

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mohamed Seddik Ben Yahia de Jijel



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département Génie Civil et Hydraulique

**MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE EN VUE DE L'OBTENTION DU
DIPLOME MASTER ACADÉMIQUE EN GÉNIE CIVIL
OPTION : STRUCTURES**

Thème

**ÉTUDE D'UN BATIMENT EN R+9
ÉTAGES +1 SOUS-SOL À USAGE
D'HABITATION ET
COMMERCIALE IMPLANTÉE
À JIJEL**

Réalisé par :
Leghouchi Khaoula
Senani Marwa

Encadré par :
M^{elle} S.Ben Massaoud

Promotion juillet 2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

*En achevant ce modeste travail nous remercions **ALLAH** qui nous a
Permis d'arriver jusque-là.*

*Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont
faits pour que nous terminons nos études.*

*Nous tenons à exprimer nos vives gratitudee et notre profonde
Reconnaissance à notre encadreur **Mme S. Ben Messaoud** pour son aide
et ses conseils judicieux nous faisant partager ainsi ses connaissances
et son expérience, afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis.*

*Nous adressons également nos remerciements les plus sincères à tous
Nos professeurs de la faculté de génie civil pour tout le savoir que nous
Avons acquis grâce à eux durant notre formation, ainsi qu'à tous les
Membres du jury qui nous ont fait l'honneur d'évaluer ce travail.*

Enfin, nos remerciements à tous nos amis et nos collègues.

Khaoula et Marwa



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents qui m'ont aidé et soutenu durant toutes ces longues années d'étude.

À ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, que ALLAH les protégés et les garde en bonne santé.

À mes frères et mes sœurs.

Ainsi qu'à toute la famille Senani et Bouledjoudja.

À tous mes amis : Ahlame, Zhoor, Sara... et toute personne que je connais surtout mon binôme Khaoula .

*Un remerciement spécial pour les gens qui mon aidés :
Mouhamed, mes chéries Dalal et Assia.*

À tous mes collègues de master 2 structure.

À toute la promotion de génie civil 2019

Marwa



Dédicaces

D'un sentiment plein d'amour, de sincérité et fidélité, je dédie ce travail :

A mes chers parents : ma mère Zakia et mon père Allaoua

A qui je dois ce qui je suis

Pour votre amour, votre compréhension, votre patience et votre tendresse sont toujours pour moi sans limite, vous m'avez soutenu le long de mes études et vous avez tout sacrifié pour ma réussite, que Dieu vous garde en bon santé.

A mes chères sœurs : Ibtissem et Amina.

A mes chers frères : Belkassem, Allilo et Khaled.

Pour leurs soutiens infinis et leurs aides incessantes, à qui je souhaite un meilleur avenir.

A tous les membres familles de Leghouchi et Soukhou.

A mes très chères amies qui m'ont toujours encouragé : Ahlame, Zhor...et toute personne que je connais surtout mon binôme Marwa .

Un remerciement spécial pour les gens qui mon aidés : Salim, Mouhamed, mes chéries Dalal et Assia.

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

À toute la promotion de génie civil 2019

Khaoula

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une tour à usage d'habitation et commerciale constituée d'un sous-sol et d'un rez de chaussée plus (9) étages en béton armé, implantée en Jijel, à Mezghitane, Jijel qui est classé en zone sismique IIa selon de RPA99/version2003.

Les éléments de la structure sont dimensionnés et ferrailés à l'aide des règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), en appliquant le BAEL91.

L'étude est conformée aux règles parasismiques algériennes 99 /version2003.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Radier, Poutre, Acier, Contreventement mixte, Etude dynamique.

Abstract

This project presents a detailed study of a residential and commercial tower consisting of one basements and a ground floor plus (9) floors with reinforced concrete, located in Jijel, in Mezghitane, Jijel which is classified in Seismic zone IIa According to RPA99/version2003.

The elements of the structure are dimensioned and reinforced using the design and calculation rules of reinforced concrete structures (CBA93), applying the BAEL91.

The study is consistent with the Algerian paraseismic rules 99/version2003.

Tags: Building, Reinforced concrete, Raft foundation, Beam, Steel, Mixed brace, Dynamic study.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز برج سكني وتجاري يتكون من طابق سفلي وطابق أرضي زائد (9) طوابق، المشكلة بالخرسانة المسلحة، تقع في جيجل، حي مزغيطان. وتصنف هذه المنطقة في المناطق الزلزالية IIa بحسب قوانين مقاومة الزلازل الجزائرية المنقحة RPA99/version2003.

أما بخصوص القياس والتسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناء فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر.

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة المسلحة، الأساس، عارضة، فولاد، الهيكلة المزدوجة، الدراسة الميكانيكية.

Sommaire

Introduction générale.....	1
CHAPITRE I: PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX	
I-1- Introduction :.....	2
I-2- Définition :.....	2
I-3- Présentation de l'ouvrage :.....	2
I-4- Caractéristique de l'ouvrage :.....	2
I-5- Données géotechniques :.....	4
I-6- Les règlements de calcul :.....	4
I-7- Caractéristiques des matériaux	4
I-7-1- Introduction :.....	4
I-7-2- le béton :.....	4
I-7-3- Composants du béton :.....	5
I-7-4- Caractéristiques mécaniques du béton :.....	6
I-7-4-1- Résistance à la compression :	6
I-7-4-2- Résistance à la traction :	6
I-7-4-3- Modules de déformation longitudinale :.....	6
I-7-4-4- Coefficient de poisson :	7
I-7-4-5- Contraintes limites :.....	7
I-7-5- Caractéristiques mécaniques de l'acier :.....	9
I-7-5-1- Limite d'élasticité garantie f_e :.....	9
I-7-5-2- Diagramme contrainte-déformation :.....	9
I-7-6- Actions et sollicitations :.....	11
I-7-6-1- Actions :.....	11
I-7-6-2- Sollicitations :	11
CHAPITRE II: PRÉ-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES	
II-1- Pré dimensionnement des éléments :.....	12
II-1-1- Introduction :	12
II-1-2- Les planchers :.....	12
II-1-3- Pré dimensionnement des poutres :	16

Sommaire

II-1-4- Pré dimensionnement des voiles :	19
II-1-5- Local d'ascenseur :	20
II-1-6- Pré dimensionnements des balcons :	21
II-1-7- Pré dimensionnements des escaliers :	21
II-1-8- Pré dimensionnements des poteaux :	23
II-2- Evaluation des charges et des surcharges :	25
II-2-1- Les planchers:	25
II-2-2- Les escaliers :	26
II-2-3- Les murs :	27
II-2-4- Les balcons :	28
II-3- Descente de charge :	29
II-3-1- Définition:	29
II-3-2- Dégression des charges :	29

CHAPITRE III : CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III-1- Introduction	53
III-2- Acrotère	53
III-2-1- Introduction	53
III-2-2- Dimensions et modélisation de l'acrotère	53
III-2-3- Principe de calcul	54
III-2-4- Calcul des sollicitations	55
III-2-5- Vérification au flambement	55
III.2.5.1. Calcul de l'excentricité	55
III-2-6- Les sollicitations majorées	56
III-2-6-1- Calcul de coefficient de majoration	56
III-2-7- Le ferrailage de l'acrotère	56
III-2-7-1- Calcul à l'ELU	56
III-2-8- Schéma de ferrailage	61
III-3- Calcul des planchers	62
III-3-1- Introduction	62
III-3-2- Plancher corps-creux	62
III-3-2-1- Les poutrelles	62
III-3-2-2- Méthode de calcul	62

Sommaire

III-3-2-3- Détermination des charges agissant sur les poutrelles	67
III-3-2-4- Calcul des sollicitations	67
III-3-2-5- Calcule les armatures à L'ELU	79
III-3-2-6- La dalle de compression	101
III-3-2-7- Ferrailage des poutrelles	102
III-3-3- Plancher à dalle pleine	105
III-3-3-1- Plancher à dalle pleine.....	105
III-3-3-2- Schéma de ferrailage.....	112
III-3-3-3- Schéma de ferrailage	117
III-4- Étude de l'escalier.....	118
III-4-1- Définition	118
III-4-2- Calcul des escaliers à trois volées	118
III-4-2-1- Calcul de la 1 ^{ère} et 3 ^{ème} volée (AB=CD)	119
III-4-2-2- Calcul de la 2 ^{ème} volée.....	125
III-4-3- Etude de la poutre palière	129
III-4-3-1- Pré dimensionnement	129
III-4-3-2- Calcul des sollicitations	130
III-4-3-3- Ferrailage de la poutre palière	131
III-4-4- Calcul de l'escalier de l'entrée principale	135
III-4-4-1- Calcul des sollicitations	135
III-4-4-2- Calcul des armatures	136
III-4-4-3- Schéma de ferrailage des escaliers	138
III-5- Les balcons.....	140
III-5-1- Introduction	140
III-5-2- Balcons encastrés sur deux côtés	140
III-5-2-1- Evaluation des charges	140
III-5-2-2- Sollicitation de calcul	140
III-5-2-3- Le Ferrailage	142
III-5-3- Schéma de ferrailage du balcon	146

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV-1- Introduction :.....	147
IV-2- Objectifs de l'étude dynamique :	147
IV-3- Choix de la méthode de calcul :	147

Sommaire

IV-3-1- Présentation de la méthode statique équivalente :	147
IV-3-2- Présentation de méthode modale spectrale :	148
IV-3-3- Présentation de la méthode dynamique par accélérogramme :	148
IV-3-4- Choix de la méthode de calcul pour notre structure :	148
IV-4- Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :	148
IV-5- L'analyse dynamique de la structure par ETABS :	152
IV-5-1- Spectre de réponse de calcule :	152
IV-5-2- Modélisation de la structure :	153
IV-5-2-1- Description du logiciel ETABS :	153
IV-5-2-2- Modélisation des éléments structuraux :	153
IV-5-2-3- Modélisation de la masse :	154
IV-5-2-4- Nombre de mode à prendre en compte :	154
IV-6- Etape de modélisation :	155
IV-7- La propension de disposition des voiles :	155
IV-8- Période fondamentale théorique :	158
IV-9- Disposition des voiles :	159
IV-10- Poids total de la structure :	160
IV-11- Vérifications réglementaire :	160
IV-12- Modélisation par brochette :	163
IV-13- Vérification des déplacements latéraux inters étage :	167
IV-14- Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3):	172
CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS	
V-1- Introduction :	173
V-2- Ferrailage des poutres :	173
V-2-1- Combinaisons des charges :	173
V-2-2- Calcul de ferrailage :	174
V-2-2-1- Ferrailage des poutres Principales :	174
V-2-2-2- Ferrailage des poutres Secondaire :	178
V-3- Ferrailage des poteaux :	182
V-3-1- Recommandation du RPA 99/version 2003 :	182
V-3-2- Calcule de Ferrailage :	184

Sommaire

V-3-3- Vérification de ferrailage des poteaux :	186
V-3-4- Calcul des armatures transversales :	188
V-4- Ferrailage des voiles :	191
V-4-1-Introduction :	191
V-4-2- Voiles pleins :	191
V-4-3- Calcul du ferrailage vertical :	193
V-4-4- Etude des sections :	193
V-4-5- Calcul de Ferrailage des voiles pleins :	195
V-4-5-1- Calcul de ferrailage vertical :	196
V-4-5-2- Espacement des armatures verticales :	196
V-4-5-3- Vérification de la résistance au cisaillement :	199
V-4-5-4- Calcul de ferrailage horizontal :	201

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI-1- Introduction :	209
VI-2-Choix du type de fondations :	209
VI-3- Pré dimensionnement du radier :	213
VI-3-1- L'épaisseur du radier :	213
VI-3-2- Nervure :	214
VI-3-3-vérification du poinçonnement :	216
VI-4- Caractéristiques géométriques du radier :	217
VI-4-1- Vérification de la stabilité du radier :	218
VI-4-1-1- Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :	218
VI-4-1-2- Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$:	218
VI-4-1-3- Vérification de la compression sous $G + Q \pm E$:	219
VI-5- Ferrailage du radier :	220
VI-5-1- Etude de débord du radier :	222
VI-5-2- Schéma de ferrailage de débord du radier :	224
VI-6- Calcul des nervures :	225
VI-7- Calcul des éléments de soutènement	231
VI-7-1- Introduction :	231
VI-7-2- Dimensionnement du voile :	231

Sommaire

VI-7-3- Calcul de la poussée de terre :.....	231
VI-7-4- Calcul de la poussée due aux surcharges :.....	232
VI-7-5- Ferrailage du voile périphérique :.....	233
Conclusion générale.....	237



LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau-I-1 La limite d'élasticité de l'acier.....	9
---	---

CHAPITRE II

Tableau-II-1 Charge permanent due au plancher terrasse.....	25
Tableau-II-2 Charge permanente due au plancher étage (corps creux).....	26
Tableau-II-3 Charge permanente due au plancher S-Sol (dalles pleines).....	26
Tableau-II-4 Charge permanent due au palier.....	26
Tableau-II-5 Charge permanente due au Paillasse à 35,31°.....	27
Tableau-II-6 Charge permanente due au Paillasse à 32,92°.....	27
Tableau-II-7 Charge permanente due aux murs extérieurs.....	27
Tableau-II-8 Charge permanente due aux cloisons intérieures.....	28
Tableau-II-9 Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois.....	28
Tableau-II-10 Charge permanente due au Balcon terrasse.....	28
Tableau-II-11 Charge permanente due au Balcon étage.....	29
Tableau-II-12 Descente de charge correspond au poteau central.....	37
Tableau-II-13 descente des charges pour le poteau intermédiaire.....	49

CHAPITRE III

Tableau-III-1 évaluation des charges.....	55
Tableau-III-2 Les sollicitations dues à l'acrotère.....	55
Tableau- III-3 la sollicitation après majoration.....	56
Tableau- III-4 calcule des ferrailages à ELU.....	57
Tableau-III-5 Charges supportées par Les poutrelles.....	68
Tableau-III-6 Résultats des sollicitations en travée (type 01).....	68
Tableau-III-7 Résultats des sollicitations sur appuis (type 01).....	68
Tableau-III-8 Résultats des sollicitations en travée (type 01).....	69
Tableau-III-9 Résultats des sollicitations sur appuis (type 01).....	69
Tableau-III-10 Résultats des sollicitations en travée (type 02).....	70
Tableau-III-11 Résultats des sollicitations en appui (type 02).....	70
Tableau-III-12 Résultats des sollicitations en travée (type 02).....	70
Tableau-III-13 Résultats des sollicitations sur appui (type 02).....	71
Tableau-III-14 Résultats des sollicitations en travée (type 03).....	71

Tableau-III-15 Résultats des sollicitations sur appui (type 03).....	71
Tableau-III-16 Résultats des sollicitations en travée (type 04).....	72
Tableau-III-17 Résultats des sollicitations sur appui (type 04).....	72
Tableau-III-18 Résultats de calcul des efforts tranchants (type 1).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau-III-19 Résultats de calcul des efforts tranchants (type 1).....	76
Tableau-III-20 Résultats de calcul des efforts tranchants (type 02).....	76
Tableau-III-21 Résultats de calcul des efforts tranchants (type 02).....	77
Tableau-III-22 Résultats de calcul des efforts tranchants (type 03).....	77
Tableau-III-23 Résultats de calcul des efforts tranchants (type 04).....	77
Tableau-III-24 Résultats de calcul de ferrailage de type1 (plancher terrasse).....	81
Tableau-III-25 Résultats de calcul de ferrailage de type1 (Plancher habitation).....	84
Tableau-III-26 Résultats de calcul de ferrailage de type1 (plancher terrasse).....	88
Tableau-III-27 Résultats de calcul de ferrailage de type1 (Plancher habitation).....	92
Tableau-III-28 Résultats de calcul de ferrailage de type1 (plancher terrasse).....	95
Tableau-III-29 Résultats de calcul de ferrailage de type1 (plancher terrasse).....	99
Tableau-III-30 Chargement du plancher à dalles pleines.....	107
Tableau-III-31 Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	107
Tableau-III-32 Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS.....	108
Tableau-III-33 Ferrailage de panneau à l'ELU.....	109
Tableau-III-34 Vérification des contraintes à l'ELS.....	111
Tableau-III-35 Chargement du plancher à dalles pleines.....	113
Tableau-III-36 Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	113
Tableau-III-37 Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS.....	113
Tableau-III-38 Ferrailage de panneau à l'ELU.....	115
Tableau-III-39 Vérification des contraintes à l'ELS.....	117
Tableau-III-40 Résultats du calcul des moments de l'escalier.....	120
Tableau-III-41 Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.....	120
Tableau-III-42 Les Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.....	121
Tableau-III-43 Déférents coefficients pour le calcul de la flèche.....	123
Tableau-III-44 LA flèche due à G.....	124
Tableau-III-45 LA flèche due à G et Q.....	124
Tableau-III-46 la flèche due à J.....	125
Tableau-III-47 Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.....	126
Tableau-III-48 Résultats de calcul de ferrailage de l'escalier.....	127
Tableau-III-49 Résultats de calcul de ferrailage des armatures de répartition.....	127

Tableau-III-50	Résultats de ferrailage de la poutre palière calcul de.....	131
Tableau-III-51	Charges appliquées sur l'escalier.....	135
Tableau-III-52	Résultats du calcul des moments de l'escalier.....	136
Tableau-III-53	Les Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.....	136
Tableau-III-54	Résultats des efforts du balcon à l'ELU.....	141
Tableau-III-55	Résultats des efforts du balcon à l'ELS.....	141
Tableau-III-56	Résultat de ferrailage du balcon à l'ELU.....	143
Tableau-III-57	Résultat de ferrailage de balcon à l'ELS.....	144
Tableau-III-58	ferrailage à l'ELS du balcon.....	144
Tableau-III-59	ferrailage à l'ELS du balcon.....	145

CHAPITRE IV

Tableau-IV-1	Coefficient d'accélération de zone A.....	149
Tableau -IV-2	Classification de la structure selon le système de contreventement.....	149
Tableau-IV-3	Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.....	150
Tableau-IV-4	Pénalité P_q en fonction des critères de qualités.....	151
Tableau-IV-5	Valeurs de ξ (%).....	151
Tableau-IV-6	Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1.....	155
Tableau-IV-7	Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2.....	156
Tableau-IV-8	Période fondamentale de la structure.....	158
Tableau-IV-9	Poids de chaque niveau.....	160
Tableau-IV-10	valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+accidentel).....	161
Tableau-IV-11	Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.....	161
Tableau-IV-12	La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.....	164
Tableau-IV-13	La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.....	164
Tableau-IV-14	La distribution de l'effort tranchant suivant X.....	166
Tableau-IV-15	La distribution de l'effort tranchant suivant Y.....	166
Tableau-IV-16	Vérification des déplacements.....	168
Tableau-IV-17	Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X.X.....	170
Tableau-IV-17	Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y.Y.....	171
Tableau-IV-18	Vérification de la stabilité au renversement.....	171
Tableau-IV-19	Vérification de L'effort normal réduit.....	173

CHAPITRE V

Tableau-V-1 Calcul du ferrailage des poutres principales étage courants.....	175
Tableau-V-2 Calcul du ferrailage des poutres secondaires.....	179
Tableau-V-3 Les sollicitations dans les différents poteaux.....	185
Tableau-V-4 Résultats de ferrailage des poteaux.....	185
Tableau-V-5 Résultats de vérification de ferrailage des poteaux.....	186
Tableau-V-6 Vérification selon BAEL.....	187
Tableau-V-7 Vérification selon RPA.....	187
Tableau-V-8 Les armatures transversales des poteaux.....	189
Tableau-V-9 Longueur de recouvrement.....	189
Tableau-V-10 Vérification des contraintes à l'ELS.....	190
Tableau-V-11 Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile longitudinal.....	198
Tableau-V-12 Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversale.....	199
Tableau-V-13 Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X.....	200
Tableau-V-14 Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y.....	200
Tableau-V-15 ferrailage horizontal des voiles sens X-X.....	202
Tableau-V-16 ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y.....	202

CHAPITRE VI

Tableau -VI-1 Surfaces revenantes aux semelles isolées.....	211
Tableau -VI-2 Surfaces revenantes aux voiles.....	212
Tableau -VI-3 Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$	218
Tableau-VI-4 Calcul des contraintes.....	219
Tableau-VI-5 Vérification de la compression sous $G+Q \pm E$	219
Tableau-VI-6 Les sollicitations à l'ELU.....	220
Tableau-VI-7 Les sollicitations à l'ELS.....	220
Tableau-VI-8 Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU.....	221
Tableau-VI-9 Vérification des contraintes à l'ELS.....	222
Tableau-VI-10 Ferrailage de débord de radier à l'ELU.....	223
Tableau-VI-11 Vérification de débord de radier à l'ELS.....	224

Tableau-VI-12 Le ferrailage des nervures de radier dans les deux senses à l'ELU	227
Tableau-VI-13 Vérification à l'ELS	227
Tableau -VI-14 Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS	228
Tableau-VI-15 Les sollicitations à l'ELU	233
Tableau-VI-16 Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU	234
Tableau-VI-17 Les sollicitations à l'ELS	234
Tableau-VI-18 Vérification à l'ELS	235

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure-I-1 Diagramme Déformation-Contrainte du béton.....	8
Figure-I-2 Diagramme Déformation – Contrainte de l’acier.....	10

CHAPITRE II

Figure-II-1 Schéma d’une dalle a corps creux.....	13
Figure-II-2 Coup Transversale du plancher Corps creux.....	14
Figure-II-3 Dimensionnement de la poutrelle.....	14
Figure- II-4 Dimension d’un panneau de dalle.....	15
Figure-II-5 Dimensionnement d’une poutre.....	17
Figure-II-6 Dimension des poutres.....	19
Figure –II-7 Coupe de voile en élévation.....	20
Figure-II-8 Composition d’un escalier.....	21
Figure-II-9 Dimensions de l’escalier.....	22
Figure-II-10 Dimensionnement d’un poteau.....	24
Figure -II-11 Détails Plancher terrasse et étage.....	25
Figure-II-12 Représentation des différents niveaux.....	31
Figure-II-13 les sections venant au poteau central.....	32
Figure-II-14 les sections venant au poteau central.....	33
Figure-II-15 les sections venant au poteau central.....	34
Figure-II-16 les sections venant au poteau central.....	35
Figure- II-17 les sections venant au poteau intermédiaire.....	41
Figure- I-18 les sections venant au poteau intermédiaire.....	42
Figure-II-19 les sections venant au poteau intermédiaire.....	43
Figure-II-20 les sections venant au poteau intermédiaire.....	44
Figure-II-21 les sections venant au poteau intermédiaire.....	45
Figure-II-22 les sections venant au poteau intermédiaire.....	46

CHAPITRE III

Figure –III-1 Acrotère.....	54
Figure- III-2 Coupes transversales de l’acrotère.....	57
Figure-III-3 Position de centre de pression.....	59
Figure-III-4 Schéma de ferrailage de l’acrotère.....	61
Figure-III-5 La Section de la poutrelle.....	65
Figure -III-6 Les différent type des poutrelles.....	65
Figure-III-7 Ferrailage des poutrelles (Type 01).....	102
Figure-III-9 Ferrailage des poutrelles (Type 02).....	103
Figure-III-11 Ferrailage des poutrelles (Type 03).....	104
Figure-III-12 Ferrailage des poutrelles (Type 04).....	105
Figure-III-13 Dalle pleine.....	105
Figure-III-14 Distribution des moments sur les panneaux.....	107
Figure-III-15 Ferrailage de la dalle pleine.....	112
Figure-III-16 Ferrailage de la dalle pleine.....	118
Figure-III-17 Coupe sur les escaliers.....	118
Figure- III-18 Vue en plan des escaliers.....	118
Fig-III-19 Schéma statique de l’escalier.....	119
Figure –III-20 charge équivalente.....	119
Figure-III-21 Schéma statique de la 2ème volée.....	126
Figure –III-22 Poutre palière.....	129
Figure –III-23 Vue en élévation de la poutre brisée.....	129
Figure –III-24 La charge sur la poutre palière à ELU.....	130
Figure –III-25 Représentation et schéma statique de l’escalier.....	135
Figure-III-26 Ferrailage volée AB et CD.....	138
Figure-III-27 Ferrailage volée EF.....	139
Figure-III-28 Ferrailage de la poutre palière.....	139
Figure-III-29 Dimensions du balcon.....	140
Figure-III-30 Ferrailage du balcon encastré sur deux côté.....	146

CHAPITRE IV

Fig-IV-1 Diagramme de spectre en fonction de site par RPA.....	152
Fig-IV-2 Le spectre de réponse	152
Fig-IV-3 Modélisation de la structure par ETABS.....	154

Fig-IV-4 Mode 1 ; T=0,94sec.....	156
Fig-IV-5 Mode 2 ; T=0.87sec.....	157
Fig-IV-6 Mode 3 ; T=0.82sec.....	157
Fig-IV-7 La disposition des voiles proposés.....	159
Fig-IV-8 Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.....	165
Fig-IV-9 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur.....	167
Fig-IV-10 Déplacements horizontal dans les deux sens.....	169

CHAPITRE V

Figure-V-1 schéma de la poutre principale.....	174
Figure-V-2 Ferrailage des poutres principales (30*45).....	178
Figure-V-3 schéma de la poutre secondaire.....	178
Figure-V-4 Ferrailage des poutres secondaires (30*40).....	182
Figure-V-5 Ferrailage des poteaux.....	190
Figure-V-6 Section transversale de voile.....	192
Figure-V-7 S P C.....	194
Figure-V-8 S E C.....	195
Figure-V-9 S E T.....	195
Figure-V-10 Vue en plan des voiles existants.....	196
Figure-V-11 Ferrailage du voileV1 _X	203
Figure-V-12 Ferrailage du voileV2 _X	203
Figure-V-13 Ferrailage du voileV3 _X	204
Figure-V-14 Ferrailage du voileV4 _X	204
Figure-V-15 Ferrailage du voileV5 _X	204
Figure-V-16 Ferrailage du voileVasc6 _X	205
Figure-V-17 Ferrailage du voileV7 _X	205
Figure-V-18 Ferrailage du voileVasc8 _X	205
Figure-V-19 Ferrailage du voileV1 _Y	206
Figure-V-20 Ferrailage du voileV2 _Y	206
Figure-V-21 Ferrailage du voileV3 _Y	207
Figure-V-22 Ferrailage du voileV6 _Y	207
Figure-V-23 Ferrailage du voileV7 _Y	207
Figure-V-24 Ferrailage du voileV8 _Y	208

CHAPITRE VI

Figure-VI-1 Semelle isolée	209
Figure -VI-2 Semelle filante	211
Figure-VI-3 Schéma Statique du radier	213
Figure-VI-4 Schéma du radier sous SOCOTEC	217
Figure-VI-5 Schéma du débord.....	222
Figure-VI-6 schéma de ferrailage débordement	224
Figure-VI-7 diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 2016	226
Figure-VI-8 ferrailage des nervures : sur appuis	229
Figure-VI-9 ferrailage des nervures : en travée	230
Figure-VI-10 poussée de terre.....	231
Figure-VI-11 Ferrailage de voile périphérique	236

NOTATIONS

A, A_s : Aire d'une section d'acier.
A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.
B : Aire d'une section de béton
D : Diamètre, rigidité
E : Module d'élasticité longitudinal, séisme.
E_b : Module de déformation longitudinal béton.
E_i : Module de déformation instantanée (**E_{vj}** : Pour a l'âge de j jours).
E_s : Module d'élasticité de l'acier.
E_v : Module de déformation différé
E_{vj} : pour chargement applique à l'âge de j jours).
F : force ou action générale.
G : charge permanente.
Q : surcharge d'exploitation.
I : moment d'inertie.
L : longueur ou portée.
M : moment de flexion le plus souvent.
M_u : Moment a' l'état limite ultime.
M_{ser} : Moment de calcul a' l'état limite de service.
N : effort normal.
Q : action ou charge variable.
S : section
T, V : effort tranchant.
f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du l'âgé de j jours
f_{c28} et **f_{t28}** : grandeurs précédemment calculées à 28 jours.
d : Hauteur utile.

h_t : hauteur totale du plancher.
h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
L_x : Longueur maximale entre axes
A' : section d'armature comprimées
A : section d'armature tendue
e : excentricité d'un résultante ou d'un effort par apport au centre de gravité de la section.
S : espacement des armatures en général.
S_t : Espacement des armatures transversales.
f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

NOMENCLATURES GRECQUES :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.
α : Angle en général, coefficient
ε_{bc} : Raccourcissement relatif du béton.
ε_s : Déformation de l'acier.
η : Coefficient de fissuration relative a une armature.
θ : Coefficient sans dimension.
λ : Élancement.
ν : Coefficient de poisson.
ρ : Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.
σ : Contrainte normale général.
σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de traction dans l'acier.
τ_{u adm} : Contrainte tangentielle admissible.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction général

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les réalisations et les constructions civiles. Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation des ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport et environnement.

