 à usage multiple (habitation, service et commercial)

Partie du Projet :  
 Ferrailage des poteaux  
 Ferrailage des poutres  
 Ferrailage des voiles  
 Ferrailage du radier  
 Ferrailage des nervures

Ralisé Par :  
 •BENATSOU MELISSA  
 •LAMARA YASMINA

Encadré Par :  
 Mr Si Salem Abdelmadjid

Echelles :  $\frac{1}{100}$ ,  $\frac{1}{200}$ ,  $\frac{1}{50}$

Octobre 2023