A ce titre, le projet de fin d'étude a pour but de confronter l'apprentissage théorique avec une application dans la réalité, il sert également à apprendre et maîtriser les ficelles du métier au sein d'une équipe et se familiariser avec les données des établissements.

En outre, il permet d'acquérir les différentes qualités qu'on doit avoir afin de progresser et de préparer sa future carrière, aussi il permet d'apprendre l'utilité du travail en groupe et l'importance des relations humaines concernant le contact de l'ingénieur vis-à-vis les techniciens et ses autres collègues.

D'ailleurs, ce rapport traduit les résultats des différentes activités, recherches et études pour la réalisation du projet de fin d'étude dont le thème est :

« Etude d'un tour R+9 avec Sous-sol à usage habitation »

Ce mémoire est composé de six chapitres :

- ✚ Le premier chapitre entame une présentation générale du projet et caractéristique des matériaux.
 - ✚ Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement et descente de charge des éléments.
 - ✚ Le troisième chapitre présente l'étude des éléments secondaires (acrotère, plancher corps creux, dalle pleine, escaliers, balcon).
 - ✚ Le quatrième chapitre est consacré à l'étude sismique de la structure.
 - ✚ Le cinquième chapitre destinée à l'étude des éléments résistants (poteaux, poutres, voiles).
 - ✚ Le sixième chapitre visa à l'étude d'infrastructure.
-

Chapitre I :
PRÉSENTATION DE
L'OUVRAGE ET
CARACTÉRISTIQUE
DES MATÉRIAUX

I-1- Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur les quelles prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels, l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés et des descriptions du projet à étudier

I-2- Définition :

Nous allons étudier un bâtiment en béton arme de neuf étages, avec décrochement en plan, son utilisation est prévue pour un bâtiment a usage d'habitations et commercial.

Cet ouvrage situe dans une zone de moyenne sismicité classée selon RPA99 version 2003 (Règlement parasismique Algérien) comme zone (II_a), et groupe d usage (2).

I-3- Présentation de l'ouvrage :

Cet ouvrage est conçu de manière à avoir 4 appartements au niveau de chaque étage .C'est un projet composé d'un bâtiment (R + 9 + un sous-sol) en béton armé comportant un type de logement (2F3 et 2F₄). Le bâtiment composé d'un sous-sol à usage commercial et d'un rez de chaussée plus 9 étages à usage d'habitation dont le lieu d'implantation est la wilaya de Jijel (Mezghitane).

I-4- Caractéristique de l'ouvrage :

- **Géométrie :**

Les dimensions de la structure sont données comme suit :

✚ Longueur en plan.....	29.60 m.
✚ Largeur en plan.....	19.50 m.
✚ Hauteur du RDC.....	3.06 m.
✚ Hauteur des étages courants.....	3,06 m.
✚ Hauteur de sous-sol	4 m.
✚ Hauteur totale du bâtiment	34.60m.

- **Ossature de l'ouvrage :**

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article (3.4.A) pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 8.00 m. Par conséquent, notre contreventement est assuré par des portiques et des voiles dans les deux directions.

Chapitre I : Présentation du projet

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- **Planchers :**

Nous avons opté pour deux types de planchers :

Plancher à corps creux (16+4) cm pour les différents étages (RDC + 1^{er}, ..., 9^{eme} étage) aussi que la terrasse.

Plancher à dalle pleine pour le sous sol, les balcons et les voiles périphériques et paliers.

- **maçonnerie :**

Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits, et pour mur intérieur une cloison.

- **L'acrotère :**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm.

D'hauteur et de 10cm d'épaisseur.

- **Escaliers :**

La cage d'escalier permet l'accès aux différents niveaux, elle est constituée à chaque niveau de trois volées droites; qui sera réalisé en béton armé coulé sur place.

- **Cage d'ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

- **Revêtement :**

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Enduit plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

Chapitre I : Présentation du projet

I-5- Données géotechniques :

Le bâtiment est implanté dans une Zone classée par le RPA/V2003 comme :

- Une Zone de sismicité (ZONEII).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme site2 (site ferme).

D'après le rapport géotechnique :

- La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma} = 2\text{bars}$

I-6- Les règlements de calcul :

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie.

Essentiellement ; nous avons eu recours aux :

- 1- **RPA99** version **2003**.
- 2- **CBA93** (Code du béton armé).
- 3- **DTR B.C.2.2** (Charge permanentes et surcharges d'exploitations).
- 4- **D.T.R C2-4.7** (règlement neige et vent « **R.N.V.1999** »).
- 5- **BAEL91 modifié 99**.

I-7- Caractéristiques des matériaux

I-7-1- Introduction :

Le béton armé se compose de béton et des armatures, le béton représente une bonne résistance à la compression et une faible résistance à la traction, l'acier offre une bonne résistance de traction, de l'association de ces deux matériaux, il en résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I-7-2- le béton :

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciments), d'eau et éventuellement de produits d'addition (les adjuvants). Dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

I-7-3- Composants du béton :

- **Le ciment :**

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

- **l'eau :**

L'eau doit être propre, si elle contient des chlorures, une réaction chimique aura lieu, est modifiera la prise du ciment. Le béton alors perdra ses qualités de résistance.

- **les granulats :**

Les granulats utilisés sont issus de carrière, ou blocs de roches concassés, la taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande et les plus petites dimensions des éléments, pour le béton employé dans le bâtiment les granulats les plus courants sont le sable et le gravier.

- **Le sable :**

Le sable est constitué des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tous calibres, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- **Le gravier :**

Il est constitué des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Il doit être dur, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Le béton utilisé est un béton courant doser à 350 kg/m³ de ciment. Sa composition courante pour 1 m³ est comme suit :

Ciment : 350 kg/m³ de (CPA 325).

Gravier : 800 litres de 5/25 mm.

Sable : 400 litres de 0/5mm.

Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

I-7-4- Caractéristiques mécaniques du béton :

I-7-4-1- Résistance à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} .

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge est inférieur à 28 jours on se refait à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour (j) considéré.

On peut admettre (selon **BAEL**) que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} de béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{1,4 + 0,95 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPA.}$$

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{4,76 + 0,83 \cdot j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA.}$$

$$\text{pour } j > 28 \text{ jour} \quad f_{cj} = 1,10 \times f_{c28}.$$

Dans notre projet : $f_{c28} = 25$ MPA

I-7-4-2- Résistance à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à (j) jours, notée f_{tj} , est définie conventionnellement par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}.$$

Dans notre projet $f_{t28} = 2.1$ MPa

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa, de plus cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60$ MPa.

I-7-4-3- Modules de déformation longitudinale :

• Déformations instantanées :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11 \times 10^3 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}.$$

Avec f_{cj} exprimé en Mpa : désignant la résistance caractéristique à la compression à (j) jours.

• Déformations différées :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. On considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Alors le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}.$$

Avec f_{cj} exprime en MPa.

I-7-4-4- Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- ❖ 0,2 : pour le calcul des déformations.
- ❖ 0 (zéro) : pour le calcul des sollicitations.

I-7-4-5- Contraintes limites :

Les sollicitations de calcul ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes.

❖ Contrainte à l'état limite ultime :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

La constante 0,85, coefficient de sécurité, tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée, tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_b = 1,5$cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1,15$cas d'actions accidentelles

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

Chapitre I : Présentation du projet

$\theta=0,85$durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

Dans notre étude on utilisera $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: $\begin{cases} f_{bu} = 14,17 \text{ MPA} & \text{cas courant.} \\ f_{bu} = 18,48 \text{ MPA} & \text{cas accidentelle.} \end{cases}$

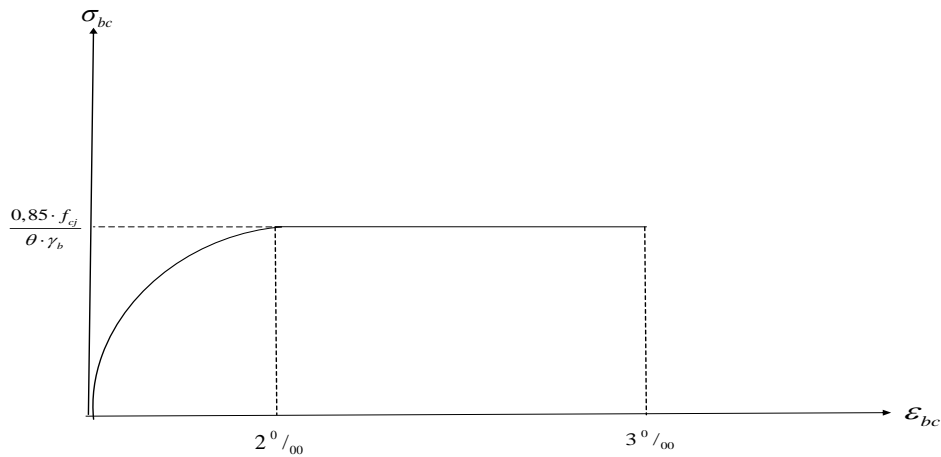


Figure-I-1 Diagramme Déformation-Contrainte du béton.

❖ Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement donne par :

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

V_u : Effort tranchant

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée.

La contrainte admissible de cisaillement :

- Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min (0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPA.}$$

- Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min (0,10 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPA.}$$

❖ Contrainte limite de service :

La contrainte limite de service en compression $\overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA.}$$

Chapitre I : Présentation du projet

I-7-5- Caractéristiques mécaniques de l'acier :

I-7-5-1- Limite d'élasticité garantie f_e :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
	F _e E24	235	
Barres HA -Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA -Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Treillis soudés -lisses -Type 4	TSL	500	emploi courant
	TSHA	520	

Tableau-I-1 La limite d'élasticité de l'acier

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence **HA FeE40** type1 (limite d'élasticité $f_e=400$ MPa), et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE24 ($f_e=235$ MPa).

Le module d'élasticité : $E_s = 2 \times 10^5$ MPa

I-7-5-2- Diagramme contrainte-déformation :

❖ Contrainte limite ultime :

La contrainte limite de traction des aciers en service n'est limitée qu'en cas de fissuration peu préjudiciable, préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ contrainte limite de l'acier}$$

f_e : limite élastique de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier dépendant de la nature des actions.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{action courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{action accidentelle.} \end{cases}$$

Chapitre I : Présentation du projet

Dans notre cas :

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} : \text{Allongement unitaire de l'acier}$$

❖ Contrainte limite de service :

- Fissuration peu nuisible :

Aucune vérification n'est demandée dans ce cas, sauf qu'il faut vérifier la contrainte dans le béton.

- Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) \text{ MPA.}$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) \text{ MPA.}$$

Avec : n Coefficient de fissuration dont la valeur est :

$$\begin{cases} \eta = 1,00 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,60 & \text{pour les aciers haute adhérence.} \end{cases}$$

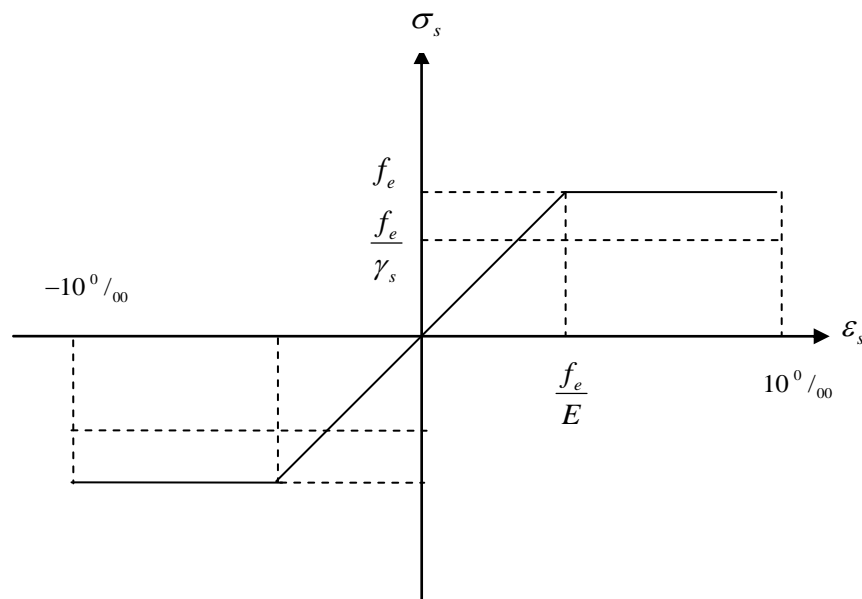


Figure-I-2 Diagramme Déformation – Contrainte de l'acier.

I-7-6- Actions et sollicitations :

I-7-6-1- Actions :

Les actions sont des forces et couples de forces dues aux charges appliquées (Permanent, climatiques, d'exploitations) et aux déformations imposées (Variations de température, tassements d'appuis).

On notera :

- ❖ **G** : Charges permanentes (poids propre de la structure + les équipements fixes).
- ❖ **Q** : Charges variables (exploitations + climatiques).
- ❖ **E** : Action accidentelle (séisme).

I-7-6-2- Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts (efforts normaux, efforts tranchants) et des moments (moments de flexion, moments de torsion) calculés à partir des actions.

❖ Sollicitations de calcul :

Les combinaisons utilisées dans notre étude :

- à l'état limite ultime (ELU).

1,35.G + 1,5.Q.

- à l'état Limite de Service (ELS).

G + Q

- Les combinaisons sismiques utilisées dans notre étude selon le **RPA 99**
Version **2003** :
 - $G + Q + E$.
 - $0,8 \times G \pm E$.
 - $G + Q + 1,2 E$.

Chapitre II :
PRÉ-
DIMENSIONNEMENT ET
DESCENTE DES
CHARGES

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

II-1- Pré dimensionnement des éléments :

II-1-1- Introduction :

Le pré-dimensionnement et descente des charges a pour but le pré-calcul des sections des différents éléments résistants utilisant les règlements du **BAEL91** et le **RPA99/ version2003**, mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré-dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

Dans ce paragraphe, on va faire un pré-dimensionnement pour chaque type des éléments suivants :

- Planchers.
- Poutres.
- Voiles.
- Balcons.
- Escaliers.
- Poteaux.

II-1-2- Les planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2 ,3 et 4 appuis.

Ils sont conçus afin de supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et assurer l'isolation thermique et phonique.

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge.

- Plancher à corps-cieux.
- Plancher à dalle pleine.

a- Pré dimensionnements des planchers a corps creux :

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- ✓ Facilité de réalisation.
- ✓ Réduction de la masse du plancher et par conséquence l'effet sismique.
- ✓ Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
- ✓ Economie dans le cout de coffrage.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

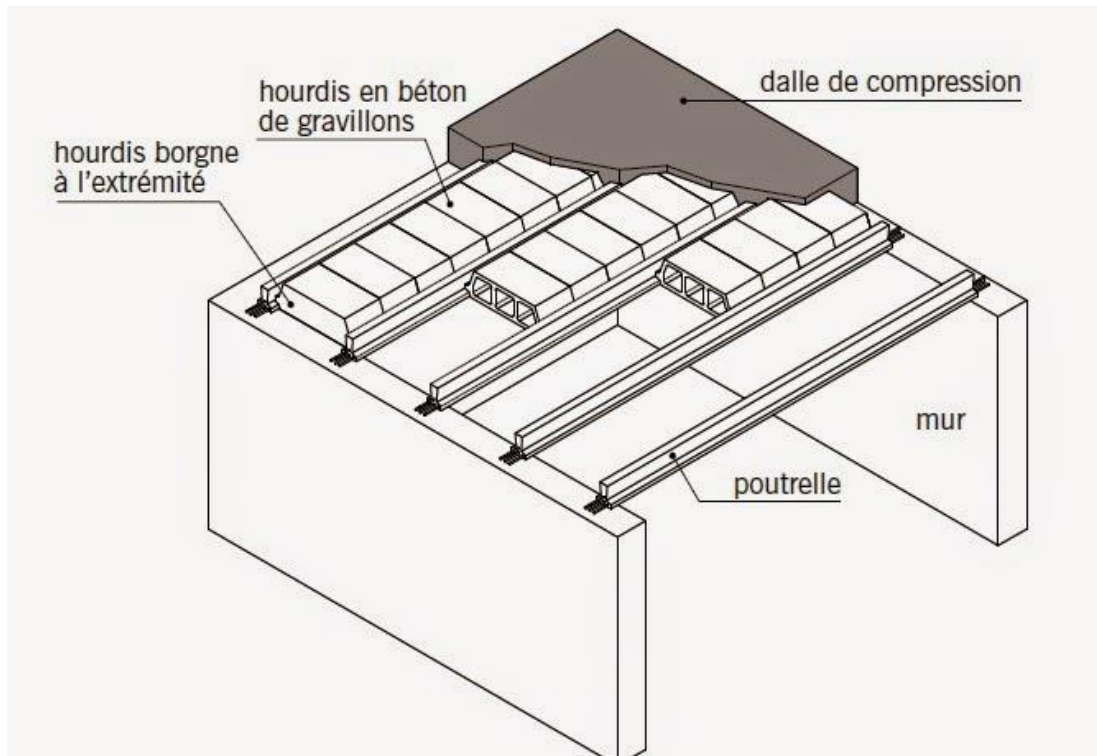


Figure-II-1 Schéma d'une dalle a corps creux

Généralement, l'épaisseur de plancher a corps creux est déterminée par la condition ci-après :

$$H_t/L_x \geq \text{Max}\left(\left(\frac{1}{15}\right) \times (M_t/M_0); \left(\frac{1}{22.5}\right)\right).$$

$$H_t \geq \text{Max}\left(\left(\frac{1}{15}\right) \times (M_t/M_0)L_x; \left(\frac{1}{22.5}\right) L_x\right).$$

Avec :

L : la plus grande portée dans le sens de disposition de nervure entre nus.

Dans notre cas : $L_x=4.00$ m .

M_t : le moment en travée $M_t \geq 0.75 M_0$.

M_0 : le moment isostatique correspondant.

$$H_t \geq \text{Max}\left(\left(\frac{1}{15}\right) \times (0.75 \times 400); \left(\frac{1}{22.5}\right) 400\right).$$

$$H_t \geq \text{Max}(20\text{cm}; 17.77\text{cm}).$$

Donc on adopté $H_t=20$ cm Tel que : $H_t=D+E=16+4$

D : l'épaisseur de corps creux.

E : l'épaisseur de la dalle de compression.

Pour la largeur de la nervure nous avons : $b_0=(8 ; 14)$ cm, $b_0=10$ cm. (En générale).

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

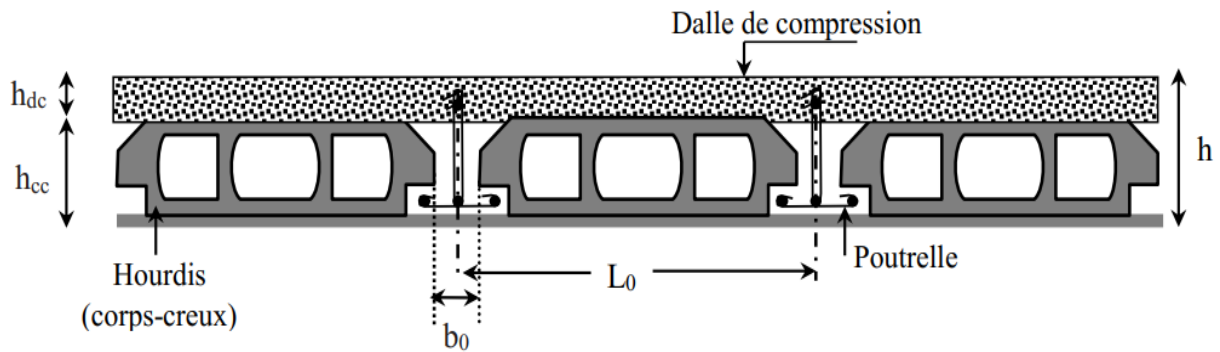


Figure-II-2 Coup Transversale du plancher Corps creux

❖ Pré dimensionnements des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments secondaires, coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, elles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse.

Leur dimension déterminée comme suite :

$$b_1 \leq \left(\frac{l_{\max}}{10} \right) \rightarrow b_1 \leq \frac{400}{10} = 40 \rightarrow b_1 \leq 40 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \left(\frac{L_{\text{hourdi}}}{2} \right) \rightarrow b_1 \leq \frac{55}{2} = 27.5 \rightarrow b_1 \leq 27.5 \text{ cm.}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \rightarrow 24 \leq b_1 \leq 32 .$$

On prend en plus faible valeur $\rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm.}$

Donc on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

Par suit en : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm.}$

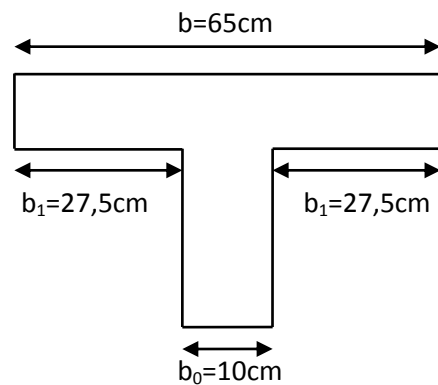


Figure-II-3 Dimensionnement de la poutrelle

b- Pré dimensionnements du plancher en dalle pleines :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis.

Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion simple (poutres, poutrelles ou murs.)

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

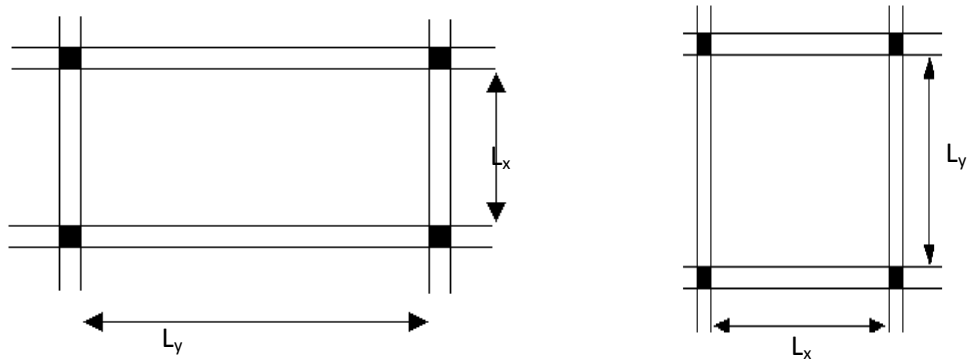


Figure- II-4 Dimension d'un panneau de dalle.

L'épaisseur de la dalle est en fonction de sa portée et des charges qu'elle devra supporter. Elle est déterminée par les conditions suivantes :

❖ Résistance au feu :

D'après BEAL91 :

- e = 7 cm pour une heure de coup de feu.
- e = 11 cm pour deux heures de coup de feu.
- e = 17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

Donc on a pris une épaisseur : e=16 cm.

❖ Isolation phonique :

Selon les règles techniques « BAEL 91 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 16 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On admet : e=16 cm.

❖ Résistance à la flexion :

- Dalle reposant sur deux appuis..... $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis ont une portée égale à :

$L_x=400$ cm.

$$\frac{400}{50} < e < \frac{400}{40} \rightarrow 8 < e < 10$$

On adopte : e=16

❖ Résistance à la flexion :

On doit vérifier que la flèche maximale f_{max} subie par la dalle est inférieure aux valeurs limite des flèches, ceci se traduit par les conditions suivantes :

$$f_{max} \leq \frac{l_x}{500} \quad \text{Si } l_x \leq 5m$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

$$f_{\max} \leq \frac{l_x}{1000} + 0.5 \text{ Si } l_x > 5\text{m}$$

Pour ce fait, on considère une bande de dalle de largeur $b=1$ m avec une épaisseur $e=16$ cm (préalablement déterminé).

$G=6.4 \text{ KN/m}^2$ \longrightarrow Charge permanente.

$Q=1.5 \text{ KN/m}^2$ \longrightarrow Charge d'exploitation.

$$q=1,35G+1,5Q \rightarrow q=10.89 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x=4\text{m}$$

$$E=32 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{\max} = \frac{ql_x^4}{384EI} \leq \frac{l_{\max}}{500} \quad ; \quad I = \frac{be^3}{12} \quad ; \quad \Rightarrow e \geq \sqrt[3]{\frac{12ql_x^4}{384Eb \left(\frac{l_x}{500}\right)}}$$

$e \geq 6.96\text{mm} \iff$ on prend **$e=15$ cm**

❖ Vérification de la flèche :

$$f_{\max} = 0.00066123 \leq \frac{4}{500} = 0.008 \text{ condition vérifier.}$$

Finalement on adopte l'épaisseur de la dalle pleine **$e=15$ cm**.

II-1-3- Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé servant de base à transmettre les charges aux poteaux

Le pré dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules empiriques données par le B.A.E.L modifié 99
- Vérification des conditions imposées sur (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).
- Vérification de la rigidité.

Les trois étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

➤ **D'après le BAEL 91 modifié 99 : la condition de la flèche :**

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La longueur b de la poutre doit être : $0.3h \leq b \leq 0.5h$

Avec :

- L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée.
- h : Hauteur de la poutre.
- b : Largeur de la poutre.

➤ **Selon le R.P.A99 (version 2003) :**

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20\text{cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

a. Poutres longitudinales (secondaire) :

Soit $L_{\max}=440$ cm la longueur maximale dans le sens longitudinal.

➤ **Suivant le BAEL :**

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10}$$

$$29.33 \leq h \leq 44$$

⇒ En prend $h=40\text{cm}$

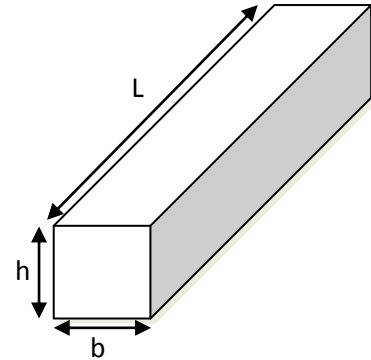


Figure-II-5 Dimensionnement d'une poutre

$$0.3 \times 40 \leq b \leq 0.5 \times 40 \quad ; \quad 12 \leq b \leq 20$$

⇒ En prend $b=30\text{cm}$

➤ **Vérification selon RPA99/version2003 :**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 > 20 \quad \text{(C.V)}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 > 30 \quad \text{(C.V)}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \quad \text{(C.V)}$$

➤ **Condition de rigidité:**

On doit vérifier que : $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$.

$$\frac{40}{440} = 0.0909 > 0.0625 \quad \text{(C.V)}$$

Nous choisissons une poutre de $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

b. Poutre transversals (principals):

Soit $L_{\max} = 4.80$ m la longueur maximale dans le sens transversale.

➤ **Suivant le BAEL :**

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10}$$

$$38 \leq h \leq 48$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

⇒ En prend $h=45\text{cm}$

$$0.3 \times 45 \leq b \leq 0.5 \times 45 \quad ; \quad 13.5 \leq b \leq 22.5$$

⇒ En prend $b=30\text{cm}$

➤ **Vérification selon RPA99/version2003 :**

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-apres :

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 > 20 \quad (\text{C.V})$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 45 > 30 \quad (\text{C.V})$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{45}{30} = 1.33 < 4 \quad (\text{C.V})$$

➤ **Condition de rigidité:**

On doit vérifier que: $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$.

$$\frac{45}{480} = 0.09375 > 0.0625 \quad (\text{C.V})$$

Nous choisissons une poutre de $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$

Finalement on adopte les sections suivantes :

Poutres principales : $b \times h = 30 \times 45 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

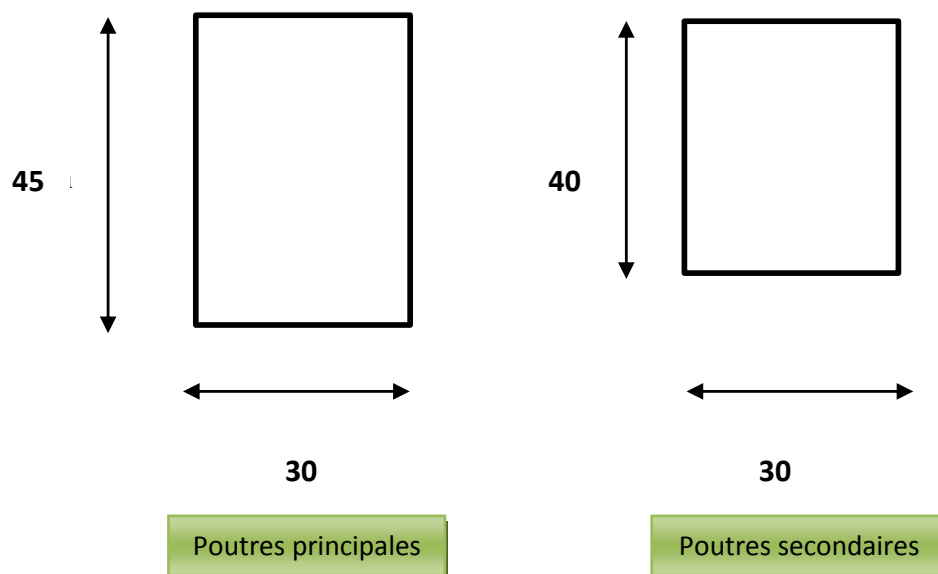


Figure-II-6 Dimension des poutres

II-1-4- Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article (7.7.1) du **RPA99/V2003**. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharge.
- Les actions horizontales : effet de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposée pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le **RPA99V2003** article (7.7.1) :

Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. Où « **L** » et « **e** » sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile. L'épaisseur minimale est de 15 cm. Comme indique la figure :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

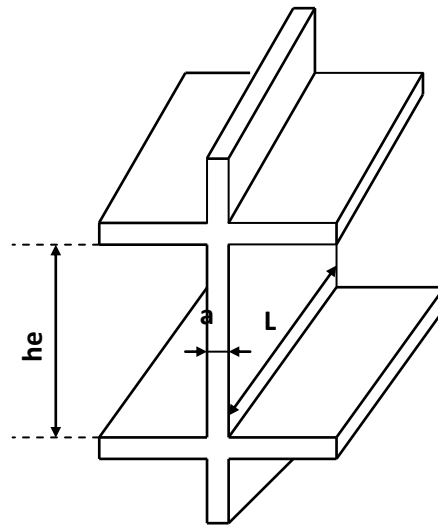


Figure -II-7 Coupe de voile en élévation.

L'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « **he** » et des conditions de rigidité aux extrémités ; D'après le **RPA99/V2003** article (7.7.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} a \geq \mathbf{he}/25 \\ a \geq \mathbf{he}/22 \\ a \geq \mathbf{he}/20 \end{array} \right. \implies a \geq \mathbf{he}/20 \quad (\text{Condition recommandée})$$

he = 3.06 m

Avec **h** : Hauteur d'étage

$$a \geq 306 / 20 = 15.3\text{cm}$$

→ **On prend e = 20cm**

$$L_{\min} = 2.85\text{m} > 4.e = 0.8 \dots \dots \dots (\text{cv})$$

II-1-5- Local d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents aux niveaux du bâtiment, il compose essentiellement par sa cabine et sa machinerie.

- Poids de la cabine vide : $P_c = 28.5\text{KN}$
- Charge d'exploitation (pour notre cas de 10 personnes) : $P_e = 7.50\text{KN}$
- Vitesse de l'ascenseur : $V = 1\text{m/s}$

➤ **Dalle de la locale machinerie :**

➤ La dalle du local machinerie est soumise à un chargement plus important à celui des autres dalles, car en plus de son poids propre elle prend le poids de l'ascenseur (poids de la cabine, poids du contre poids,..... etc.)

Voile d'ascenseur : $a \geq h_c / 25$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

$$a \geq 306 / 25 = 12.24 \text{cm}$$

→ On prend $e = 20 \text{cm}$

II-1-6- Pré dimensionnements des balcons :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

➤ La condition de flèche :

Pour les parties en console de plancher de notre bâtiment, nous avons adopté un type de plancher dalle pleine portée sur trois appuis, la condition de la flèche doit être vérifiée :

$$L/15 \leq e \leq (L/20) + 7 \rightarrow L = 155 \text{cm} \text{ \{La longueur de plus grande portée\}}$$

$$155/15 \leq e \leq (155/20) + 7 \rightarrow 10.33 \leq e \leq 14.75$$

Concernant le pré dimensionnement des dalles des balcons, nous adopterons une épaisseur de : $e=15 \text{cm}$.

II-1-7- Pré dimensionnements des escaliers :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'une construction, constitués d'une dalle inclinée (paillasse), avec des dalles horizontales (paliers) ; ces derniers sont coulés sur place.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

➤ Composition des escaliers :

La montée ou la hauteur d'escalier (H)

Le giron : la largeur de marche (g).

L'embranchement : la largeur de la volée

(b).

Le contre marche : la partie verticale d'une marche (h).

La paillasse : plafond qui monte sous marches.

Le palier : la partie horizontale.

La volée : suite ininterrompue des marches.

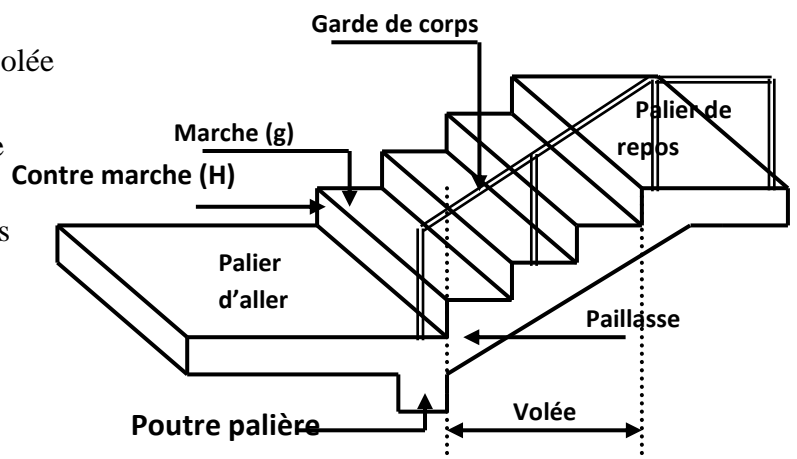


Figure-II-8 Composition d'un escalier.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

Pour notre bâtiment est composé de deux types d'escalier à des paillasse adjacents et des paliers de repos réalisés en béton armé.

- Type 01 : escalier accès aux les niveaux.
- Type 02 : escalier de l'entrée principale.

➤ **Dimensionnement d'escalier :**

✚ **Type 01:**

Le choix de dimension en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

- Pour passer d'un étage à l'autre facilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :

14cm ≤ h ≤ 20cm

Et « g » entre le 22 cm et 33cm : **22cm ≤ g ≤ 33cm**

- Pour vérifier que la condition convient, on utilise la Formule empirique de « BLONDEL » : **g+2h=m**

Avec : 59cm ≤ m ≤ 66cm, dans notre cas :

14cm ≤ h = 17cm ≤ 20cm

22cm ≤ g = 30cm ≤ 33cm

59cm ≤ g+2h = 64cm ≤ 66cm

Donc on opte : g=30cm ; h=17cm.

➤ **Volée 01 :**

- Hauteur : H=3.06 m.
- Giron : g = 30 cm.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL : On a: 60 < 2h+g < 66

Avec: 14,5 < h < 18.

Pour h = 17 cm on aura : H_v = 0.85m et N_c = H_v/h = 0.85/0.17 = 5.

Alors on aura 5 contres marches dans 1^{er} volée :

N_m = N_c-1=5-1=4 marches.

- **Ligne de foulée** : L_f = g.N_m = 0,3x4=1.2m.
- **Inclinaison de la paillasse** : tg α = 0.85/1.2=0.708 alors; α = 35.31°.
- **Epaisseur paillasse** : est calculée suivant la condition suivante : L/30 ≤ e ≤ L/20
On a la longueur de la paillasse est : L = √(0.85² + 1.2²) = 1.47 m alors : 8.3 < e < 12.5
Donc : 1.47/30 ≤ e ≤ 1.47/20

⇒ Alors : 8.3 < e < 12.5

Mais On prend alors : e=15cm..... (Pour assurer la déformabilité des escaliers).

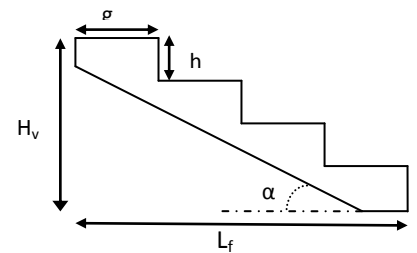


Figure-II-9 Dimensions de l'escalier.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

➤ Volée 02 :

- Hauteur : $H=3.06$ m.
- Giron : $g = 30$ cm.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL : On a: $60 < 2h+g < 66$

Avec: $14,5 < h < 18$.

Pour $h = 17$ cm on aura : $H_v = 1,36$ m et $N_c = H_v/h = 1.36/0.17 = 8$.

Alors on aura 8 contres marches dans 2^{ème} volée :

$N_m = N_c - 1 = 8 - 1 = 7$ marches.

- **Ligne de foulée** : $L_f = g.N_m = 0,3 \times 7 = 2,1$ m.
- **Inclinaison de la paillasse** : $\text{tg } \alpha = 1,36/2,1 = 0,647$ alors; $\alpha = 32,92^\circ$.
- **Epaisseur paillasse** : est calculée suivant la condition suivante : $L/30 \leq e \leq L/20$

On a la longueur de la paillasse est : $L = \sqrt{1.36^2 + 2.1^2} = 2.50$ m .

Donc : $250/30 \leq e \leq 250/20$

⇒ Alors : $8.33 < e < 12.5$

Mais On prend alors : $e = 15$ cm..... (Pour assurer la déformabilité des escaliers)

✚ **Type 02** : escaliers de l'entrée principale :

$H_v = 0.51$ m $h_c = 0.17$ m

- **Nombre des contre marches** :

$N_c = H_v/h = 0.51/0.17 = 3$ contre marche

- **Nombre des marches** :

$N_m = N_c - 1 = 3 - 1 = 2$ marches

- **Ligne de foulée** :

$L_f = g.N_m = 0,3 \times 2 = 0.6$ m

- **Inclinaison** :

$\text{tg } \alpha = 0.51/0.6 = 0,85$ alors; $\alpha = 40.36^\circ$.

- **On a la longueur de la paillasse est** : $L = \sqrt{0.51^2 + 0.6^2} = 0.79$ m .

- **Epaisseur paillasse** : est calculée suivant la condition suivante : $L/30 \leq e \leq L/20$

- ⇒ Alors : $2.63 < e < 3.95$

Mais On prend alors : $e = 15$ cm..... (Pour assurer la déformabilité des escaliers).

II-1-8- Pré dimensionnements des poteaux :

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure et un autre de rive ou d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. Nous appliquerons la loi de dégression des charges d'exploitation.

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression, en vérifiant les hypothèses suivant :

➤ D'après RPA99/version 2003 :

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

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

Min (b, a) ≥ 30 cm

Min (b, a) ≥ h_e / 20

0,25 ≤ b/a ≤ 4

➤ **D'après les règles BAEL91 :**

L'effort normal ultime N_{ul} agissant sur un poteau (compression centré) est donné par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{\gamma_s (A_s / B_r)} \right]}$$

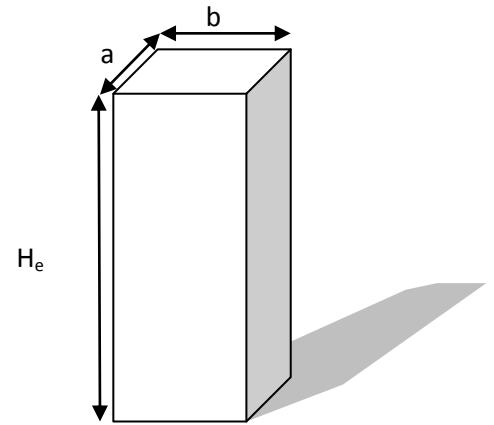


Figure-II-10 Dimensionnement d'un poteau.

Avec:

B_r: section réduite du poteau, **B_r = (a-0.02) (b-0.02) m².**

N_{ult}: Effort normal maximal à l'ELU (N_u=1.35G+1.5Q).

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (ici on prend : f_{c28}=25MPa)

F_e : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend : f_e=400MPa)

A_s : section d'armature dans le poteau

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que : γ_b = 1.5 (situation durable ou transitoire).

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que : γ_s = 1.15 (situation durable ou transitoire).

α : coefficient fonction de l'élançement du poteau calculé par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{array} \right.$$

Généralement le pourcentage de l'acier est de 1% de la section :

$$\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100} \Rightarrow \text{Alors :}$$

$$N_u \leq \alpha \cdot B_r \cdot \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right]}$$

• λ = 35 ⇒ α = 0.708 ⇒ **B_r ≥ 0.064 N_u**

• λ = 50 ⇒ α = 0.603 ⇒ **B_r ≥ 0.075 N_u**

N_u Est déterminé à partir de la descente des charges.

Pour des raisons de sécurité on adopte : **B_r = 0,075.N_u.**

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

II-2- Evaluation des charges et des surcharges :

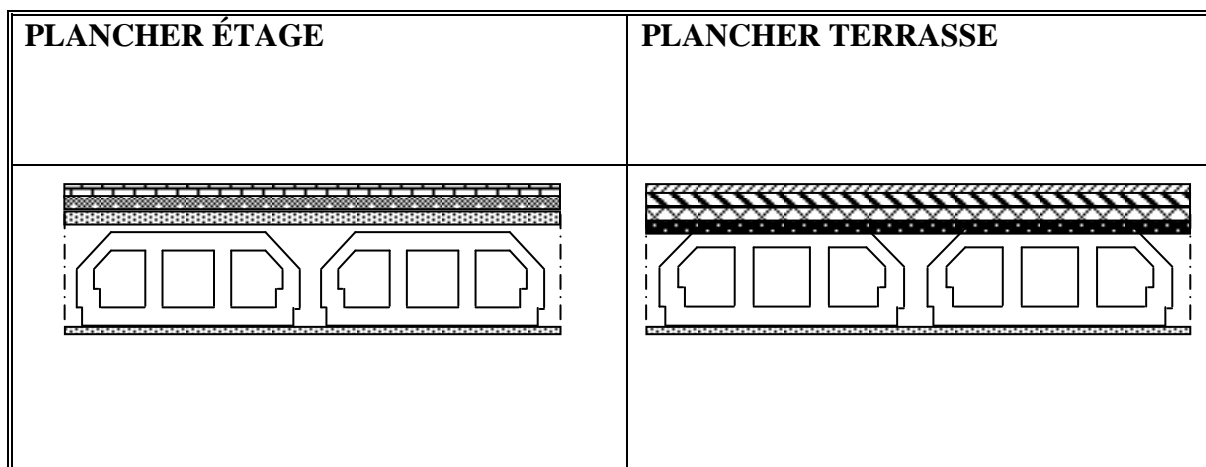


Figure -II-11 Détaillies Plancher terrasse et étage.

II-2-1- Les planchers:

➤ **Plancher terrasse inaccessible (corps creux):**

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Protections lourde	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.08	22	1.76
Isolation thermique	0.05	03	0.15
Corps creux +dalle de compression	0.20	-	3.25
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Total	G=6.28KN/m²		

Tableau-II-1 Charge permanente due au plancher terrasse

Surcharges d'exploitation : **Q=1.00KN/m²**

- Surcharge d'exploitation (d'habitation) : **Q=1,5 (KN/m²)**.
- Surcharge d'exploitation (administrative): **Q=2.5 (KN/m²)**.
- Surcharge d'exploitation (commerce): **Q=5 (KN/m²)**.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

➤ **Plancher RDC et étage courant (corps creux) :**

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-cloison	/	/	1,20
2-carrelage	0,02	22	0,44
3-mortier de pose	0,02	20	0,40
4-couche de sable fin	0,02	18	0,36
5-Plancher a corps creux	0.20	/	2.8
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Total (KN/m ²)			5.40

Tableau-II-2 Charge permanente due au plancher étage (corps creux).

Surcharges d'exploitation : $Q=1.50\text{KN/m}^2$

➤ **Plancher sous-sol (dalle pleine) :**

G =	6.15	(KN/m²)
S_{ous-sol} =	2.5	(KN/m²)

Tableau-II-3 Charge permanente due au plancher S-Sol (dalles pleines).

II-2-2- Les escaliers :

➤ **Palier :**

Matériaux	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Poids propre (palier)	0.15	25	3.5
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Totale	G=5.1		

Tableau-II-4 Charge permanent due au palier

Surcharges d'exploitation : $Q=2.50\text{KN/m}^2$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

➤ **Paillasse :**

a- La paillasse avec une inclinaison de 35,31° :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
-carrelage	0,02	22	0,44
-mortier de pose	0,02	20	0,40
-couche de sable fin	0,02	18	0,36
-poids propre des marches	0,17/2	25	2,12
-poids propre de paillasse	0,15	25/cos35.31	4,43
-Enduit de ciment	0,02	20/cos35.31	0,47
		Total (KN/m ²)	8,84

Tableau-II-5 Charge permanente due au Paillasse à 35,31°.

Surcharge d'exploitation : **Q= 2.5 (KN/m²)**.

b- La paillasse avec une inclinaison de 32,92° :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
-carrelage	0,02	22	0,44
-mortier de pose	0,02	20	0,40
-couche de sable fin	0,02	18	0,36
-poids propre des marches	0,17/2	0,25	2,12
-poids propre de paillasse	0,15	25/cos32,92	4,47
-Enduit de ciment	0,02	20/cos32,92	0,48
		Total (KN/m ²)	8,27

Tableau-II-6 Charge permanente due au Paillasse à 32,92°.

Surcharge d'exploitation : **Q= 2,5 (KN/m²)**.

II-2-3- Les murs :

a- Mur extérieurs : (épaisseur e=30cm) :

	Couche & épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)	
1	Enduit de plâtre 2 cm	10	0,2	
2	Brique creux 10cm	11	1,1	
3	L'aime d'aire 5cm	----	----	
4	Brique creux 15cm	11	1,65	
5	Enduit de ciment 2cm	18	0,36	
Charge permanente (KN/m ²)			3,31	

Tableau-II-7 Charge permanente due aux murs extérieurs.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

b- Cloison intérieure : (épaisseur e=10cm) :

	Couche & épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)	
1	Enduit de plâtre 2 cm	10	0,2	
2	Brique creux 10cm	11	1,1	
3	Enduit de plâtre 2 cm	10	0,2	
Charge permanente KN/m ²			1,50	

Tableau-II-8 Charge permanente due aux cloisons intérieures

c- Cloisons intérieures à doubles parois:

	Couche et épaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)	
1	Enduit de plâtre 2 cm	10	0,2	
2	Brique creux 10cm	11	1,1	
3	L'air d'air 5cm	----	---	
4	Brique creux 15cm	11	1,65	
5	Enduit de plâtre 2cm	10	0,2	
Charge permanente (KN/m ²)			3.15	

Tableau-II-9 Charge permanente due aux cloisons intérieures à doubles parois.

II-2-4- Les balcons :

a. Balcon terrasse :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Protection en gravillons roulés	0,05	17	0,85
2-Etanchéité multicouches	0,02	06	0,12
3-Béton forme de pente	0,08	22	1,76
4-Isolation thermique	0,05	0,3	0,15
5-Dalle pleine	0,15	25	4
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total (KN/m²)			7,28

Tableau-II-10 Charge permanente due au Balcon terrasse

Surcharges d'exploitation : **Q = 1 (KN/m²)**.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

b. Balcon étage :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
-carrelage	0,025	20	0,44
-mortier de pose	0,02	20	0,40
-couche de sable	0,02	19	0,36
-plancher a dalle pleine	0,15	25	3
-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
		Total (KN/m ²)	4,6

Tableau-II-11 Charge permanente due au Balcon étage.

Surcharges d'exploitation : $Q = 3,50$ (KN/m²).

II-3- Descente de charge :

II-3-1- Définition :

On appelle descente de charges l'opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

D'après le RPA les poteaux de rive et d'angle, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution, et pour leurs conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

II-3-2- Dégression des charges :

Elles s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes, c'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse courante du bâtiment $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3...n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On à optera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- sous terrasse : Q_0 .
- sous dernier étage (étage 1) : $Q_0 + Q_1$.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

- sous étage immédiatement inférieur :
- (Étage 2) : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.
- (Étage 3) : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- (Étage 4) : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- (Étage n) : $Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n} \right) (Q_0 + Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient : $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour : $n \geq 5$

✓ **Remarque :** Pour des raisons économiques les sections des poteaux diminuent comme suite :

Type 1 : (RDC jusqu'au 2^{ème} étage).

Type 2 : (3^{ème} étage et 4^{ème} étage).

Type 3 : (5^{ème} étage jusqu'au 7^{ème} étage).

Type 4 : (8^{ème} étage jusqu'à la cage d'ascenseur).

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

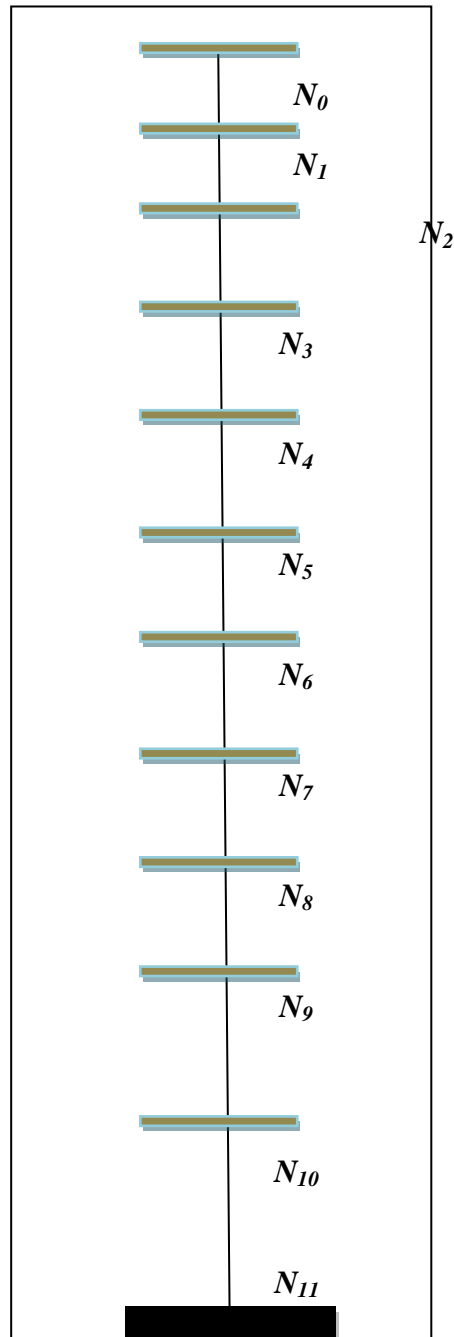


Figure-II-12 Représentation des différents niveaux.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

a - Poteau central :

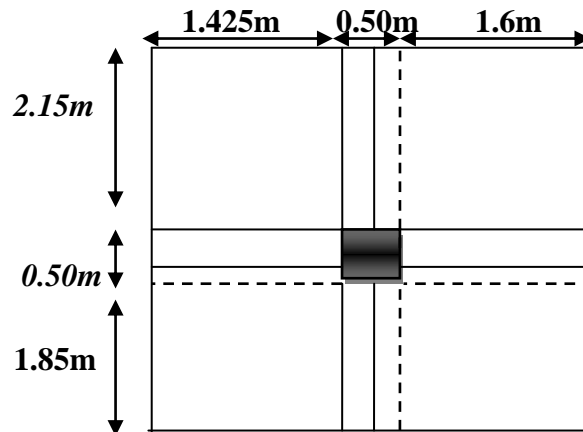


Figure-II-13 les sections venant au poteau central.

➤ **Plancher sous-sol , RDC , 1^{er} et 2^{ème} étage :**

- La section :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (1.425 \times 2.15) + (1.8 \times 2.15) + (1.85 + 0.2) \times 1.425 + (1.6 \times 1.85) - (0.2 \times 0.2)$$

$$S = 12.77 \text{m}^2$$

• **Plancher :**

ÉTAGE	G (KN/M ²)	Q (KN/M ²)	G _P (KN)	Q _P (KN)
Sous-sol	4	1	51.08	12.77
RDC	5,4	1.5	68.958	19.155
1 ^{er}	5,4	1.5	68.958	19.155
2 ^{ème}	5,4	1.5	68.958	19.155

• **Poteau S.Sol :**

$$0,5 \times 0,5 \times 4 \times 25 = 25 \text{ KN.}$$

• **Poteau :**

$$0,5 \times 0,5 \times 3.06 \times 25 = 19.125 \text{ KN.}$$

• **Poutre principale :**

$$(2,05 + 2.15) \times 0,3 \times 0,45 \times 25 = 14.175 \text{ KN.}$$

• **Poutre secondaire :**

$$(1,425 + 1,6) \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 9.675 \text{ KN.}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

❖ Plancher 3^{eme} et 4^{eme} étage :

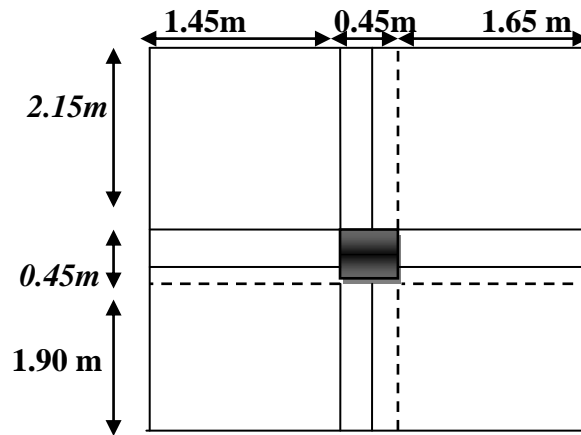


Figure-II-14 les sections venant au poteau central

• **La section :**

$$S = (1.45 * 2.15) + (2.05 * 1.45) + (1.8 * 2.15) + (1.65 * 1.9) - (0.15 * 0.15)$$

$$S=13.07\text{m}^2$$

• **Plancher :**

ÉTAGE	G (KN/M ²)	Q (KN/M ²)	G _P (KN)	Q _P (KN)
3 ^{eme}	5,4	1,5	70.583	19.606
4 ^{eme}	5,4	1,5	70.583	19.606

• **Poteau :**

$$0,45 \times 0,45 \times 3,06 \times 25 = 15.491 \text{ KN.}$$

• **Poutre principale :**

$$(2,15 + 2,05) \times 0,3 \times 0,45 \times 25 = 14.175 \text{ KN.}$$

• **Poutre secondaire :**

$$(1,8 + 1,45) \times 0,3 \times 0,34 \times 25 = 9.75 \text{ KN.}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

❖ Plancher 5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme} étage :

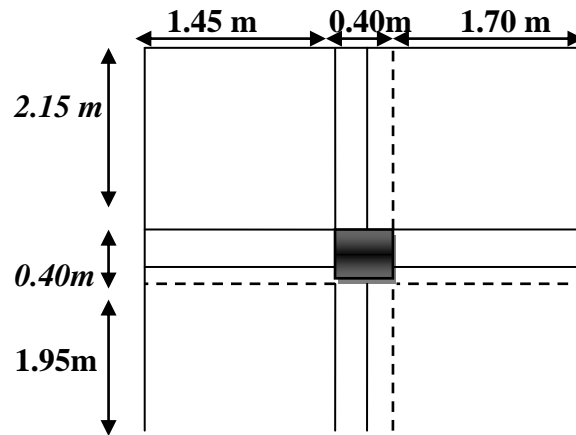


Figure-II-15 les sections venant au poteau central

- **La section :**

$$S = (2.15 * 1.45) + (1.8 * 2.15) + (2.05 * 1.45) + (1.7 * 1.95) - (0.1 * 0.)$$

$$S=13.265\text{m}^2$$

- **Plancher :**

ETAGE	G (KN/M ²)	Q (KN/M ²)	G _p (KN)	Q _p (KN)
5 ^{eme}	5,4	1,5	71.631	19.897
6 ^{eme}	5,4	1,5	71.631	19.897
7 ^{eme}	5,4	1,5	71.631	19.897

- **Poteau :**

$$0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25 = 12.24 \text{ KN.}$$

- **Poutre principale :**

$$(2,15 + 2,05) \times 0,3 \times 0,45 \times 25 = 14.175 \text{ KN.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$(1.45 + 1.80) \times 0,3 \times 0,34 \times 25 = 9.75 \text{ KN.}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

❖ Plancher 8^{eme} et 9^{eme} étage :

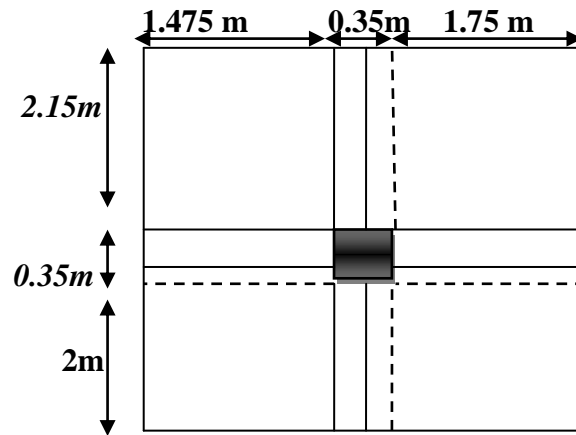


Figure-II-16 les sections venant au poteau central

• **La section :**

$$S = (1.475 * 2.15) + (1.80 * 2.15) + (2.05 * 1.475) + (1.75 * 2) - (0.05 * 0.05)$$

$$S=13.562\text{m}^2$$

• **Plancher :**

ETAGE	G (KN/M ²)	Q (KN/M ²)	G _p (KN)	Q _p (KN)
8 ^{eme}	5,4	1,5	73.23	20.34
9 ^{eme}	5,4	1,5	73.23	20,34

• **Poteau :**

$$0,35 \times 0,35 \times 3,06 \times 25 = 9.371 \text{ KN.}$$

• **Poutre principale :**

$$(2,15 + 2.05) \times 0,3 \times 0,45 \times 25 = 14.175 \text{ KN.}$$

• **Poutre secondaire :**

$$(1.475 + 1.80) \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 9.825 \text{ KN.}$$

❖ **Plancher terrasse :**

$$S = 13.562\text{m}^2$$

$$G = 85.847 \text{ KN/m}^2$$

$$S' = 16.087\text{m}^2$$

$$Q = 16.087 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

- **Poutre principale :**

$$(2,15+2.05) \times 0,3 \times 0,45 \times 25 = 14.175 \text{ KN.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$(1.475+1.80) \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 9.825 \text{ KN.}$$

Les résultats obtenus sont montrées dans le tableau suivant :

NIVEAU	ELÉMENT	G (KN)	Q (KN) AVANT DÉGRESSIO N	COEFFICIEN T DE DÉGRESSIO N	Q (KN) APRÈS DÉGRESSIO N
N0	Plancher terrasse	85.847	16.087	1	16.087
	Poutre p	14.175			
	Poutre S	9.825			
N1	Venant de N0	109.847	20.34	1	36.427
	Plancher étage	73.23			
	Poutre P	14.175			
	Poutre S	9.825			
	Poteau	9.371			
N2	Venant de N1	216.448	20.34	0.95	55.75
	Plancher étage	73.23			
	Poutre P	14.175			
	Poutre S	9.825			
	Poteau	9.371			
N3	Venant de N2	323.049	19.897	0.90	73.657
	Plancher étage	71.631			
	Poutre P	14.175			
	Poutre S	9.75			
	Poteau	12.24			
N4	Venant de N3	430.845	19.897	0.85	90.569
	Plancher étage	71.631			
	Poutre P	14.175			
	Poutre S	9.75			
	Poteau	12.24			
N5	Venant de N4	538.641	19.897	0.80	106.486

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

	Plancher étage	71.631			
	Poutre P	14.175			
	Poutre S	9.75			
	Poteau	12.24			
N6	Venant de N5	646.437	19.606	0.75	121.190
	Plancher étage	70.583			
	Poutre P	14.175			
	Poutre S	9.75			
	Poteau	15.491			
N7	Venant de N6	756.436	19.606	0.70	134.914
	Plancher étage	70.583			
	Poutre P	14.175			
	Poutre S	9.75			
	Poteau	15.491			
N8	Venant de N7	866.435	19.155	0.65	147.364
	Plancher étage	68.958			
	Poutre P	14.175			
	Poutre S	9.675			
	Poteau	19.125			
N9	Venant de N8	978.368	19.155	0.6	158.857
	Plancher étage	68.958			
	Poutre P	14.175			
	Poutre S	9.675			
	Poteau	19.125			
N10	Venant de N9	1090.301	19.155	0.55	169.392
	Plancher étage	68.958			
	Poutre P	14.175			
	Poutre S	9.675			
	Poteau	19.125			
N11	Venant de N10	1202.234	12.77	0.50	175.777
	Poteau	25			
TOTALE		1227.234			175.777

Tableau-II-12 Descente de charge correspond au poteau central.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \implies N_u = 1920.431 \text{ KN .}$$

$$N_{ser} = G + Q \implies N_{ser} = 1403.011 \text{ KN .}$$

Dans notre cas le poteau central est voisin une fois de poteau de rive, donc Selon le BAEL ces résultats doivent être majorés de 10% :

$$N_u = 1.1(1.35G + 1.5Q) = 1.1(1.35 \times 1227.234 + 1.5 \times 175.777) = 1920.4314 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1.1(G + Q) = 1.1(1227.234 + 175.777) = 1543.3121 \text{ KN}$$

❖ Calcul des sections des poteaux:

✚ Niveau sous-sol:

Selon le BAEL ces résultants doivent être majorés de 10% :

$$N_u = 1920.4314 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1543.3121 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0.075 \times 1920.4314 \times 10^{-3} = 0.144 \text{ m}^2.$$

On a: $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$, on fixe: $b = 0,50 \text{ m}$.

$$B_r = 0.48 (a - 0.02);$$

Il faut que : $B_r \geq 0,144 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0.32 \Rightarrow$ on prend $a = 0,50 \text{ m}$.

$$B_r = (0,50 - 0,02)(0,50 - 0,02) = 0,2304 \geq 0,144 \dots\dots \text{ C.V}$$

• Vérification vis- à vis le Flambement :

D'après les règles BAEL91, l'élanement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} < 35$$

Avec : l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7l_0$: poteau encasté à ses deux extrémités).

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ Avec : } I : \text{ moment d'inertie.}$$

B = section du béton.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \lambda = 0,7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 4 \times \frac{\sqrt{12}}{0,55} = 19.398$$

$$\lambda = 19.398 < 35 \dots\dots \text{ C.V}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

- **Vérification vis- à vis l’RPA99/v2003 :**

$$\begin{aligned}h > 25 \text{ cm} \Rightarrow a = 0,50 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ b = 0,50 \text{ cm} > 400/20 = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ 0,25 < 0,50/0,50 = 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}\end{aligned}$$

- **Niveau RDC, 1^{er} et 2^{eme} étage :**

Selon le BAEL ces résultants doivent être majorés de 10% :

$$N_u = 1920.4314 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1543.3121 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0.075 \times 1920.4314 \times 10^{-3} = 0.144 \text{ m}^2.$$

On a: $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe: $b=0,50 \text{ m}$.

$$B_r = 0.48 (a-0,02);$$

Il faut que : $B_r \geq 0,159 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0.32 \Rightarrow$ on prend $a=0,50 \text{ cm}$.

$$B_r = (0,50-0,02)(0,50-0,02) = 0,2304 \geq 0,144 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Vérification vis- à vis le Flambement :**

D’après les règles BAEL91, l’élancement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} < 35$$

Avec : l_f : longueur de flambement ($l_f=0.7l_0$: poteau encasté à ses deux extrémités).

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec : } I : \text{moment d'inertie.}$$

B =section du béton.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \quad \lambda = 0,7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 3.06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,55} = 14.840$$

$$\lambda = 14.840 < 35 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Vérification vis- à vis l’RPA99/v2003 :**

$$\begin{aligned}h > 25 \text{ cm} \Rightarrow a = 0,50 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ b = 0,50 \text{ cm} > 306/20 = 15.3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ 0,25 < 0,50/0,50 = 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}\end{aligned}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

✚ Niveau 3^{ème} et 4^{ème} étage :

$$N_u = 1345.915 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0.075 \times 1345.915 \times 10^{-3} = 0.1009 \text{ m}^2$$

On a: $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe: $b=0,45 \text{ m}$.

$$B_r = 0.43 (a-0.02);$$

Il faut que : $B_r \geq 0,1009 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,2546 \text{ m}^2 \Rightarrow$ on prend $a=0,45 \text{ m}$.

$$B_r = (0,45-0,02)(0,45-0,02) = 0,1849 \geq 0,1009 \dots\dots \text{ C.V}$$

• Vérification vis- à vis le Flambement :

D'après les règles BAEL91, l'élanement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \lambda = 0,7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,45 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,45} = 10.600$$

$$\lambda = 16.489 < 35 \dots\dots \text{ C.V}$$

• Vérification vis- à vis l'RPA99/v2003 :

$$h > 25 \text{ cm} \Rightarrow a = 45 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$b = 45 \text{ cm} > 306/20 = 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$0,25 < 0,45/0,45 = 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✚ Niveau 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage :

$$N_u = 975.583 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0.075 \times 975.583 \times 10^{-3} = 0.0731 \text{ m}^2$$

On a: $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe: $b=0,40 \text{ m}$.

$$B_r = 0.38 (a-0.02);$$

Il faut que : $B_r \geq 0,0731 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,2123 \text{ m}^2 \Rightarrow$ on prend $a=0,40 \text{ cm}$.

$$B_r = (0,40-0,02)(0,40-0,02) = 0,1444 \geq 0,0731 \dots\dots \text{ C.V}$$

• Vérification vis- à vis le Flambement :

D'après les règles BAEL91, l'élanement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \lambda = 0,7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,40} = 18.550$$

$$\lambda = 18.550 < 35 \dots\dots \text{ C.V}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

- **Vérification vis- à vis l’RPA99/v2003 :**

$h > 25 \text{ cm} \Rightarrow a = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

$b = 40 \text{ cm} > 306/20 = 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

$0,25 < 0,40/0,40 = 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

- **Niveau 8^{eme}, 9^{eme} étage :**

$N_u = 413.412 \text{ KN}$

$B_r \geq 0.075 \times 413.412 \times 10^{-3} = 0.0310 \text{ m}^2$

On a: $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe: $b=0,35\text{m}$.

$B_r = 0,33(a-0,02)$;

Il faut que : $B_r \geq 0,0310 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,1139 \text{ m}^2 \Rightarrow$ on prend $a=0,35\text{cm}$.

$B_r = (0,35-0,02)(0,35-0,02) = 0,1089 \geq 0,0310 \dots\dots\dots \text{C.V}$

- **Vérification vis- à vis le Flambement :**

D’après les règles BAEL91, l’élancement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \lambda = 0,7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,35} = 21.200$$

$\lambda = 21.200 < 35 \dots\dots\dots \text{C.V}$

- **Vérification vis- à vis l’RPA99/v2003 :**

$h > 25 \text{ cm} \Rightarrow a = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

$b = 35 \text{ cm} > 306/20 = 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

$0,25 < 0,35/0,35 = 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

b - Poteau intermédiaire :

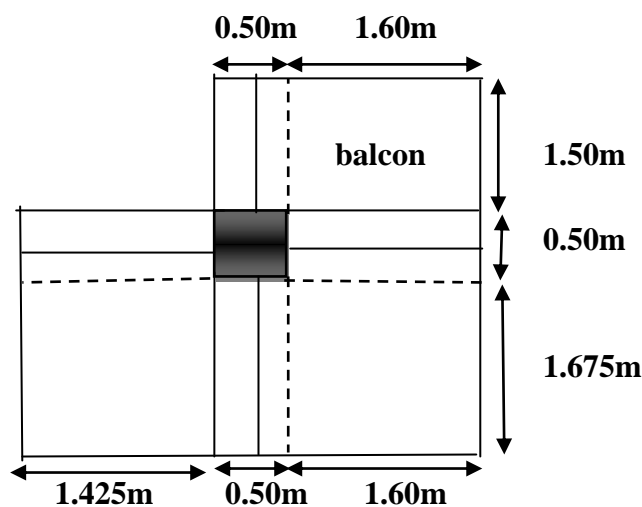


Figure-II-17 les sections venant au poteau intermédiaire.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

✚ Plancher sous-sol :

- La section :

$$S = s_1 + s_2$$

$$S = (1.675 \times 1.425) + (0.2 \times 1.425) + (1.6 \times 1.675) - (0.2 \times 0.2)$$

$$S = 5.311 \text{ m}^2$$

- Plancher :

ÉTAGE	G (KN/M ²)	Q (KN/M ²)	G _P (KN)	Q _P (KN)
Sous-sol	4	1	21.244	5.311

- Poteau S. Sol :

$$0,5 \times 0,5 \times 4 \times 25 = 25 \text{ KN.}$$

- Poutre principale :

$$(1.5 + 1.875) \times 0,3 \times 0,45 \times 25 = 11.390 \text{ KN.}$$

- Poutre secondaire :

$$(1.8 + 1.425) \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 9.675 \text{ KN.}$$

✚ Plancher RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage :

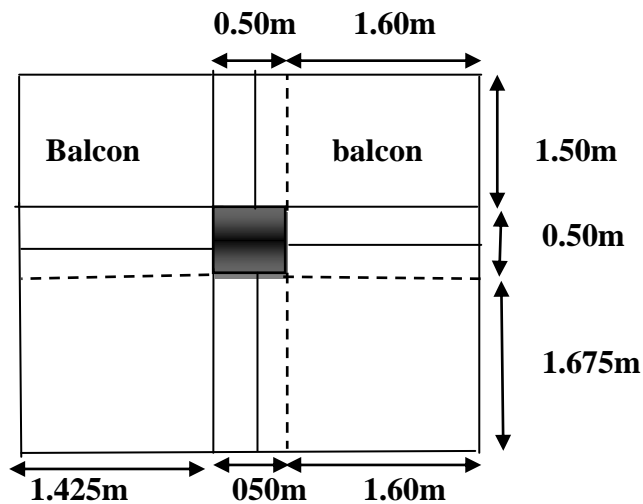


Figure-I-18 les sections venant au poteau intermédiaire

- La section :

$$S = S_1 + S_2$$

$$S = (1.425 \times 1.675) + (0.2 \times 1.425) + (1.6 \times 1.675) - (0.2 \times 0.2)$$

$$S = 5.311 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{balcon}} : (1.5 \times 1.8) + (1.5 \times 1.425) = 4.837 \text{ m}^2$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

ÉTAGE	G _P (KN/M ²)	Q _P (KN/M ²)	G _B (KN/M ²)	Q _B (KN/M ²)	G _T (KN)	Q _T (KN)
RDC	5,4	1,5	4.6	3.5	50.920	24.896
1 ^{er}	5,4	1,5	4.6	3.5	50.920	24.896
2 ^{eme}	5,4	1,5	4.6	3.5	50.920	24.896

- **Poutre principale :**

$$(1.875+1.5) \times 0,3 \times 0,45 \times 25 = 11.390 \text{ KN.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$(1.425+1.8) \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 9.675 \text{ KN.}$$

- **Poteau :**

$$0,5 \times 0,5 \times 3.06 \times 25 = 19.125 \text{ KN}$$

- **Mur extérieur :**

$$G = 3.31 \times 0.3 [(1.50(3.06-0.45) + 1.875(3.06-0.45))]$$

$$G = 8.747 \text{ KN/m}^2$$

- **Plancher 3^{eme} et 4^{eme} étage :**

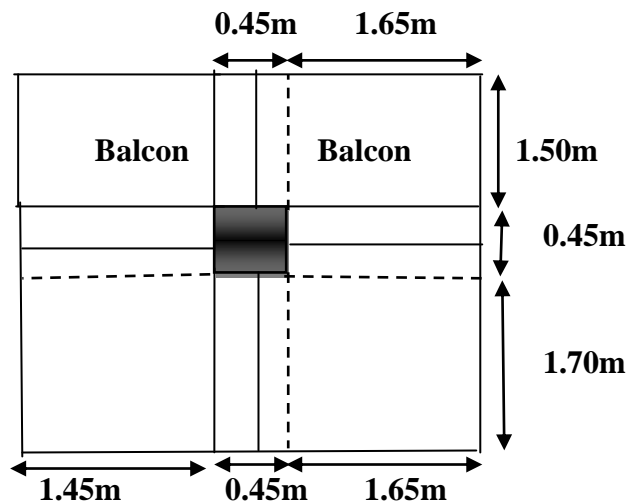


Figure-II-19 les sections venant au poteau intermédiaire

$$S = S1 + S2$$

$$S = (1.45 \times 1.70) + (0.15 \times 1.45) + (1.65 \times 1.70) - (0.15 \times 0.15)$$

$$S = 5.464 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{balcon}} : (1.8 \times 1.5) + (1.5 \times 1.45) = 4.875 \text{ m}^2$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

ÉTAGE	G _P (KN/M ²)	Q _P (KN/M ²)	G _B (KN/M ²)	Q _B (KN/M ²)	G _T (KN)	Q _T (KN)
3 ^{eme}	5,4	1,5	4.6	3.5	51.930	25.258
4 ^{eme}	5,4	1,5	4.6	3.5	51.930	25.258

- **Poutre principale :**

$$(1.5+1.85) \times 0,3 \times 0,45 \times 25 = 11.306 \text{ KN.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$(1.45+1.80) \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 9.75 \text{ KN.}$$

- **Poteau :**

$$0,45 \times 0,45 \times 3.06 \times 25 = 15.491 \text{ KN}$$

- **Mur extérieur :**

$$G = 3.31 \times 0.3 [(1.50(3.06 - 0.45) + 1.85(3.06 - 0.45))]$$

$$G = 8.682 \text{ KN/m}^2$$

- **Plancher 5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme} étage :**

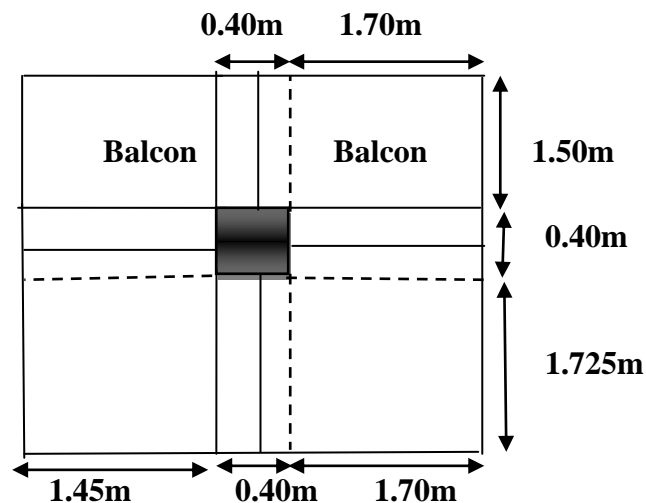


Figure-II-20 les sections venant au poteau intermédiaire

- **La section :**

$$S = S1 + S2$$

$$S = (1.45 \times 1.725) + (0.1 \times 1.45) + (1.7 \times 1.725) - (0.1 \times 0.1)$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

$$S=5.568\text{m}^2$$

$$S_{\text{balcon}} : (1.5*1.8)+(1.5*1.45)=4.875 \text{ m}^2$$

- **Plancher :**

ÉTAGE	G _P (KN/M ²)	Q _P (KN/M ²)	G _B (KN/M ²)	Q _B (KN/M ²)	G _T (KN)	Q _T (KN)
5 ^{eme}	5,4	1,5	4.6	3.5	52.492	25.414
6 ^{eme}	5,4	1,5	4.6	3.5	52.492	25.414
7 ^{eme}	5,4	1,5	4.6	3.5	52.492	25.414

- **Poutre principale :**

$$(1.5+1.8)\times 0,3\times 0,45\times 25=11.306 \text{ KN.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$(1.45+1.80)\times 0,3\times 0,4\times 25=9.75\text{KN.}$$

- **Poteau :**

$$0,40\times 0,40\times 3.06\times 25=12.24 \text{ KN}$$

- **Mur extérieur :**

$$G=3.31*0.3[(1.50(3.06-0.45)+1.85(3.06-0.45))]$$

$$G= 8.682\text{KN/m}^2$$

- ✚ **Plancher 8^{eme} et 9^{eme} étage :**

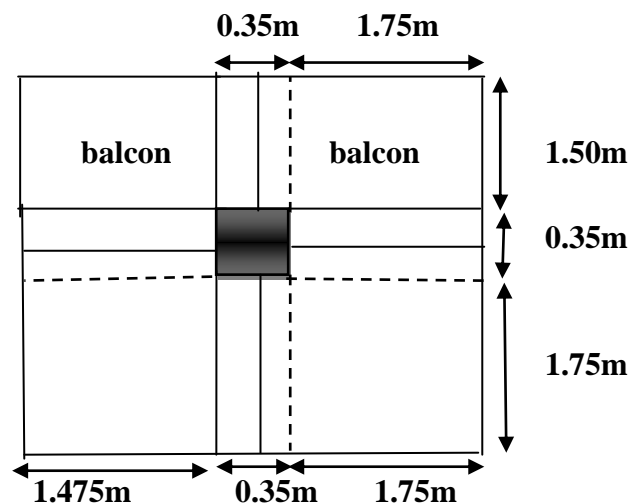


Figure-II-21 les sections venant au poteau intermédiaire

- **La section :**

$$S = S1 + S2$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

$$S = (1.475 \times 1.75) + (0.05 \times 1.475) + (1.75 \times 1.75) - (0.05 \times 0.05)$$

$$S = 5.715 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{balcon}} : (1.5 \times 1.8) + (1.50 \times 1.475) = 4.912 \text{ m}^2$$

ÉTAGE	G _P (KN/M ²)	Q _P (KN/M ²)	G _B (KN/M ²)	Q _B (KN/M ²)	G _T (KN)	Q _T (KN)
8 ^{eme}	5,4	1,5	4.6	3.5	53.456	25.764
9 ^{eme}	5,4	1,5	4.6	3.5	53.456	25.764

- **Poutre principale :**

$$(1.5 + 1.80) \times 0,3 \times 0,45 \times 25 = 11.137 \text{ KN.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$(1.475 + 1.80) \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 9.825 \text{ KN.}$$

- **Poteau :**

$$0,35 \times 0,35 \times 3.06 \times 25 = 9.371 \text{ KN}$$

- **Mur extérieur :**

$$G = 3.31 \times 0.3 [(1.50(3.06 - 0.45) + 1.80(3.06 - 0.45))]$$

$$G = 8.552 \text{ KN/m}^2$$

- **Plancher terrasse :**

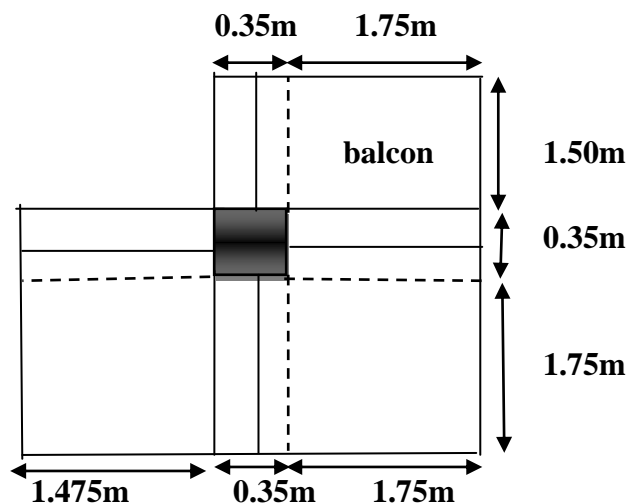


Figure-II-22 les sections venant au poteau intermédiaire.

$$S = 5.715 \text{ m}^2$$

$$G = 36.175 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

$$S' = [(1.475 \times 2.1) - (0.1 \times 1.475)] + [(1.5 \times 2.1) - 0.1(2.1 + 1.5)] + (2.1 \times 2.1)$$

$$S' = 10.15 \text{ m}^2$$

$$Q = 10.15 \text{ KN/m}^2$$

- **Poutre principale :**

$$(1.5 + 1.80) \times 0,3 \times 0,45 \times 25 = 11.137 \text{ KN.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$(1.475 + 1.80) \times 0,3 \times 0,4 \times 25 = 9.825 \text{ KN}$$

- **L'acrotère :**

$$G = Lxg \quad \text{avec} \quad g = 25xS$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$g = 1.712 \text{ KN/ml.} \quad L = 5.6 \text{ m}$$

$$G = 9.587 \text{ KN}$$

Les résultats obtenus sont montrés dans le tableau suivant :

NIVEAU	ELÉMENT	G (KN)	Q (KN) AVANT DÉGRESSIO N	COEFFICIE NT DE DÉGRESSIO N	Q (KN) APRÈS DÉGRESSIO N
N0	Acrotère	9.587	10.15	1	10.15
	Plancher terrasse	36.175			
	Poutre p	11.137			
	Poutre S	11.400			
N1	Venant de N0	68.299	25.764	1	35.914
	Plancher étage	53.456			
	Poutre P	11.137			
	Poutre S	9.825			
	Poteau	9.371			
	Mur extérieur	8.552			
N2	Venant de N1	160.64	25.764	0.95	60.389
	Plancher étage	53.456			
	Poutre P	11.137			
	Poutre S	9.825			
	Poteau	9.371			
	Mur extérieur	8.552			
N3	Venant de N2	252.981	25.414	0.90	83.261
	Plancher étage	52.492			
	Poutre P	11.306			

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

	Poutre S	9.75			
	Poteau	12.24			
	Mur extérieur	8.682			
N4	Venant de N3	347.451	25.414	0.85	104.862
	Plancher étage	52.492			
	Poutre P	11.306			
	Poutre S	9.75			
	Poteau	12.24			
	Mur extérieur	8.682			
N5	Venant de N4	441.921	25.414	0.80	125.193
	Plancher étage	52.492			
	Poutre P	11.306			
	Poutre S	9.75			
	Poteau	12.24			
	Mur extérieur	8.682			
N6	Venant de N5	536.391	25.258	0.75	144.136
	Plancher étage	51.930			
	Poutre P	11.306			
	Poutre S	9.75			
	Poteau	15.491			
	Mur extérieur	8.682			
N7	Venant de N6	633.55	25.258	0.70	161.816
	Plancher étage	51.930			
	Poutre P	11.306			
	Poutre S	9.75			
	Poteau	15.491			
	Mur extérieur	8.682			
N8	Venant de N7	730.709	24.896	0.65	177.998
	Plancher étage	50.920			
	Poutre P	11.390			
	Poutre S	9.675			
	Poteau	19.125			
	Mur extérieur	8.747			
N9	Venant de N8	830.566	24.896	0.6	192.935
	Plancher étage	50.920			
	Poutre P	11.390			
	Poutre S	9.675			
	Poteau	19.125			
	Mur extérieur	8.747			
N10	Venant de N9	930.423	24.896	0.55	206.627

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

	Plancher étage	50.920			
	Poutre P	11.390			
	Poutre S	9.675			
	Poteau	19.125			
	Mur extérieur	8.747			
N11	Venant de N10	1030.28	5.311	0.50	209.282
	Poteau	25			
TOTALE		1055.28			209.282

Tableau-II-13 descente des charges pour le poteau intermédiaire.

❖ Dimensionnement de la section du poteau :

✚ Niveau sous-sol :

$$N_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 1055.28 + 1.5 \times 209.282) = 1738.551 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = (G + Q) = (1055.28 + 209.282) = 1246.562 \text{ KN}$$

$$N_u = 1738.551 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1246.562 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0.075 \times 1738.551 \times 10^{-3} = 0.130 \text{ m}^2.$$

On a: $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$, on fixe: $b = 0,50 \text{ m}$.

$$B_r = 0.48 (a - 0.02);$$

Il faut que : $B_r \geq 0.130 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0.290 \text{ m} \Rightarrow$ on prend $a = 0,50 \text{ m}$

$$B_r = (0,50 - 0,02)(0,50 - 0,02) = 0,230 \geq 0,130 \dots\dots \text{ C.V}$$

• Vérification vis- à vis le Flambement :

D'après les règles BAEL91, l'élanement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} < 35$$

Avec : l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7l_0$: poteau encastré à ses deux extrémités).

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec : } I : \text{moment d'inertie.}$$

B = section du béton.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \lambda = 0,7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 4 \times \frac{\sqrt{12}}{0,50} = 19.398$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

$$\lambda=19.398 < 35 \dots\dots \text{C.V}$$

- **Vérification vis- à vis l'RPA99/v2003 :**

$$h > 25 \text{ cm} \Rightarrow a = 0,50 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$b = 0,50 \text{ cm} > 400/20 = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$0,25 < 0,50/0,50 = 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Niveau RDC , 1^{er} et 2^{eme} étage :**

$$N_u = 1738.551 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0.075 \times 1738.551 \times 10^{-3} = 0.130 \text{ m}^2$$

On a: $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe: $b=0,50\text{m}$.

$$B_r = 0.48 (a-0.02);$$

Il faut que : $B_r \geq 0,130\text{m}^2 \Rightarrow a \geq 0.290\text{m}^2 \Rightarrow$ on prend $a=0,50\text{cm}$.

$$B_r = (0,50-0,02)(0,50-0,02) = 0,2304 \geq 0,130 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Vérification vis- à vis le Flambement :**

D'après les règles BAEL91, l'élanement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \lambda = 0,7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,50} = 14,840$$

$$\lambda = 14,840 < 35 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Vérification vis- à vis l'RPA99/v2003 :**

$$h > 25 \text{ cm} \Rightarrow a = 50 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$b = 50 \text{ cm} > 306/20 = 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$0,25 < 0,50/0,50 = 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Niveau 3^{eme} , 4^{eme} étage :**

$$N_u = 1098.016 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0.075 \times 1098.016 \times 10^{-3} = 0.082 \text{ m}^2$$

On a: $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe: $b=0,45\text{m}$.

$$B_r = 0.43 (a-0.02);$$

Il faut que : $B_r \geq 0,077\text{m}^2 \Rightarrow a \geq 0,210\text{m}^2 \Rightarrow$ on prend $a=0,45\text{cm}$.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

$$B_r = (0,45-0,02)(0,45-0,02) = 0,1849 \geq 0,082 \dots\dots C.V$$

- **Vérification vis- à vis le Flambement :**

D'après les règles BAEL91, l'élançement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \quad \lambda = 0,7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,45} = 16,489$$

$$\lambda = 16,489 < 35 \dots\dots C.V$$

- **Vérification vis- à vis l'RPA99/v2003 :**

$$h > 25 \text{ cm} \Rightarrow a = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots C.V$$

$$b = 45 \text{ cm} > 306/20 = 15,3 \text{ cm} \dots\dots C.V$$

$$0,25 < 0,45/0,45 = 0,25 < 1 < 4 \dots\dots C.V$$

- **Niveau 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} étage :**

$$N_u = 784,382 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,075 \times 1661,009 \times 10^{-3} = 0,058 \text{ m}^2$$

On a: $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe: $b=0,40\text{m}$.

$$B_r = 0,38(a-0,02);$$

$$\text{Il faut que : } B_r \geq 0,058 \text{ m}^2 \Rightarrow a \geq 0,152 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{on prend } a = 0,40 \text{ m}.$$

$$B_r = (0,40-0,02)(0,40-0,02) = 0,1444 \geq 0,058 \dots\dots C.V$$

- **Vérification vis- à vis le Flambement :**

D'après les règles BAEL91, l'élançement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \quad \lambda = 0,7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,40} = 18,550$$

$$\lambda = 18,550 < 35 \dots\dots C.V$$

- **Vérification vis- à vis l'RPA99/v2003 :**

$$h > 25 \text{ cm} \Rightarrow a = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots C.V$$

$$b = 40 \text{ cm} > 306/20 = 15,3 \text{ cm} \dots\dots C.V$$

$$0,25 < 0,40/0,40 = 0,25 < 1 < 4 \dots\dots C.V$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

✚ Niveau 8^{eme} et 9^{eme} étage :

$$N_u=466.415\text{KN}$$

$$B_r \geq 0.075 \times 466.415 \times 10^{-3} = 0.034 \text{ m}^2$$

On a: $B_r = (a-0,02)(b-0,02)$, on fixe: $b=0,35\text{m}$.

$$B_r = 0,33(a-0,02);$$

Il faut que : $B_r \geq 0,034\text{m}^2 \Rightarrow a \geq 0,103\text{m}^2 \Rightarrow$ on prend $a=0,35\text{cm}$.

$$B_r = (0,35-0,02)(0,35-0,02) = 0,1089 \geq 0,034 \dots\dots \text{C.V}$$

• **Vérification vis- à vis le Flambement :**

D'après les règles BAEL91, l'élançement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \lambda = 0,7 l_0 \times \frac{\sqrt{12}}{b} = 0,7 \times 3,06 \times \frac{\sqrt{12}}{0,35} = 21.200$$

$$\lambda = 21.200 < 35 \dots\dots \text{C.V}$$

• **Vérification vis- à vis l'RPA99/v2003 :**

$$h > 25 \text{ cm} \Rightarrow a = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots \text{C.V}$$

$$b = 35 \text{ cm} > 306/20 = 15,3 \text{ cm} \dots\dots \text{C.V}$$

$$0,25 < 0,35/0,35 = 0.25 < 1 < 4 \dots\dots \text{C.V}$$

Chapitre III :
CALCUL DES ÉLÉMENTS
SECONDAIRES

III-1- Introduction :

Dans une structure quelconque, on distingue deux types d'éléments : les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements et les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements.

Dans le présent chapitre, nous présentons l'étude des éléments qui comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers et enfin les balcons dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA99 version 2003** ».

Dans ce chapitre on calcule les éléments non structuraux suivant :

- ❖ L'acrotère.
- ❖ Plancher.
- ❖ Escalier.
- ❖ Balcon.

III-2- Acrotère :

III-2-1- Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastree à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale et réalisée en béton armé. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement qui se trouve à la base pour une bande de 1m linéaire L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, il doit être vérifié à l'ELS

Il a pour rôle de :

- ❖ Protection d'étanchéité.
- ❖ Servant comme garde-corps.

Entretient des façades.

III-2-2- Dimensions et modélisation de l'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (III.1) :

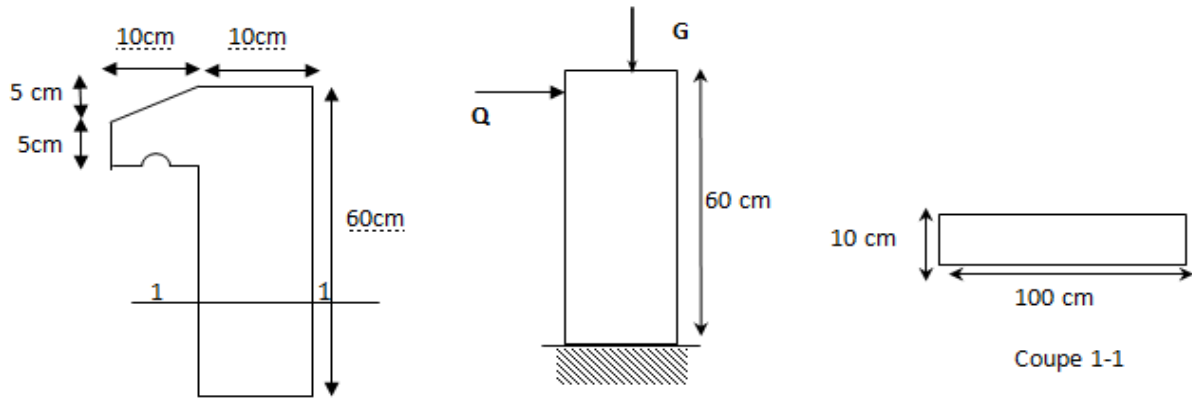


Figure –III-1 Acrotère

III-2-3- Principe de calcul :

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

➤ Thermologie :

L'acrotère est composé aux intempéries, donc La fissuration est préjudiciable, dans ce cas, le calcul se fera à L'ELU, et à L'ELS.

Il est soumis à la flexion composée due à un effort normal du à son poids propre (G) et un moment dû à la surcharge (Q).

a- Evaluation des charges :

❖ La surface :

de la coupe de l'acrotère est: $S = (0,05 \times 0,1) / 2 + (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,05) = 0,068\text{m}^2$

❖ Charge permanente :

Le poids propre de l'acrotère est : $G = (0,068 \times 25) = 1.6875\text{KN/ ml}$

❖ Surcharge d'exploitation :

$Q = 1,00 \text{ KN/ml}$ (de la main courante de personne)

b- Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 A C_p W_p \quad \text{avec :}$$

$A = 0,20$: Coefficient d'accélération de zone II

$C_p = 0,8$: Facteur de force horizontale (élément en console).

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$W_P = 1.6875 \text{ KN/ml}$: Poids propre de l'acrotère.

D'où : $F_P = 4 \times 0,20 \times 0,80 \times 1.6875 \Rightarrow F_P = 1.08 \text{ KN/ml}$.

Pour G	$N_G = 1,6875 \text{ KN/ml}$	$M_G = 0$	$T_G = 0$
Pour Q	$N_Q = 0$	$M_Q = H \cdot Q = 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN/ml}$	$T_Q = Q = 1 \text{ KN/ml}$
Pour F_p	$N_{F_p} = 0$	$M_{F_p} = 0,6 \times 1.08 = 0.648 \text{ KN/ml}$	$T_{F_p} = F_p = 1.08 \text{ KN/ml}$

Tableau-III-1 évaluation des charges.

On a : $F_P \leq Q$; alors, le ferrailage sera donc donnée par les sollicitations du deuxième cas qui sont :

- Poids propre : $N_G = 1,6875 \text{ KN/ml}$.
- Surcharges : $F_P(Q) = 1.08 \text{ KN/ml}$.
- Un moment : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0.6 \text{ KN/ml}$.
- Un effort tranchant : $T_{fp} = 1 \text{ KN}$.

III-2-4- Calcul des sollicitations :

Les Résultats Sont Dans le Tableau Suivant :

	Moment (KN.m)	Effort Normal(KN)	Effort Tranchant(KN)
ELU	$M_U = 1,35 M_Q = 0.81$	$N_U = 1,35 N_G = 2,278$	$T_U = 1,5 \times T_Q = 1.5$
ELS	$M_{ser} = 0,6$	$N_{ser} = 1,6875$	$T_{ser} = 1$

Tableau -III-2 Les sollicitations dues à l'acrotère

III-2-5- Vérification au flambement :

$$L_f = 2 \cdot L_0$$

L_f : La longueur de flambement

$$L_f = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f \cdot \sqrt{12}}{a}$$

a : l'épaisseur de l'acrotère.

$$\lambda = \frac{1,2 \times \sqrt{12}}{0,1} = 41,57$$

λ : l'élancement

III.2.5.1. Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{a}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,0166 \text{ m} = 1,66 \text{ cm}$$

e_0 : limite du noyau central

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,81}{2,278} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

e_1 : l'excentricité du premier ordre

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$e_1 > e_0$ Donc le centre de pression est à l'extérieur du noyau central et la section est partiellement comprimée

$$\lambda_{max} = \text{Max} (50, \text{Min} (100, e_1/a))$$

$$\lambda_{max} = 50$$

$$\lambda = 41,57 \leq \lambda_{max} = 50 \quad \text{donc pas de risque de flambement.}$$

III-2-6- Les sollicitations majorées :

III-2-6-1- Calcule de coefficient de majoration :

$$\delta_f = \min (1+0,15(\frac{\lambda}{35})^2(a / e_1) ; 1,4) \dots \text{si : } e_1/a > 0.$$

$$\delta_f = 1+ 0,2 + (\lambda / 35)^2 \dots \text{si : } e_1/a \leq 0,75 .$$

$$e_1/a = 0,35 / 0,1 = 3.5 > 0$$

Donc : $\delta_f = \min (1+0,15(\frac{\lambda}{35})^2(a / e_1) ; 1,4) .$

$$\delta_f = \min (1+0,15(\frac{41,57}{35})^2(0,1 / 0,35) ; 1,4) .$$

$$\delta_f = \min(1.06; 1.4)$$

$$\delta_f = 1,06$$

ELU		ELS	
$N_u^* = \delta_f \times N_u$	$M_u^* = \delta_f \times M_u$	$N_{ser}^* = N_{ser}$	$M_{ser}^* = M_{ser}$
2,41 KN	0,86 KN. m	1,6875KN	0,6KN.m

Tableau- III-3 la sollicitation après majoration

III-2-7- Le ferrailage de l'acrotère :

III-2-7-1- Calcule à l'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 10 \text{ cm}; \quad d = 5 \text{ cm}$$

$$e_u = M_u^* / N_u^* = 0,86/2,41 = 0,36 \text{ m}$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

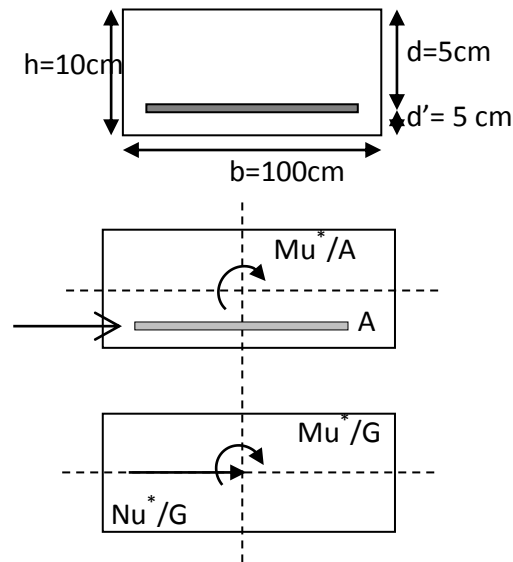


Figure- III-2 Coupes transversales de l'acrotère.

➤ $e_u < e_0$ Donc la section partiellement comprimé ; le calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_f = M_u + N_u \cdot (d - h/2) \quad ; \text{ avec } d = 5 \text{ cm}$$

$$M_f = 0,86 + 2,41 \cdot (0,05 - 0,05)$$

$$M_f = 0,86 \text{ K N.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^*}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,024 \quad ; \text{ Avec: } b = 100 \text{ cm}, f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \quad ; \Rightarrow A_{sc} = \mathbf{0} \text{ (La section est simplement armé)}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0,030 \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 4,94 \text{ cm}$$

$$A_s^* = \frac{M_u^*}{Z \times \sigma_s} = 0,50 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Avec: } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{su}^* = A_s^* - \frac{N_u^*}{\sigma_s} = 0,43 \text{ cm}^2$$

Résumer résultats dans un tableau :

M_f	σ_{bc}	σ_s	μ_{bu}	α	Z	A_s^*	A_{su}^*
$M_u + N_u \cdot (d - h/2)$	$\frac{0,85 \cdot f_c}{\gamma_b}$	$\frac{f_e}{\gamma_s}$	$\frac{M_u^*}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$	$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}} \right)$	$d \cdot (1 - 0,4 \alpha)$	$\frac{M_f}{Z \cdot \sigma_s}$	$A_{su}^* = \frac{N_u^*}{\sigma_s}$
0,86 KN	14,2 Mpa	348 MPa	0,024	0,030	4,94cm	0,50 cm	0,43 cm

Tableau- III-4 calcul des ferrillages à ELU

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

❖ Pourcentage minimal d'armature longitudinale :

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t_{28}}}{f_e}; \text{ Avec: } f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06f_{c_{28}} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{s_{\min}}; A_{su}) = \max(0.84; 0.43); \Rightarrow A_s = 0.84 \text{ cm}^2$$

On dispose un ferrailage symétrique : **4T8 /ml** ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$)

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$$

Soit : $S_T = 20 \text{ cm}$.

Dans le sens le moins sollicité : $S_T \leq \min [4h ; 45\text{cm}] = 40\text{cm}$

Soit : $S_T = 20\text{cm}$

❖ Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ On adopte: } \mathbf{3T8 = 1.51\text{cm}^2}$$

❖ L'espacement maximal :

$$S_T \leq \min [3h; 33 \text{ cm}] \Rightarrow S_T \leq \min [30; 33]\text{cm}.$$

Soit : $S_T = 20 \text{ cm}$.

Dans le sens le moins sollicité : $S_T \leq \min [4h ; 45\text{cm}] = 40\text{cm}$

Soit : $S_T = 20\text{cm}$

❖ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{c_{28}}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u \leq \min(2.5; 4\text{Mpa}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 0.016 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } T_u = 1.5 F_p = 0.81\text{KN}$$

$$\tau_u = 0.016\text{MPa} \leq 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

❖ Vérification à ELS :

➤ Position du centre de pression :

La position du centre de pression (c) :

$$e_0 = \frac{M_{ser}^*}{N_{ser}^*} = \frac{0.6}{1.6875} = 35.55\text{cm}$$

$$C = e_0 - \frac{h}{2} = 35.55 - \frac{10}{2} = 30.55\text{cm}$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Le centre de pression (C) se trouve à l'extérieur de la section

⇒ Section Partiellement Comprimé

Donc : on considère $c < 0$ (Négatif)

❖ **Détermination des contraintes :**

C : Centre de pression (point d'application).

c : La distance du point C à l'arête la plus comprimée.

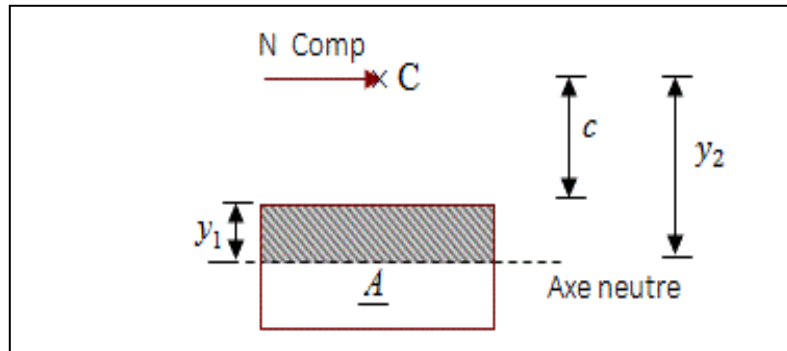


Figure-III-3 Position de centre de pression

- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre.
- $y_2 = y_1 + c$
- N est un effort de compression ⇒ $y_2 > 0$.
- C se trouve à l'extérieur de la section.

(c) sera considéré comme négatif

❖ **Calcul des contraintes :**

$$p = -3c^2 - \frac{90 \times A_{sc}}{b} (c - d') + \frac{90 \times A_{st}}{b} (d - c) \quad ; c = -30.55 \text{ cm}$$

$$p = -3 \times (-30.55)^2 + \frac{90 \times 2.01}{100} (5 + 30.55) = -2735.6 \text{ N/mm}^2$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 \times A_{sc}}{b} (c - d')^2 - \frac{90 \times A_{st}}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-30.55)^3 - \frac{90 \times 2.01}{100} (5 + 30.55)^2 = 56960.47 \text{ N/mm}^2$$

Avec : A_{sc} : Armatures comprimées = 0

A_{st} : Armature tendue

y_2 : est la solution de l'équation :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

$$y_2^3 - 2735.6 \times y_2 + 56960.47 = 0$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Donc la résolution est comme suit :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27}p^3$$

$$\Delta = 56960.47 + \frac{4}{27}(-2735.6)^3 = -30.33 \times 10^8 < 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 56960.47}{2 \times (-2735.6)} \times \sqrt{\frac{-3}{(-2735.6)}} = -1 \Rightarrow \varphi = 180^\circ \\ a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{2735.6}{3}} = 60.39 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{2-1} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 60.39 \times \cos\left(\frac{180}{3}\right) = 30.195 \text{ cm} \\ y_{2-2} = a \cdot \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 120^\circ\right) = -60.39 \text{ cm} \\ y_{2-3} = a \cdot \cos\left(\left(\frac{\varphi}{3}\right) + 240^\circ\right) = 30.195 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$y_2 = \max(y_{2-1}; y_{2-2}; y_{2-3}) = 30.195 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2 + c = 2.57 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } y_1 = \mathbf{2.54 \text{ cm}}$$

❖ **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A_{st}(d - y_1)$$

$$S = \frac{100 \times 2.57^2}{2} - 15 \times 2.01(8 - 2.57) = 166.53 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_{ser}}{s} = \frac{1725}{166.53} = 7.656 \text{ N/cm}^2 = 0.07656 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1 = 0.07656 \times 2.57 = 0.1967 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot K (y_1 - d') = 15 \times 0.1967 \times (8 - 2.57) = 16.02 \text{ MPa}$$

III-2-8- Schéma de ferrailage :

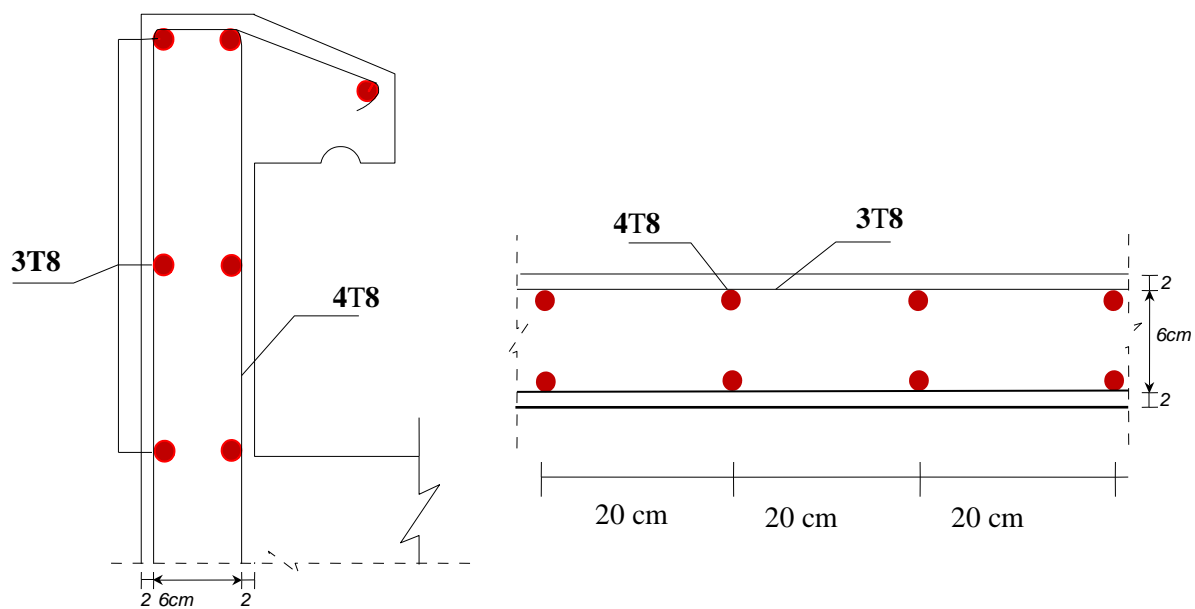


Figure-III-4 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III-3- Calcule des planchers :

III-3-1- Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Dans notre bâtiment, on adopte deux types de planchers :

- planchers en corps creux (pour la terrasse et les étages courants)
- planchers en dalle pleine (pour le sous-sol)

III-3-2- Plancher corps-creux :

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera pour deux éléments :

- Poutrelles.
- La dalle de compression.

III-3-2-1- Les poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fera selon le cas de charge en situation final (après le coulage du plancher), avant et après la prise du béton, pour tenir compte des cas de charges en situations intermédiaires.

Les poutrelles seront considérées comme des poutres reposant simplement sur leurs appuis, leur étude s'effectue selon les deux méthodes suivantes :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III-3-2-2- Méthode de calcul :

✓La Méthode forfaitaire :

a) Présentation théorique de la méthode forfaitaire :

Elle consiste à déterminer des moments sur appuis (M_w, M_e) et des moments en travée (M_t).

On applique la méthode de forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées suivant **BAEL91**:

Condition 1: Les charges d'exploitations sont modérées, où :

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

Condition 2: Les portées doivent vérifiées la relation suivant :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25.$$

Condition 3: Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées :

$$I = \text{constant.}$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

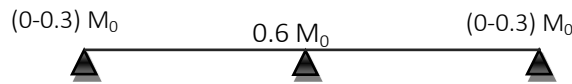
Condition 4: les fissurations sont considérées non préjudiciables à la tenue du béton armé ainsi que à celle du revêtement.

➤ **Calcul des moments forfaitaire :**

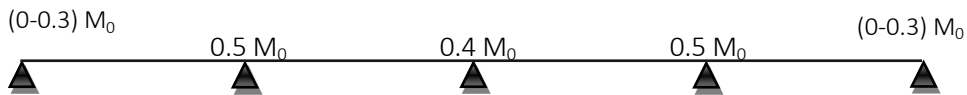
- Les moments sur appuis : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

➤ Cas d'une poutre à deux travées :



➤ Cas d'une poutre à plusieurs travées :



Remarque : dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égal à : $M_a = 0,2M_0$

- Les moments en travées : doit satisfaire les inégalités suivantes :

➤ Pour les travées de rive : le max entre :

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

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

➤ Pour les travées intermédiaires : le max entre :

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

Soit :

α : Est le rapport s charges d'exploitation à la somme des charges permanents l'exploitation : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

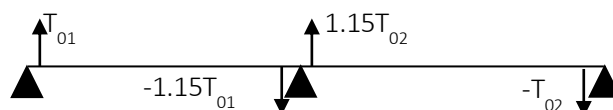
M_0 : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique. $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

M_e ; M_w : Valeurs des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : le moment max de la travée considérée.

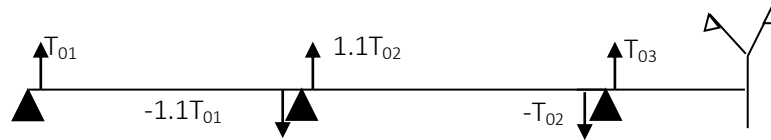
- **Les efforts tranchants : $T_0 = \frac{ql}{2}$**

➤ cas d'une poutre à deux travées :



CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

- cas d'une poutre à plusieurs travées :



Remarque : si une des 3 conditions de la méthode de forfaitaire n'est pas vérifiée ; on utilise la méthode de Caquot, expliquée comme suite :

b) Méthode Caquot :

- Moments sur appui :

$$M_a = 0,2M_0 \quad \text{Appui de rive ; avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_a = \frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \quad \text{Appui intermédiaire.}$$

$$M_i \geq 1,25M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \quad \text{Moment en travée.}$$

M_0 : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique. $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

(M_w, M_e) : Valeurs des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives l'_w à gauche et à droite avec :

$l'_w = 1$ Pour une travée de rive.

$l'_w = 0,8 \times l$ Pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre.

$$\begin{aligned} \text{➤ Effort tranchant :} \\ T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{l} \quad \text{Avec : } T_0 = \frac{ql}{2} \\ T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{l} \end{aligned}$$

$(T_w; T_e)$: Effort tranchant sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre en « T ».

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

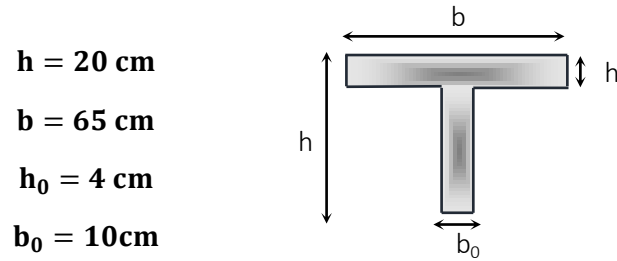
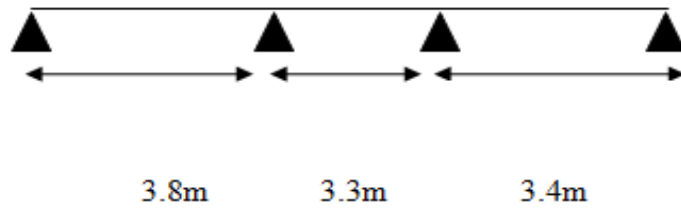


Figure-III-5 La Section de la poutrelle.

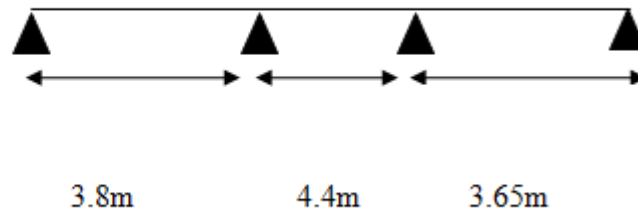
✓ **Plancher terrasse :**

Dans notre projet, nous avons trois (3) types des poutrelles :

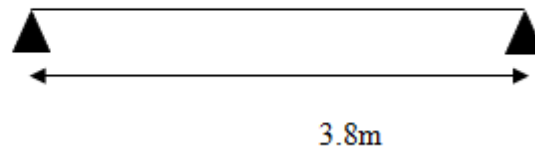
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



Type 04 :

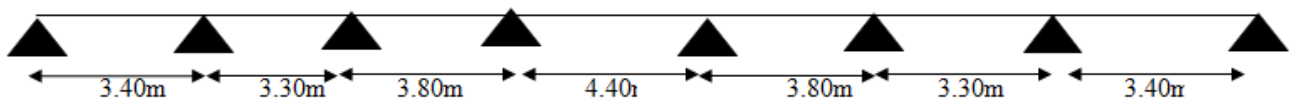


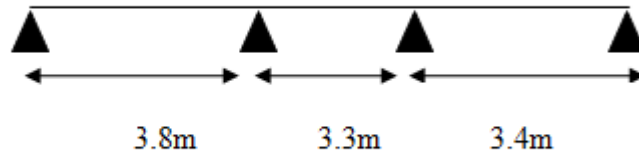
Figure -III-6 Les diffèrent type des poutrelles

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

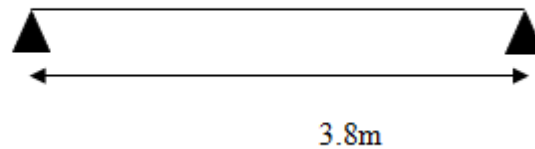
✓ Plancher étage (habitation) :

Dans notre projet, nous avons trois (3) types des poutrelles :

Type 01 :



Type 02 :



➤ Choix de la méthode :

- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

✓ Plancher terrasse :

- Type 1 :

1/ $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 6,33 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 12,66 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

2/ les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »

donc la Condition est vérifiée

3/ $0,8 \leq \frac{3,8}{3,3} = 1,15 \leq 1,25$; $0,8 \leq \frac{3,3}{3,4} = 0,97 \leq 1,25$

La condition vérifiée Alors la méthode est applicable

- Type 2 :

1/ $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 6,33 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 12,66 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

2/ les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »

donc la Condition est vérifiée

3/ $0,8 \leq 0,86 \leq 1,25$; $0,8 \leq 1,20 \leq 1,25$

- Type 3 :

1/ $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 6,33 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 12,66 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

2/ les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

donc la Condition est vérifiée

3/ $0,8 \leq 1 \leq 1,25$

- **Type 4 :**

1/ $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 6,33 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 12,66 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

2/ les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »

donc la Condition est vérifiée

3/ $0,8 \leq 1.03 \leq 1,25$; $0,8 \leq 0.86 \leq 1,25$; $0,8 \leq 1.15 \leq 1,25$; $0,8 \leq 1 \leq 1,25$

La condition vérifiée Alors la méthode est applicable

✓ **Plancher étage (habitation) :**

- **Type 1 :**

1/ $Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 6,33 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 12,66 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

2/ les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité « **I = constante** »

donc la Condition est vérifiée

3/ $0,8 \leq 1.15 \leq 1,25$; $0,8 \leq 0.97 \leq 1,25$

- **Type 2 :**

Une seule travée.

La condition vérifiée Alors la méthode est applicable.

III-3-2-3- Détermination des charges agissant sur les poutrelles :

✓ **Plancher terrasse :**

- Charge permanente : $G=6,33 \text{ KN/m}^2$; pour une bande de 0,65 : $G=4,114 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitations : $Q=1 \text{ KN/m}^2$; pour une bande de 0,65 : $G=0,65 \text{ KN/ml}$

✓ **Plancher d'habitions :**

- Charge permanente : $G=5,40 \text{ KN/m}^2$; pour une bande de 0,65 : $G=3,510 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitations : $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$; pour une bande de 0,65 : $G=0,975 \text{ KN/ml}$

III-3-2-4- Calcul des sollicitations :

a. Combinaison des charges :

- **ELU** : $1,35 G + 1,5Q.$
- **ELS** : $G + Q.$

Les Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	P _u (KN/ml)	P _{ser} (KN/ml)
Plancher terrasse	4,114	0,65	6,528	4,764

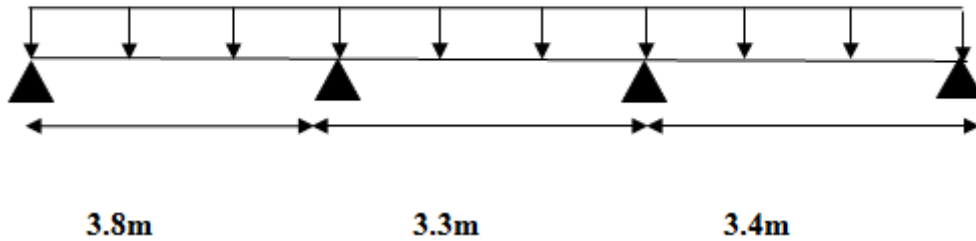
CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Plancher d'habitation	3,51	0,975	6,201	4,485
-----------------------	------	-------	-------	-------

Tableau-III-5 Charges supportées par Les poutrelles

b. Calcul des moments :

Type 01 :



✓ **Plancher terrasse :**

➤ **En travée :**

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)		q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M_0	M_t		M_0	M_t
1-2	6,528	11.784	8.249	4,764	8.599	6.019
2-3	6,528	8.887	4.164	4,764	6.484	3.374
3-4	6,528	9.43	6.601	4,764	6.883	4.818

Tableau-III-6 Résultats des sollicitations en travée (type 01)

➤ **Sur appui :**

Appui	E.L.U		E.L.S	
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	6,528	2.356	4,764	1.719
2	6,528	5.89	4,764	4.299
3	6,528	4.715	4,764	3.441
4	6,528	1.886	4,764	1.376

Tableau-III-7 Résultats des sollicitations sur appuis (type 01)

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

✓ **Plancher d'habitation :**

➤ **En travée :**

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)		q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M_0	M_t		M_0	M_t
1-2	6,201	11.192	8.003	4,485	8.095	5.788
2-3	6,201	11.192	4.495	4,485	6.105	3.251
3-4	6,201	11.192	6.407	4,485	6.480	4.633

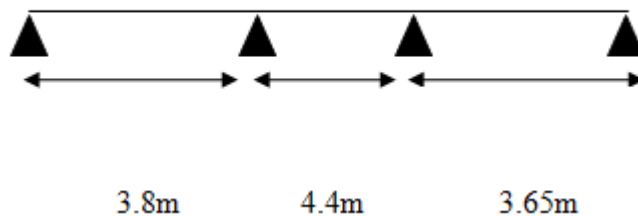
Tableau-III-8 Résultats des sollicitations en travée (type 01)

➤ **Sur appui :**

Appui	E.L.U		E.L.S	
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.201	2.238	4.485	1.619
2	6.201	5.596	4.485	4.047
3	6.201	4.48	4.485	3.240
4	6.201	1.792	4.485	1.296

Tableau-III-9 Résultats des sollicitations sur appuis (type 01)

Type 02 :



CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

✓ **Plancher terrasse :**

➤ **En travée :**

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)		q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M ₀	M _t		M ₀	M _t
1-2	6,5289	11.784	12.373	4.764	8.599	5.334
2-3	6,5289	15.799	8.68	4.764	11.528	6.34
3-4	6,5289	10.872	11.415	4.764	7.933	4.921

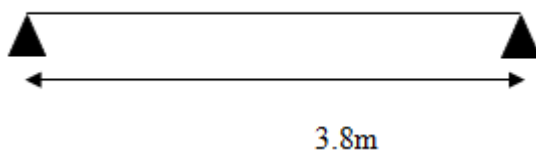
Tableau-III-10 Résultats des sollicitations en travée (type 02)

➤ **Sur appui :**

Appui	E.L.U		E.L.S	
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)	q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.528	2.357	4.764	1.719
2	6.528	7.899	4.764	5.764
3	6.528	7.899	4.764	5.764
4	6.528	2.174	4.764	1.586

Tableau-III-11 Résultats des sollicitations en appui (type 02)

Type02 :



✓ **Plancher d'habitation :**

➤ **En travée :**

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)		q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M ₀	M _t		M ₀	M _t
1	6,201	11.192	6,682	4.485	8.095	7.002

Tableau-III-12 Résultats des sollicitations en travée (type 02)

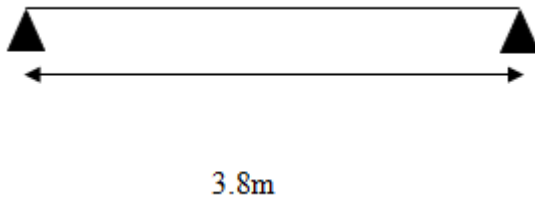
CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

➤ **Sur appui :**

Appui	E.L.U		E.L.S	
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	6,201	2.238	4.485	1.619
2	6,201	2.238	4.485	1.619

Tableau-III-13 Résultats des sollicitations sur appui (type 02)

Type 03 :



✓ **Plancher terrasse :**

➤ **En travée :**

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)		q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M_0	M_t		M_0	M_t
1-2	6,5289	11.784	10.016	4.764	8.599	7.309

Tableau-III-14 Résultats des sollicitations en travée (type 03)

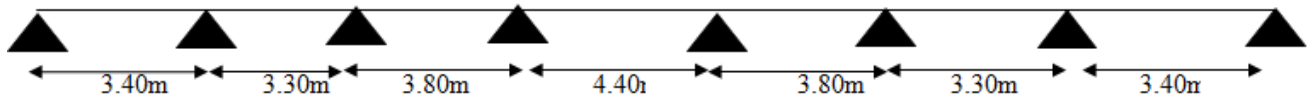
➤ **Sur appui :**

Appui	E.L.U		E.L.S	
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.528	2.356	4.764	1.719
2	6.528	2.356	4.764	1.719

Tableau-III-15 Résultats des sollicitations sur appui (type 03)

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Type 04 :



✓ Plancher terrasse :

➤ En travée :

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)		q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M ₀	M _t		M ₀	M _t
1-2	6,5289	9.43	6.6	4.764	6.883	4.812
2-3	6,5289	8.887	4.6	4.764	6.484	3.37
3-4	6,5289	11.78	6.846	4.764	8.599	5.006
4-5	6,5289	15.79	10.254	4.764	11.52	7.488
5-6	6,5289	11.78	6.846	4.764	8.599	5.006
6-7	6,5289	8.887	4.62	4.764	6.484	3.37
7-8	6,5289	9.43	6.6	4.764	6.883	4.812

Tableau-III-16 Résultats des sollicitations en travée (type 04)

➤ Sur appui :

Appui	E.L.U		E.L.S	
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)	q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.528	1.886	4.764	1.376
2	6.528	4.716	4.764	3.444
3	6.528	4.713	4.764	3.439
4	6.528	6.319	4.764	4.611
5	6.528	6.319	4.764	4.611
6	6.528	4.713	4.764	3.439
7	6.528	4.716	4.764	3.441
8	6.528	1.886	4.764	1.376

Tableau-III-17 Résultats des sollicitations sur appui (type 04)

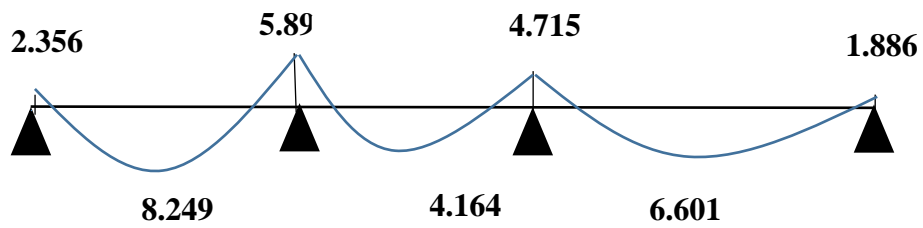
CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

➤ Diagramme des moments :

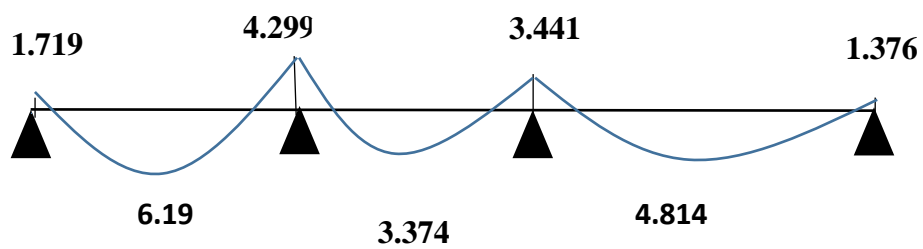
- Type 01 :

- Plancher terrasse :

- L'ELU :

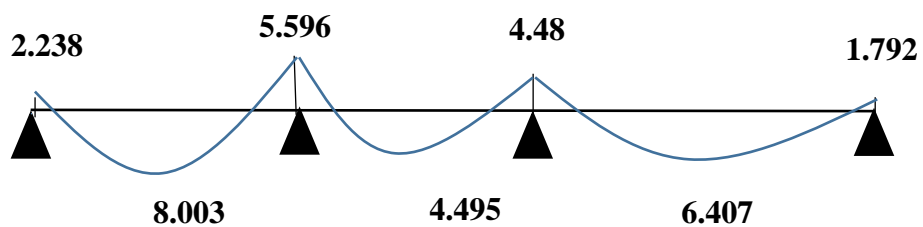


- L'ELS :

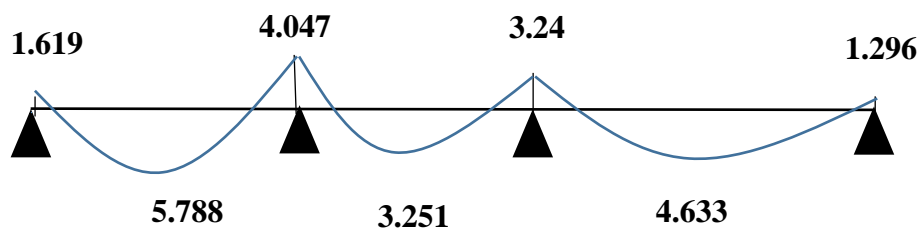


- Plancher d'habitation :

- L'ELU :



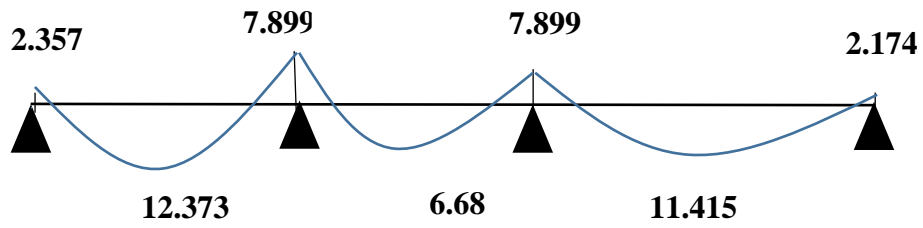
- L'ELS :



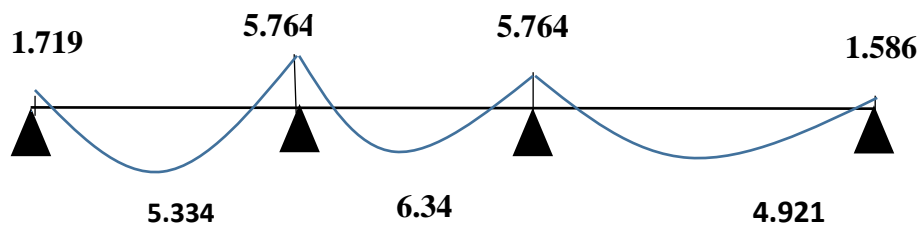
CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Type 02 :
 - Plancher terrasse :

- L'ELU :

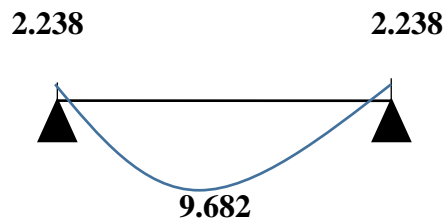


- L'ELS :

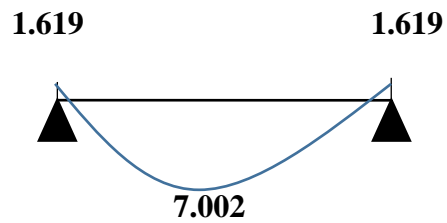


- Plancher d'habitation :

- L'ELU :

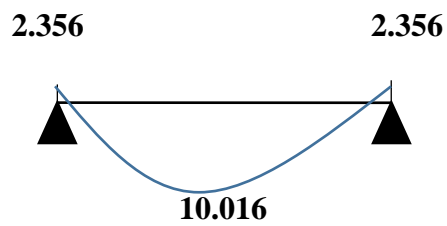


- L'ELS :

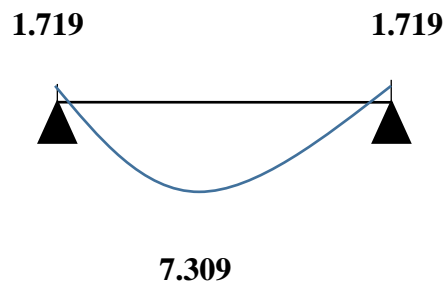


CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Type 03 :
 - Plancher terrasse :
 - L'ELU :

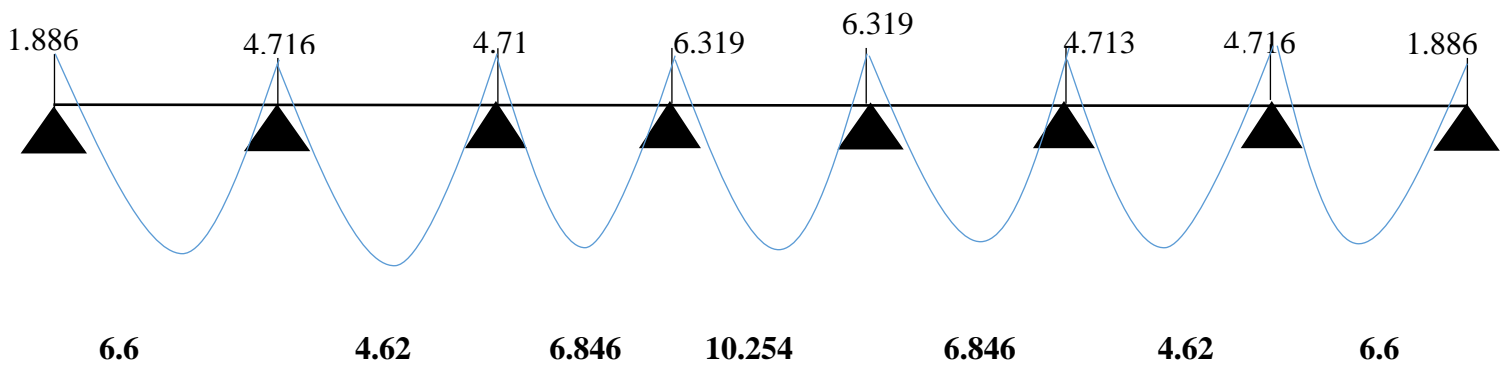


- L'ELS :

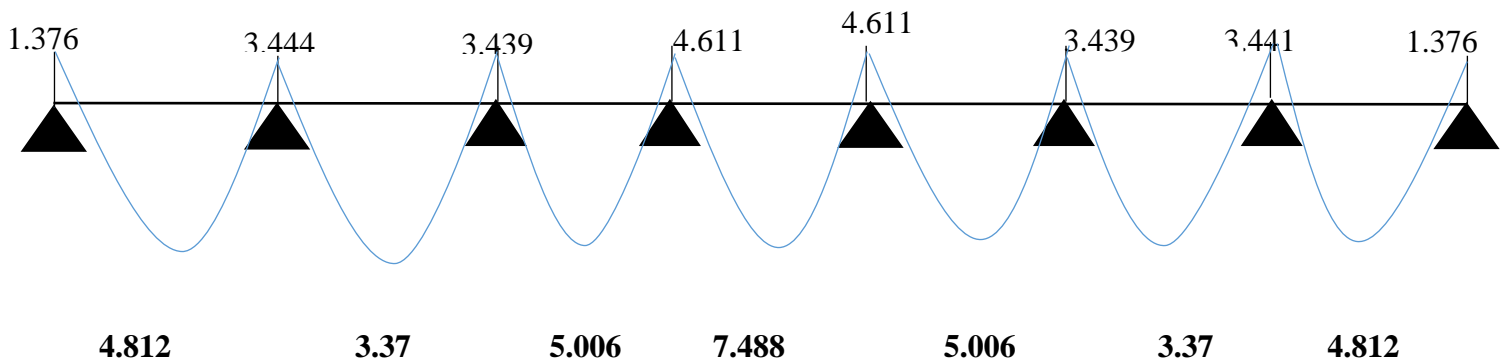


- Type 04 :
- Plancher terrasse :

- L'ELU



- L'ELS :



CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

c. Calcul les efforts tranchants :

- **Type 01 :**

- **Plancher terrasse :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les effets tranchants	T(KN)
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	12.405
2	$T_{w(1-2)} = 1,1q_u L/2$	13.645
	$T_{e(2-3)} = 1,1q_u L/2$	11.849
3	$T_{w(2-3)} = 1,1q_u L/2$	11.849
	$T_{e(3-4)} = 1,1q_u L/2$	12.209
4	$T_{w(3-4)} = q_u L/2$	11.099

Tableau-III-18 Résultats de calcul des efforts tranchants (type 1).

- **Plancher d'habitation :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les effets tranchants	T(KN)
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	11.781
2	$T_{w(1-2)} = 1,1q_u L/2$	12.960
	$T_{e(1-2)} = 1,1q_u L/2$	11.254
3	$T_{w(2-3)} = 1,1q_u L/2$	11.254
	$T_{e(3-4)} = 1,1q_u L/2$	11.595
4	$T_{w(3-4)} = q_u L/2$	10.541

Tableau-III-19 Résultats de calcul des efforts tranchants (type 1).

- **Type 02 :**

- **Plancher terrasse :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les effets tranchants	T(KN)
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	12.405
2	$T_{w(1-2)} = 1,1q_u L/2$	13.645
	$T_{e(2-3)} = 1,1q_u L/2$	15.799
3	$T_{w(2-3)} = 1,1q_u L/2$	15.799
	$T_{e(3-4)} = 1,1q_u L/2$	13.107
4	$T_{w(3-4)} = q_u L/2$	11.915

Tableau-III-20 Résultats de calcul des efforts tranchants (type 02)

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Plancher d'habitation :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les effets tranchants	T(KN)
1	$T_e = q_u L/2$	11.781
2	$T_w = q_u L/2$	11,781

Tableau-III-21 Résultats de calcul des efforts tranchants (type 02)

• **Type 03 :**

- **Plancher terrasse :**

- Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Appui	Les effets tranchants	T(KN)
1	$T_e = q_u L/2$	12.405
2	$T_w = q_u L/2$	12.405

Tableau-III-22 Résultats de calcul des efforts tranchants (type 03)

• **Type 04 :**

- **Plancher terrasse :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

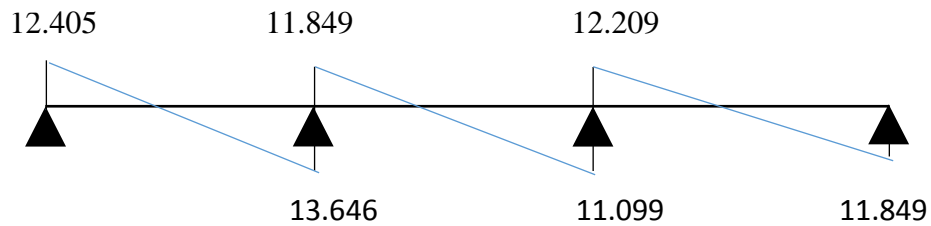
Appui	Les effets tranchants	T(KN)
1	$T_{e(1-2)} = q_u L/2$	11.097
2	$T_{w(1-2)} = 1,1q_u L/2$	12.207
	$T_{e(2-3)} = 1,1q_u L/2$	11.848
3	$T_{w(2-3)} = 1,1q_u L/2$	11.848
	$T_{e(3-4)} = 1,1q_u L/2$	13.643
4	$T_{w(3-4)} = 1,1q_u L/2$	13.643
	$T_{e(4-5)} = 1,1q_u L/2$	15.797
5	$T_{w(4-5)} = 1,1q_u L/2$	15.797
	$T_{e(5-6)} = 1,1q_u L/2$	13.643
6	$T_{w(5-6)} = 1,1q_u L/2$	13.643
	$T_{e(6-7)} = 1,1q_u L/2$	11.848
7	$T_{w(6-7)} = 1,1q_u L/2$	11.848
	$T_{e(7-8)} = 1,1q_u L/2$	12.207
8	$T_{w(7-8)} = q_u L/2$	11.097

Tableau-III-23 Résultats de calcul des efforts tranchants (type 04)

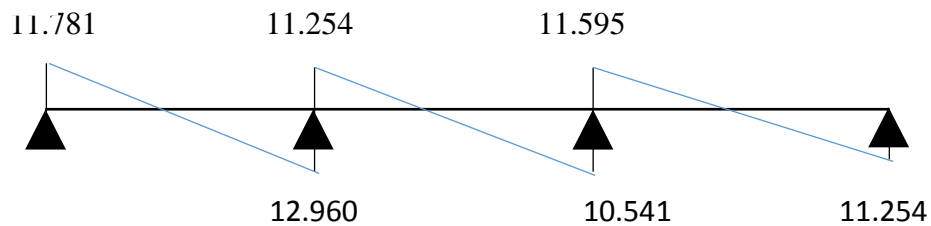
CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Diagramme des moments :

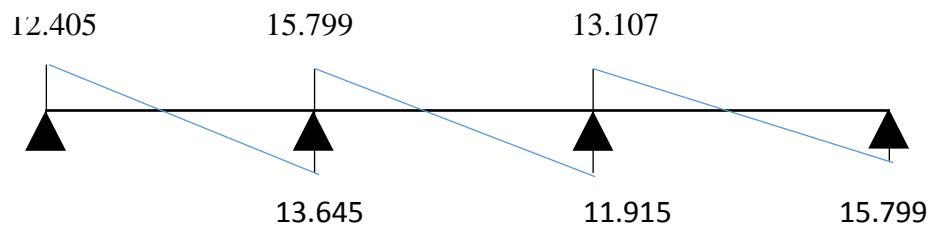
- Type 01 :
- Plancher terrasse :
- L'ELU :



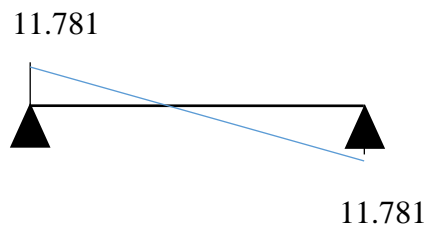
- Plancher d'habitation :
- L'ELU :



- Type 02 :
- Plancher terrasse :
- L'ELU :

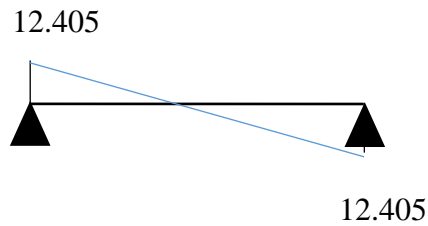


- Plancher d'habitation :
- L'ELU :

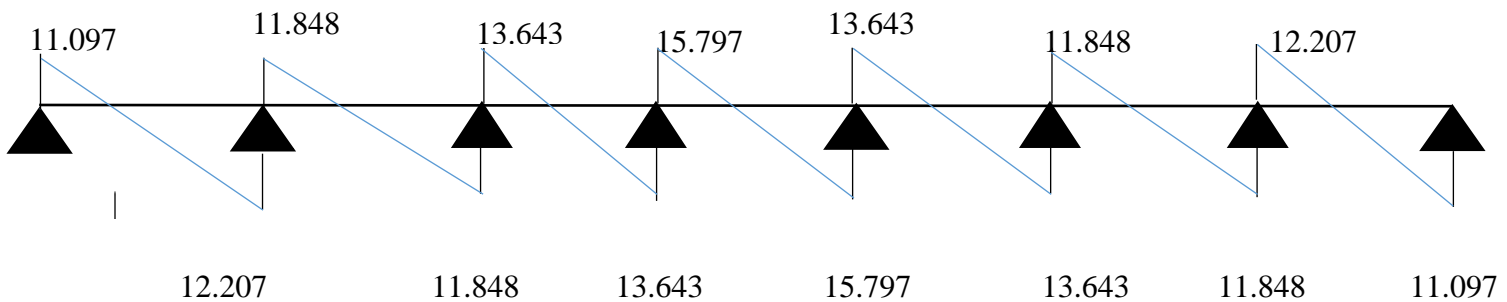


CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Type 03 :
- Plancher terrasse :
- L'ELU :



- Type 04:
- Plancher terrasse :
- L'ELU :



III-3-2-5- Calcule les armatures à L'ELU :

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables.

- Type 01 :
- Plancher terrasse :

M_{\max} (travée) : $M_{ut} = 8.249 \text{ KN.m}$

M_{\max} (appui de rive) : $M_u^a = 2,356 \text{ KN.m}$

M_{\max} (appui intermédiaire) : $M_u^i = 5,89 \text{ KN.m}$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

✓ **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$M_t = 650 \times 40 \times 14,2 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 8.249 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire (b×h) en flexion simple avec : b=0,65m et h=0,20m.

✓ **Sur appui :**

- Sur appui de rive :

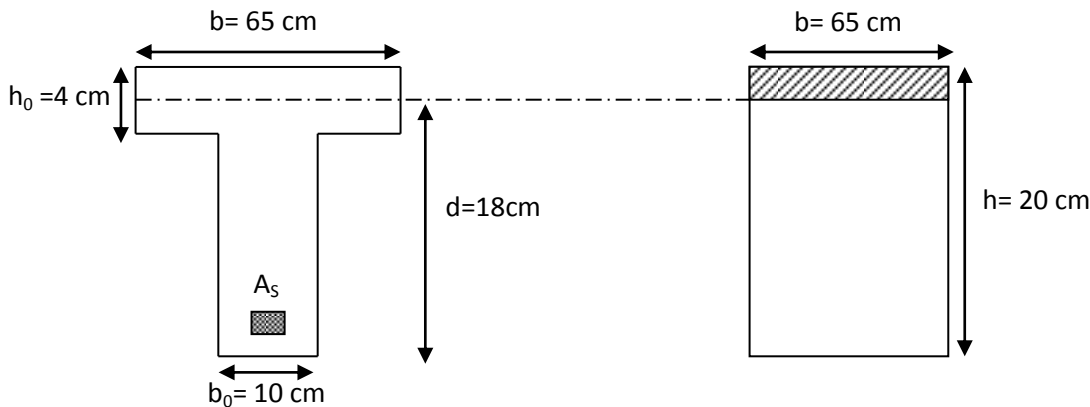
$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 2.356 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire (b×h) = (10×20).

- Sur appui intermédiaires:

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > 5,89 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire (b×h) = (10×20)



$$\gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	8.249	0,65	0,18	0,0276	0,0349	17,37	1,36	3HA10=2,36
Appui de rive	2.356	0,10	0,18	0,0512	0,065	16.82	0,94	2HA10=1.57
Appui Intermédiaire	5,89	0,10	0,18	0,128	0,171	14.92	1.13	2HA10=1,57

Tableau-III-24 Résultats de calcul de ferrailage de type1 (plancher terrasse).

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

a. Vérification a L'ELU :

❖ Vérification de condition non fragilité :

✓ En travée :

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 650 \times 180 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,36 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

✓ Sur appui :

- Appui de rive :

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 180 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,75 > A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

- Appui intermédiaire :

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 180 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,57 > A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

b. Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que : $\tau_{cal} < \tau_{adm}$

$$T_{u \max} = 13.645 \text{ KN.}$$

❖ Fissuration de la contrainte tangentielle :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{u \text{ cal}} = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{13.645 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,758 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$\tau_{u \text{ cal}} < \bar{\tau}_u \rightarrow$ le section vérifier l'effort tranchant.

❖ Calcule des armatures transversales :

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right).$$

ϕ_1 : diamètre minimum des armatures longitudinales .

$$\phi_t : \min \left(\frac{200}{35} ; 10 ; \frac{65}{10} \right) = 5,71 \text{ cm.}$$

On adapte un cadre $\phi 6 \longrightarrow$ 1 cadre T6.

$$\Rightarrow A_t = 2 \text{ T6} = 0,56 \text{ cm}^2.$$

❖ Espacement des armatures transversales :

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$s_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16\text{cm}.$$

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

Suivant, RPA 99 version 2003 (art 7.5.2.2).

$$Q_t \leq 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}$$

$$Q_t = 6 \text{ mm} \geq 4,5 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}.$$

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

c. Vérification de la compression du béton vis de l'effort tranchant :

- Sur appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 12.405 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,53 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,53 \text{ Mpa} \leq 13,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}.$$

- Sur appui intermédiaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 13.645 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,68 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,68 \text{ Mpa} \leq 13,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}.$$

d. Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}.$$

✓ En travée : $\alpha=0,035$.

$$\gamma = \frac{8.249}{6.019} = 1,370.$$

$$\frac{1,370 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,035 \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{CV}.$$

✓ Appui de rive : $\alpha=0,066$.

$$\gamma = \frac{2.356}{1.719} = 1,370.$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\frac{1,370 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$\alpha = 0,066 \leq 0,435 \dots\dots\dots CV.$

✓ **Appui intermédiaire : $\alpha = 0,171$**

$$\gamma = \frac{5.89}{4.299} = 1,370.$$

$$\frac{1,370 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$\alpha = 0,171 \leq 0,435 \dots\dots\dots CV.$

e. Condition de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,20}{3,6} = 0,055 \geq 0,044 \dots\dots\dots CV. \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0,05 \geq \frac{8.249}{15 \times 11.784} = 0,046 \dots\dots\dots CV \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36 \times 100}{650 \times 180} = 0,002 \leq 0,009 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

⇒ **donc le calcul de la flèche est inutile .**

• **Plancher habitation :**

M_{max} (travée) : $M_u^t = 8.003 \text{ KN.m}$

M_{max} (appui de rive) : $M_u^a = 2,238 \text{ KN.m}$

M_{max} (appui intermédiaire) : $M_u^t = 5,596 \text{ KN.m}$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

✓ **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$M_t = 650 \times 40 \times 14,2 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 8.003 \text{ KN.m}.$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec : $b = 0,65 \text{ m}$ et $h = 0,20 \text{ m}$.

✓ **Sur appui :**

- Sur appui de rive :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 2.238 \text{ KN.m}$$

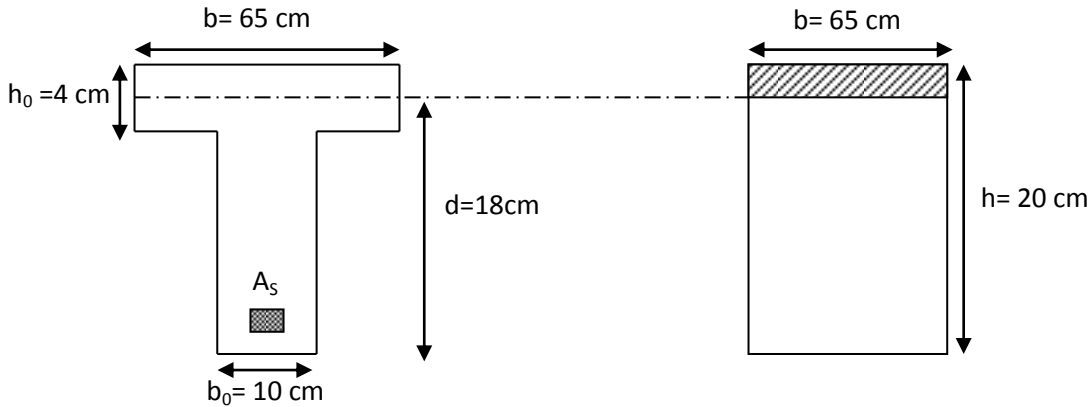
CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Section rectangulaire (b×h) = (10×20).

- Sur appui d'intermédiaire :

$$M_i = 59,072 \text{ KN.m} > 5,596 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire (b×h) = (10×20)



$$\gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	8.003	0,65	0,18	0,026	0,033	17,762	1,29	3HA10=2,36
Appui de rive	2.238	0,10	0,18	$7 \cdot 10^{-3}$	0,01	17,932	0,35	1HA10=0,79
Appui Intermédiaire	5.596	0,10	0,18	0,018	0,023	17.834	0,90	2HA10=1,57

Tableau-III-25 Résultats de calcul de ferrailage de type1 (Plancher habitation).

a. Vérification a L'ELU :

❖ **Vérification de condition non fragilité :**

✓ **En travée :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 650 \times 180 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,36 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

✓ **Sur appui :**

- Appui de rive :

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 180 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,75 > A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv \dots \dots \dots$$

- Appui intermédiaire :

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 180 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,57 > A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

b. Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que : $\tau_{cal} < \tau_{adm}$

$$T_{u \max} = 12.960 \text{ KN.}$$

❖ Fissuration de la contrainte tangentielle :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{u \text{ cal}} = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{12.960 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,720 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$\tau_{u \text{ cal}} < \bar{\tau}_u \rightarrow$ le section vérifier l'effort tranchant.

❖ Calcule des armatures transversales :

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right).$$

ϕ_1 : diamètre minimum des armatures longitudinales .

$$\phi_t : \min \left(\frac{200}{35} ; \phi_1 ; \frac{65}{10} \right) = 5,71 \text{ cm.}$$

On adapte un cadre $\phi 6 \longrightarrow$ 1 cadre T6.

$$\Rightarrow A_t = 2 \text{ T6} = 0,56 \text{ cm}^2.$$

❖ Espacement des armatures transversales :

$$s_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16 \text{ cm.}$$

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

Suivant, RPA 99 version 2003 (art 7.5.2.2).

$$Q_t \leq 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}$$

$$Q_t = 6 \text{ mm} \geq 4,5 \text{ mm} \dots \dots \dots CV.$$

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

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

c. Vérification de la compression du béton vis de l'effort tranchant :

✓ Sur appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 11.781 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,45 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,45 \text{ Mpa} \leq 13,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ Sur appui intermédiaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 12.960 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,60 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,60 \text{ Mpa} \leq 13,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

d. Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

✓ En travée : $\alpha=0,033$

$$\gamma = \frac{8.003}{5,788} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44.$$

$$\alpha = 0,030 \leq 0,440 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ Appui de rive : $\alpha=0,01$

$$\gamma = \frac{2.238}{1.619} = 1,382.$$

$$\frac{1,382 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,01 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ Appui intermédiaire : $\alpha=0,023$

$$\gamma = \frac{5.596}{4.047} = 1,38.$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,023 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{CV}$$

e. Condition de la flèche:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,20}{3,8} = 0,052 \geq 0,044 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0,05 \geq \frac{8.003}{15 \times 11.192} = 0,047 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36 \times 100}{650 \times 180} = 0,002 \leq 0,009 \dots \dots \dots \text{CV}$$

⇒ **donc le calcul de la flèche est inutile**

- Type 02 :

• **Plancher terrasse :**

$$M_{\max} (\text{travée}) : M_u^t = 8,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : M_u^a = 2,357 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : M_u^i = 7.899 \text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

✓ **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$M_t = 650 \times 40 \times 14,2 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 8.68 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec : $b = 0,65\text{m}$ et $h = 0,20\text{m}$.

✓ **Sur appui :**

• Sur appui de rive :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 2,357 \text{ KN.m}$$

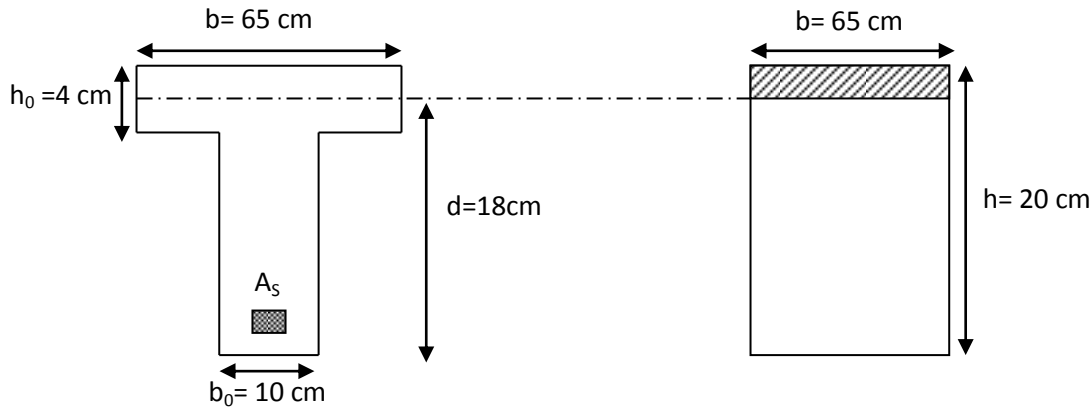
Section rectangulaire ($b \times h$) = (10×20).

• Sur appui d'intermédiaire :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > 7.899 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire ($b \times h$) = (10×20).

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES



$$\gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	$A_{doptée}$ (cm ²)
Travée	8.68	0,65	0,18	0,029	0,0367	17,34	1,43	3HA10=2.36
Appui de rive	2.357	0,10	0,18	0,051	0,0657	16.82	0,4	1HA10=0,79
Appui Intermédiaire	7.899	0,10	0,18	0,171	0,236	13.7	1,66	3HA10=2.36

Tableau-III-26 Résultats de calcul de ferrailage de type2 (plancher terrasse).

a. Vérification a L'ELU :

❖ **Vérification de condition non fragilité :**

✓ **En travée :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 650 \times 180 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.36 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

✓ **Sur appui :**

- Appui de rive :

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 180 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,79 > A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

- Appui intermédiaire :

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 180 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.36 > A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

b. Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que : $\tau_{cal} < \tau_{adm}$

$$T_{u \max} = 15.799 \text{ KN.}$$

❖ **Fissuration de la contrainte tangentielle :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{u \text{ cal}} = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{15.799 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,87 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$\tau_{u \text{ cal}} < \bar{\tau}_u \rightarrow$ le section vérifier l'effort tranchant.

❖ **Calcule des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right).$$

ϕ_1 : diamètre inimum des armatures longitudinales .

$$\phi_t : \min \left(\frac{200}{35} ; 10 ; \frac{65}{10} \right) = 5,71 \text{ cm.}$$

On adapte un cadre $\phi 6 \longrightarrow$ 1 cadre T6.

$$\Rightarrow A_t = 2 \text{ T6} = 0,56 \text{ cm}^2.$$

❖ **Espacement des armatures transversales :**

$$s_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16 \text{ cm.}$$

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

Suivant, RPA 99 version 2003 (art 7.5.2.2).

$$Q_t \leq 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}$$

$$Q_t = 6 \text{ mm} \geq 4,5 \text{ mm} \dots \dots \dots CV.$$

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

c. Vérification de la compression du béton vis de l'effort tranchant :

✓ **Sur appui de rive :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 12.405 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,53 \text{ Mpa}$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,53 \text{ Mpa} \leq 13,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Sur appui intermédiaire :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 15.799 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,95 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,95 \text{ Mpa} \leq 13,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

d. Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

✓ **En travée : $\alpha=0,072$**

$$\gamma = \frac{8,68}{6,34} = 1,37$$

$$\frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435.$$

$$\alpha = 0,072 \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Appui de rive : $\alpha=0,065$**

$$\gamma = \frac{2,357}{1,719} = 1,37.$$

$$\frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,065 \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Appui intermédiaire : $\alpha=0,236$**

$$\gamma = \frac{7,899}{5,764} = 1,370.$$

$$\frac{1,370 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,236 \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

e. Condition de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,20}{3,6} = 0,055 \geq 0,044 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0,05 \geq \frac{12.374}{15 \times 11.784} = 0,05 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36 \times 100}{650 \times 180} = 0,002 \leq 0,009 \dots \dots \dots \text{CV}$$

⇒ donc le calcul de la flèche est inutile

• **Plancher habitation :**

M_{\max} (travée) : $M_u^t = 9.682 \text{ KN.m}$

M_{\max} (appui de rive) : $M_u^a = 2,238 \text{ KN.m}$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

✓ **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$M_t = 650 \times 40 \times 14,2 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 9.682 \text{ KN.m}.$$

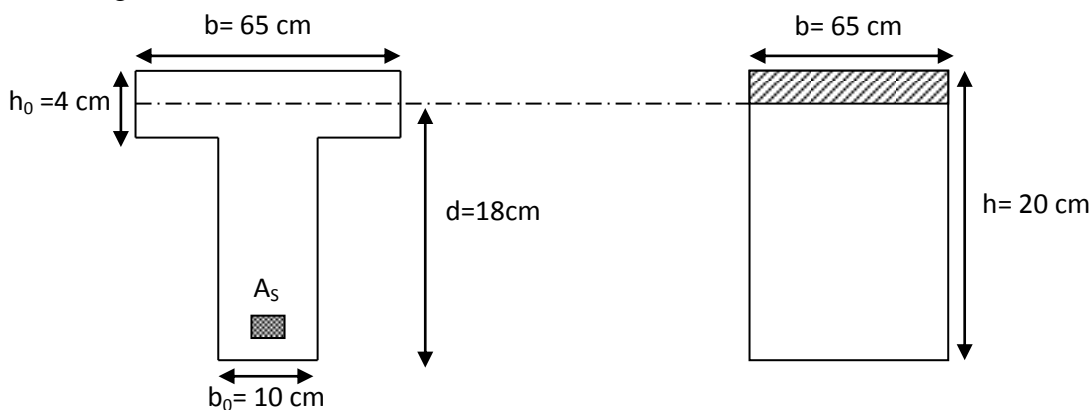
Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec : $b=0,65\text{m}$ et $h=0,20\text{m}$.

✓ **Sur appui :**

- Sur appui de rive :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 2.238 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire ($b \times h$) = (10×20).



CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	$A_{doptée}$ (cm ²)
Travée	9.682	0,65	0,18	0,022	0,03	17,78	1,56	3HA10=2,36
Appui de rive	2,238	0,10	0,18	$7,48 \cdot 10^{-3}$	0,01	17,93	0,35	1HA10=0,79

Tableau-III-27 Résultats de calcul de ferrailage de type2 (Plancher habitation).

a. Vérification a L'ELU :

❖ **Vérification de condition non fragilité :**

✓ **En travée :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 650 \times 180 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,36 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

✓ **Sur appui :**

- **Appui de rive :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 180 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,79 > A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

b. Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que : $\tau_{cal} < \tau_{adm}$

$$T_{u \max} = 11.781 \text{ KN.}$$

❖ **Fissuration de la contrainte tangentielle :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{u \text{ cal}} = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{11.781 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,65 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$\tau_{u \text{ cal}} < \bar{\tau}_u \rightarrow$ le section vérifier l'effort tranchant.

❖ **Calcule des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right).$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

\emptyset_1 : diamètre minimum des armatures longitudinales .

$$\emptyset_t: \min\left(\frac{200}{35}; 35; \frac{65}{10}\right) = 5,71 \text{ cm.}$$

On adapte un cadre $\emptyset 6 \longrightarrow 1$ cadre T6.

$$\Rightarrow A_t = 2 \text{ T6} = 0,56 \text{ cm}^2.$$

❖ Espacement des armatures transversales :

$$s_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16 \text{ cm.}$$

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

Suivant, RPA 99 version 2003 (art 7.5.2.2).

$$Q_t \leq 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}$$

$$Q_t = 6 \text{ mm} \geq 4,5 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

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

c. Vérification de la compression du béton vis de l'effort tranchant :

✓ Sur appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 11.781 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,45 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,45 \text{ Mpa} \leq 13,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

d. Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

✓ En travée : $\alpha=0,03$

$$\gamma = \frac{9,68}{7,002} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,03 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ Appui de rive : $\alpha=0,01$

$$\gamma = \frac{2,238}{1,619} = 1,38.$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\alpha = 0,01 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{CV.}$

e. Condition de la flèche:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,20}{3,8} = 0,052 \geq 0,044 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0,05 \geq \frac{9.382}{15 \times 11.192} = 0,047 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36 \times 100}{650 \times 180} = 0,002 \leq 0,009 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

⇒ donc le calcul de la flèche est inutile

- Type 03 :

- **Plancher terrasse :**

M_{\max} (travée) : $M_u^t = 10.016 \text{ KN.m}$

M_{\max} (appui de rive) : $M_u^a = 2,357 \text{ KN.m}$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

✓ **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$M_t = 650 \times 40 \times 14,2 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 10.016 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec : $b = 0,65\text{m}$ et $h = 0,20\text{m}$.

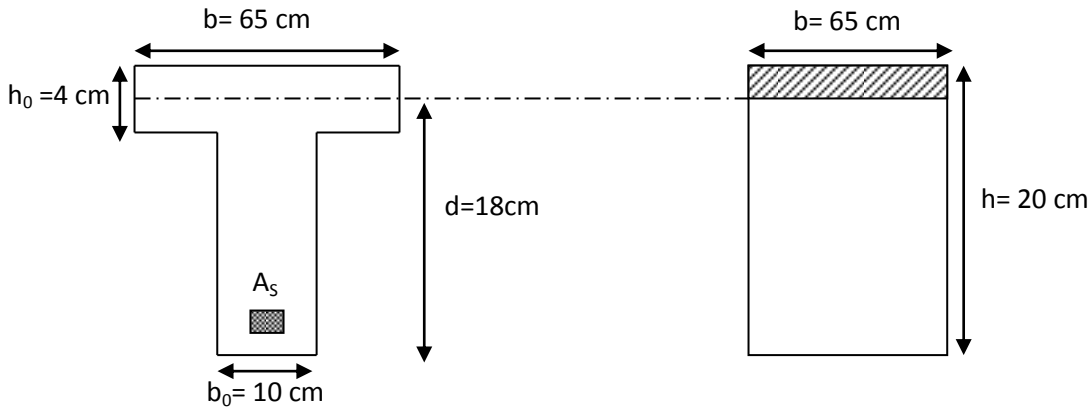
✓ **Sur appui :**

- Sur appui de rive :

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 2.356 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire ($b \times h$) = (10×20)

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES



$$\gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	$A_{doptée}$ (cm ²)
Travée	10,016	0,65	0,18	0,0335	0,0426	17,23	1,67	3HA10=2,36
Appui de rive	2,357	0,10	0,18	0,0512	0,0657	17,82	0,4	1HA10=0,79

Tableau-III-28 Résultats de calcul de ferrailage de type3 (plancher terrasse).

a. Vérification a L'ELU :

❖ Vérification de condition non fragilité :

✓ En travée :

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 650 \times 180 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,36 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

✓ Sur appui :

- Appui de rive :

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 180 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,79 > A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

b. Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que : $\tau_{cal} < \tau_{adm}$

$$T_{u\max} = 12.405 \text{ KN.}$$

❖ Fissuration de la contrainte tangentielle :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{u\text{cal}} = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{12.405 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,69 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$\tau_{u\text{cal}} < \bar{\tau}_u \rightarrow$ le section vérifier l'effort tranchant.

❖ Calcule des armatures transversales :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right).$$

ϕ_1 : diamètre minimum des armatures longitudinales .

$$\phi_t: \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{65}{10}\right) = 5,71 \text{ cm.}$$

On adapte un cadre $\phi 6 \longrightarrow$ 1 cadre T6.

$$\Rightarrow A_t = 2 \text{ T6} = 0,56 \text{ cm}^2.$$

❖ Espacement des armatures transversales :

$$s_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16 \text{ cm.}$$

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

Suivant, RPA 99 version 2003 (art 7.5.2.2).

$$Q_t \leq 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}$$

$$Q_t = 6 \text{ mm} \geq 4,5 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

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

c. Vérification de la compression du béton vis de l'effort tranchant :

✓ Sur appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 12.405 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,53 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,53 \text{ Mpa} \leq 13,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

d. Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

✓ **En travée : $\alpha=0,0426$**

$$\gamma = \frac{10.016}{7.309} = 1.37$$

$$\frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,0426 \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Appui de rive : $\alpha=0,0657$**

$$\gamma = \frac{2,356}{1,719} = 1,37.$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$$\alpha = 0,01 \leq 0,44 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

e. Condition de la flèche:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,20}{3,8} = 0,052 \geq 0,044 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0,05 \geq \frac{10.016}{15 \times 11.784} = 0,05 \dots \dots \dots \text{CV} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36 \times 100}{650 \times 180} = 0,002 \leq 0,009 \dots \dots \dots \text{CV} \end{array} \right.$$

⇒ donc le calcul de la flèche est inutile

- **Type 04 :**

- **Plancher terrasse :**

M_{\max} (travée) : $M_{ut} = 10.254 \text{ KN.m}$

M_{\max} (appui de rive) : $M_u^a = 1.886 \text{ KN.m}$

M_{\max} (appui intermédiaire) : $M_u^i = 6.319 \text{ KN.m}$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

✓ **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \times Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 650 \times 40 \times 14,2 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 8.249 \text{ KN.m.}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec : $b=0,65\text{m}$ et $h=0,20\text{m}$.

✓ **Sur appui :**

- Sur appui de rive :

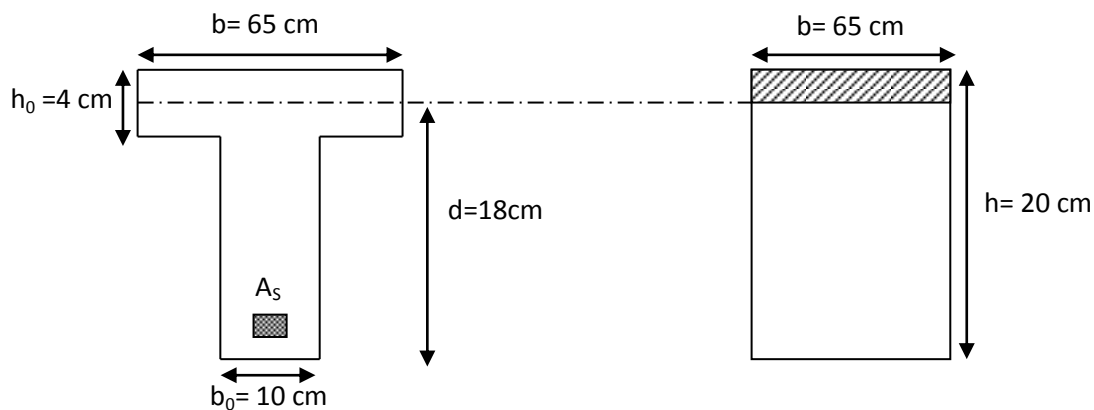
$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 1.886 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire ($b \times h$) = (10×20).

- Sur appui intermédiaires:

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > 6.319 \text{ KN.m}$$

Section rectangulaire ($b \times h$) = (10×20)



$$\gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} \quad ; \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
Travée	10.254	0,65	0,18	0,034	0,043	17,69	1,66	3HA10=2,36
Appui de rive	1.886	0,10	0,18	0,0063	0,008	17.94	0.30	2HA10=1.57
Appui Intermédiaire	6.319	0,10	0,18	0,021	0,027	17.80	1.02	2HA10=1,57

Tableau-III-29 Résultats de calcul de ferrailage de type4 (plancher terrasse).

a. Vérification a L'ELU :

❖ **Vérification de condition non fragilité :**

✓ **En travée :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 650 \times 180 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,36 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

✓ **Sur appui :**

- **Appui de rive :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 180 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,75 > A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

- **Appui intermédiaire :**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 180 = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,57 > A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

b. Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que : $\tau_{cal} < \tau_{adm}$

$$T_{u \max} = 15.797 \text{ KN.}$$

❖ **Fissuration de la contrainte tangentielle :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{u \text{ cal}} = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{15.797 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,877 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$\tau_{u \text{ cal}} < \bar{\tau}_u \rightarrow$ le section vérifier l'effort tranchant.

❖ **Calcule des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right).$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

\emptyset_1 : diamètre minimum des armatures longitudinales .

$$\emptyset_t: \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{65}{10}\right) = 5,71 \text{ cm.}$$

On adapte un cadre $\emptyset 6 \longrightarrow 1$ cadre T6.

$$\Rightarrow A_t = 2 \text{ T6} = 0,56 \text{ cm}^2.$$

❖ Espacement des armatures transversales :

$$s_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16 \text{ cm.}$$

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

Suivant, RPA 99 version 2003 (art 7.5.2.2).

$$Q_t \leq 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}$$

$$Q_t = 6 \text{ mm} \geq 4,5 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

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

c. Vérification de la compression du béton vis de l'effort tranchant :

✓ Sur appui de rive :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 11.097 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 0,68 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,68 \text{ Mpa} \leq 13,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ Sur appui intermédiaire :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 15.797 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 0,97 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ Mpa} \leq 13,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

d. Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \quad ; \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

✓ En travée : $\alpha=0,043$.

$$\gamma = \frac{10.254}{7.488} = 1,370.$$

$$\frac{1,370 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$\alpha = 0,043 \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{CV.}$

✓ **Appui de rive : $\alpha = 0,008$.**

$$\gamma = \frac{1.886}{1.376} = 1,370.$$

$$\frac{1,370 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$\alpha = 0,008 \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{CV.}$

✓ **Appui intermédiaire : $\alpha = 0,027$**

$$\gamma = \frac{6.319}{4.611} = 1,370.$$

$$\frac{1,370 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

$\alpha = 0,027 \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{CV.}$

e. Condition de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{0,20}{3,6} = 0,055 \geq 0,044 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow 0,05 \geq \frac{10.254}{15 \times 15.79} = 0,043 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36 \times 100}{650 \times 180} = 0,002 \leq 0,009 \dots \dots \dots \text{CV}$$

⇒ **donc le calcul de la flèche est inutile .**

III-3-2-6- La dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens par un quadrillage afin d'éviter les fissurations, les conditions suivantes doivent être respectées :

Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.

Les dimensions des mailles sont normalisées (**Art. B.68. BAEL91**) comme suit :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- Si : $L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A > \frac{200}{f_e}$
- Si : $50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A \geq 4 \frac{L}{f_e}$.

A : La section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en : cm^2 pour mètre de nervures).

L_n : Écartement entre axe des nervures.

$f_e = 400 \text{ MPa}$.

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieurs des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à $\left(\frac{A}{2}\right)$.

Dans notre cas, on a une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

Soit : $L_n = 65\text{cm} \Rightarrow 50 \leq 65\text{cm} \leq 80$.

$$\text{D'ou : } A_{\text{perp}} = \frac{4 \cdot L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5T6 = 1.41 cm²/ml ; avec un espacement de : $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$

- Pour la section des armatures parallèles aux nervures on prend :

$$A_{\text{paral}} = \frac{A_{\text{perp}}}{2} = 0,352\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5T6 = 1.41 cm²/ml , avec un espacement de : $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens

III-3-2-7- Ferrailage des poutrelles :

- **Type 01 :**

✚ **Terrasse :**

Ces trois conditions sont vérifiées donc les poutrelles ne sont pas fléchées

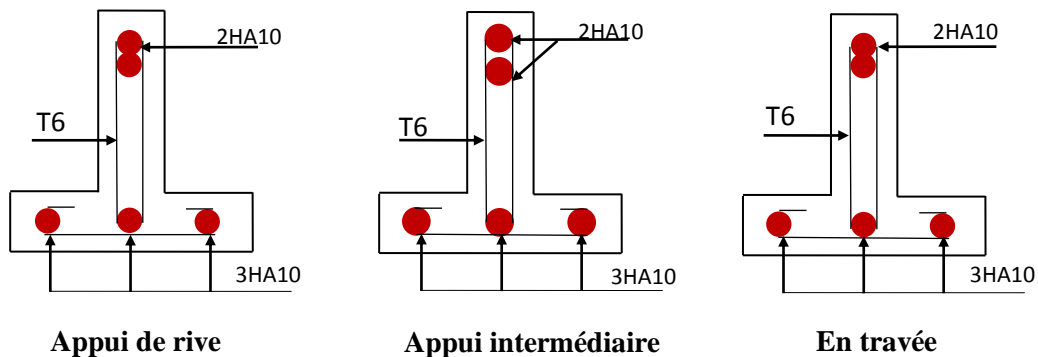


Figure-III-7 Ferrailage des poutrelles (Type 01).

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

✚ Habitation :

Ces trois conditions sont vérifiées donc les poutrelles ne sont pas fléchées

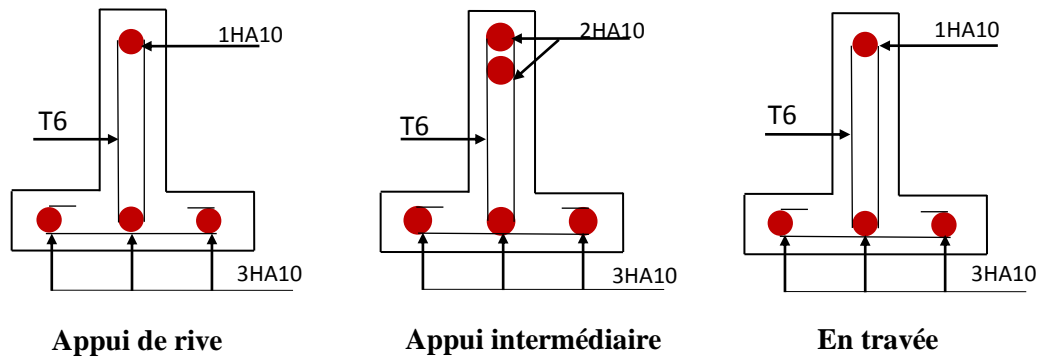


Figure-III-8 Ferrailage des poutrelles (Type 01).

- Type 02 :

✚ Terrasse :

Ces trois conditions sont vérifiées donc les poutrelles ne sont pas fléchées

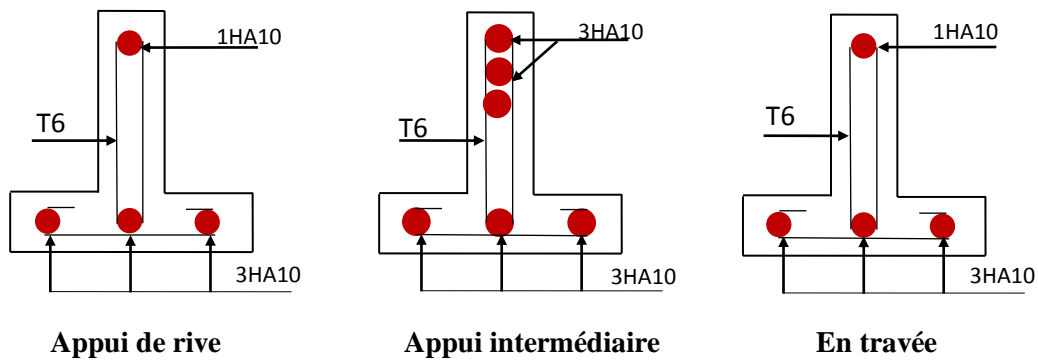


Figure-III-9 Ferrailage des poutrelles (Type 02).

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

+ Habitation :

Ces deux conditions sont vérifiées donc les poutrelles ne sont pas fléchées



Figure-III-10 Ferrailage des poutrelles (Type 02).

- Type 03 :

+ Terrasse :

Ces deux conditions sont vérifiées donc les poutrelles ne sont pas fléchées



Figure-III-11 Ferrailage des poutrelles (Type 03).

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Type 04 :
 - ✚ Terrasse :

Ces trois conditions sont vérifiées donc les poutrelles ne sont pas fléchées

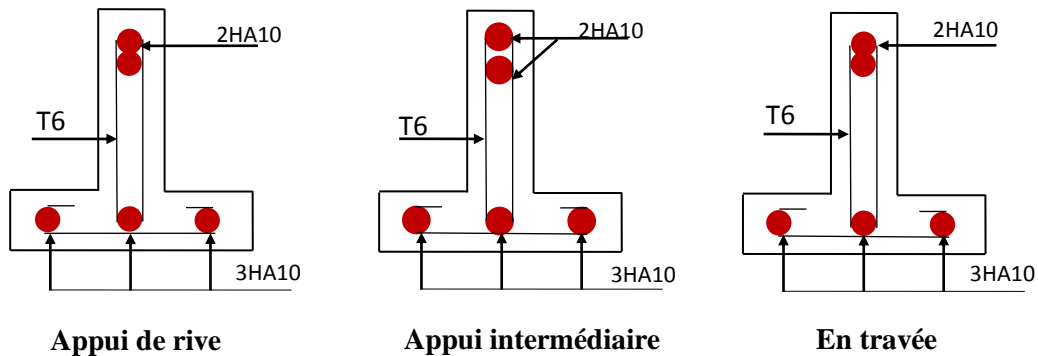


Figure-III-12 Ferrailage des poutrelles (Type 04) .

III-3-3- Plancher à dalle pleine :

III-3-3-1- Plancher à dalle pleine:

III-3-3-1-1- Définition :

Plancher en béton arme de 15 à 20 cm d'épaisseur coule sur un coffrage plat .le diamètre des armatures incorporée et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.

Ce type de plancher est très utilise dans l'habitat collectif, au niveau des sous-sols, etc....

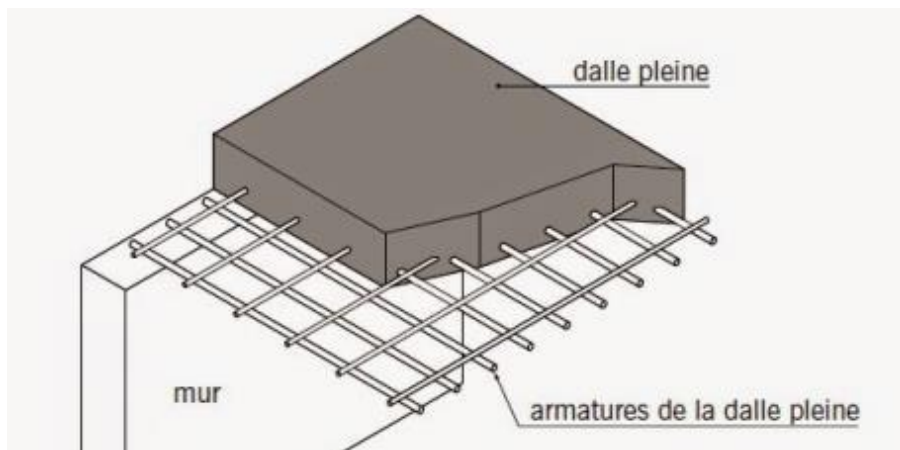


Figure-III-13 Dalle pleine.

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Une dalle est caractérisée par ses dimensions en plans L_x et L_y . Nous désignons par L_x la plus petite dimension, on aura donc $L_x \leq L_y$, il y a deux modes de travail des dalles qui sont déterminés en fonction du rapport L_x/L_y .

$$\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \quad : \text{ dalle portedans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \quad : \text{ dalle portedans les deux sens.}$$

III-3-3-1-2- Principe de la méthode :

En fonction du rapport des dimensions en plan α mesurés entre nus, et du coefficient de poisson ν du matériau, les tables de BARES nous permettent de déterminer les coefficients μ_x et μ_y . Le calcul se fait à l'ELU avec $\nu=0$ et à l'ELS avec $\nu=0,2$.

III-3-3-1-3- Étape de calcul :

- **Calcul de α :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,25}{4} = 0,81 > 0,4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- **calcul des moments isostatiques :**

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \quad : \text{ moment dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad : \text{ moment dans le sens de la grande portée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 1/(8(1+2,4\alpha^3)) \\ \mu_y = \alpha^3(1,9-0,9\alpha) \end{array} \right\} \text{ Avec Les coefficients } \mu_y \text{ et } \mu_x \text{ sont donné par règles BAEL91.}$$

- **Moment sur travée :**

Pour un panneau de rive :

$$\text{Sens } L_x : M_x^t = 0,85 \times M_x \quad ; \quad \text{Sens } L_y : M_y^t = 0,85 \times M_y.$$

Pour un panneau intermédiaire :

$$\text{Sens } L_x : M_x^t = 0,75 \times M_x \quad ; \quad \text{Sens } L_y : M_y^t = 0,75 \times M_y.$$

- **Moment sur appuis :**

Pour un panneau de rive :

$$\text{Sens } L_x : M_x^a = 0,3 \times M_x \quad ; \quad \text{Sens } L_y : M_y^a = 0,3 \times M_y.$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Pour un panneau intermédiaire :

Sens L_x : $M_x^a = 0,5 \times M_x$; Sens L_y : $M_y^a = 0,5 \times M_y$.

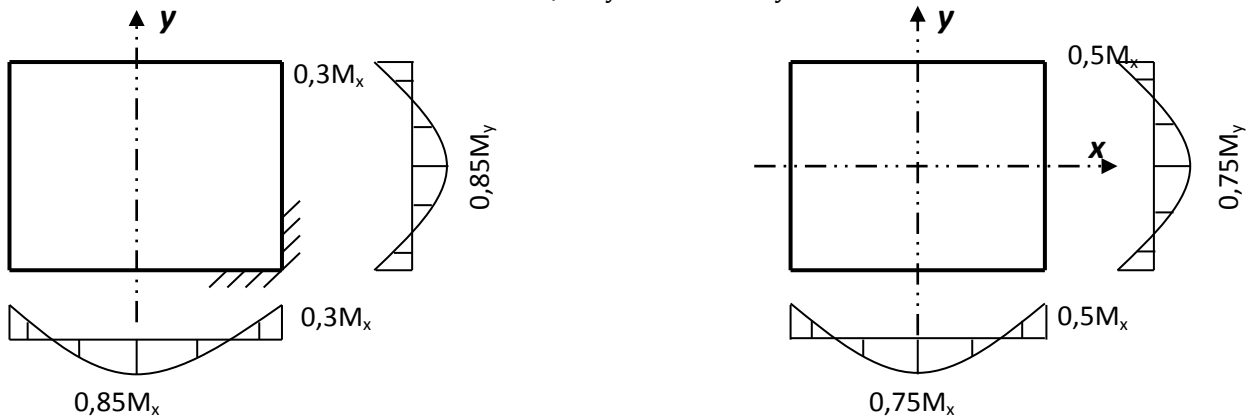
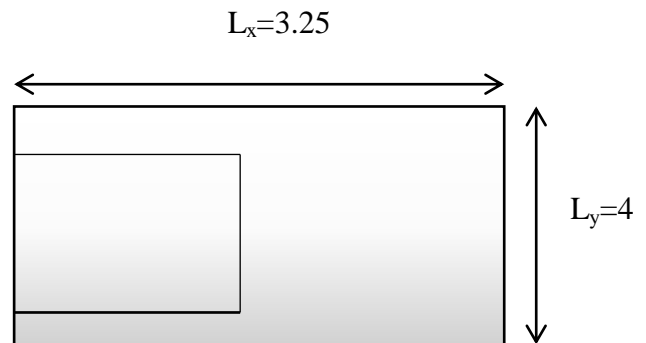


Figure-III-14 Distribution des moments sur les panneaux.

a- Plancher dalle pleine (d'ascenseur) :



$G = 6.83 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$; $Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$. (le calcul se fait sur une bonde de **1m.**)

• **Combinaison d'action :**

	G (KN/m)	Q (KN/m)	Q_u (KN/m)	Q_{ser} (KN/m)
Dalle	6.83	1	10.72	7.83

Tableau-III-30 Chargement du plancher à dalles pleines

• **Sollicitations :**

Dalle	L_x	L_y	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$	$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$
ELU	3.25	4	0,81	0,054	0.622	6.21	3.863
ELS	3.25	4	0,81	0,054	0,622	4.505	2.802

Tableau-III-31 Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

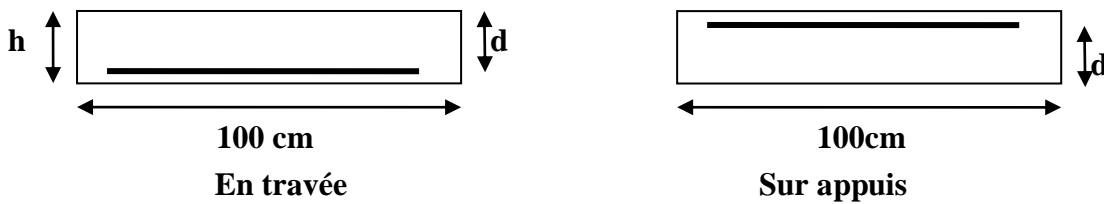
- Moments fléchissant à L'ELU et à l'ELS :

Dalle	M_{ax} (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
ELU	3.105	4.657	1.931	2.897
ELS	2.253	3.379	1.401	2.102

Tableau-III-32 Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

- **Calcul de ferrailage :**

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire ($b * h$) = (100 * 16) cm² soumise à la flexion simple.



ELU :

On a :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm}$$

- $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,6 \text{ cm.}$

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm.}$

Calcul de d_x et d_y :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2} = 16 - 2 - 0,5 = 13,5 \text{ cm.}$
- $d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 12,5 \text{ cm.}$

Pour les calculs on utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}}$
- $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$
- $z = d * (1 - 0,4 * \alpha)$
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$.
- $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$.

Condition de non fragilité : selon **BAEL** :

Pour Fe E400 :

selon Ly : $A_{sy \text{ min}} = 8 * h_0$

selon Lx: $A_{sx \text{ min}} = \frac{3 - \alpha}{2} * A_{sy \text{ min}}$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
Mu(KN. m)	3.105	4.657	1.931	2.897
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,135	0,135	0,125	0,125
μ	0,012	0,018	0,0087	0,013
α	0,015	0,023	0,011	0,016
Z (cm)	13,419	13,376	12.445	12.42
As (cm ²)	0.665	1.0004	0.446	0.67
As (min)	1,63	1,63	1,63	1,63
As adop (cm ²)	4T8 = 2,01	4T8 = 2.01	4T8 = 2,01	4T8 = 2.01
St (cm)	25	25	25	25
St _{max} (cm)	33	33	33	33
St < St _{max}	CV	CV	CV	CV

Tableau-III-33 Ferrailage de panneau à l'ELU.

- $\tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$
- $\tau_u < \frac{V_u}{b_0.d}$
- $V_{uX} = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \cdot (1 / (1 + \alpha / 2))$
- $V_{uY} = \frac{q_u \cdot l_x}{3}$

Avec : $L_x = 3.25\text{m}$; $q_u = 10.89 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$; $\alpha = 0,81$.

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

- $V_{ux} = 12.595 \text{ KN}$.
- $V_{uY} = 11.797 \text{ KN}$.
- $\tau_u = \frac{12595}{1000 \cdot 135} = 0.093 \text{ Mpa}$.
- $\bar{\tau}_u = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1,167 \text{ Mpa}$.

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification à l'E.L.S :

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

- La fissuration est préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \eta = 1.6(\text{HA})$.
- $\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

Et :

Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * [(A_s * (d - y)^2 + A'_s * (y - d')^2)]$.BAEL 91.

On a :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$

Avec :

- Y : est la solution de l'équation suivante : $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
- $D = \frac{15 \cdot A_{st}}{b}$
- $E = 2 * d * D$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y = K * Y$
- $\sigma_{st} = 15 * K * (d - y)$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
M_{ser} (KN. m)	2.253	3.379	1.401	2.102
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	16	16	16	16
d (cm)	13,5	13,5	12,5	12,5
As adop (cm²)	4T8 = 2, 01	4T8 = 2, 01	4T8 = 2, 01	4T8 = 2, 01
D (cm)	0,30	0,30	0,30	0,30
E (cm²)	8.10	8.10	7.5	7.5
Y_{ser} (cm)	2.83	2.83	2.45	2.45
I (cm⁴)	4167,68	4167,68	3538,33	3538,33
K ($\frac{N}{mm^3}$)	0.054	0.081	0.039	0.059
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201,63	201,63	201,63	201,63
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
σ_{st} (Mpa)	88.59	132.88	58.13	87.94
σ_{bc} (Mpa)	1.38	2.076	0.99	1.51
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	CV	CV	CV	CV

Tableau-III-34 Vérification des contraintes à l'ELS

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III-3-3-2- Schéma de ferrailage

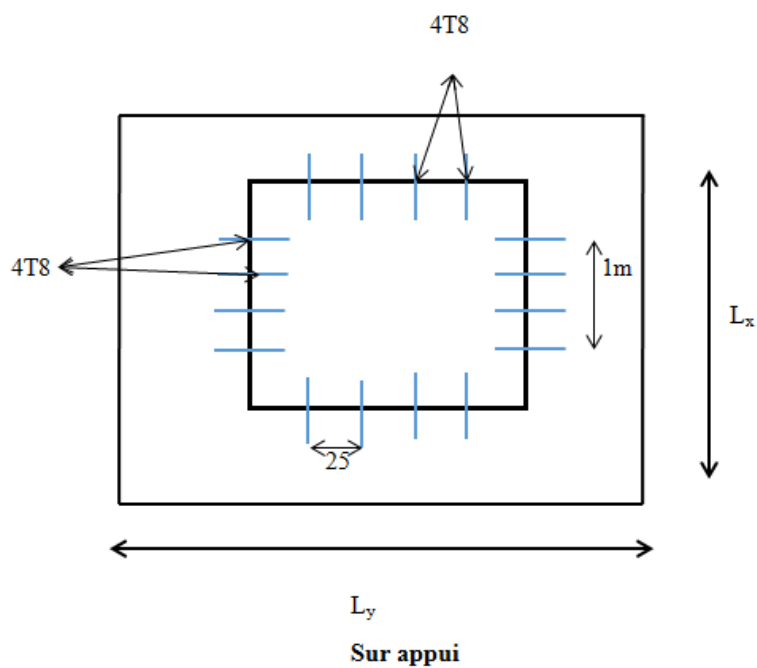
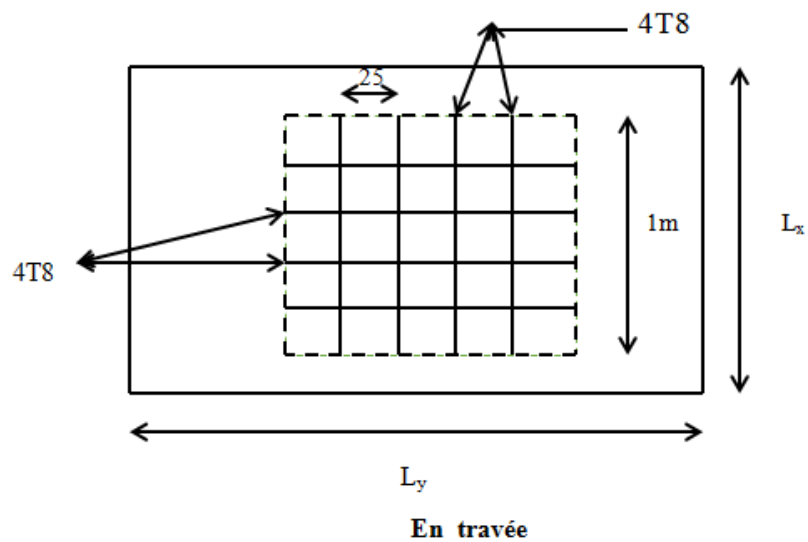
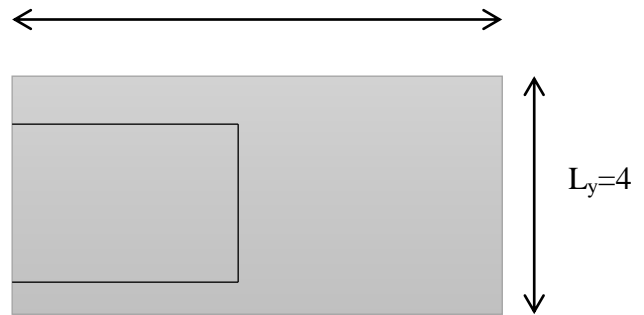


Figure-III-15 Ferrailage de la dalle pleine.

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

b- Plancher dalle pleine (d'ascenseur) s .sol : $L_x=3.25$



$G = 6.15 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$; $Q = 2.5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$. (le calcul se fait sur une bonde de **1m.**)

- Combinaison d'action :

	G (KN/m)	Q (KN/m)	Q_u (KN/m)	Q_{ser} (KN/m)
Dalle	6.15	2.5	12.05	8.65

Tableau-III-35 Chargement du plancher à dalles pleines

- Sollicitations :

Dalle	L_x	L_y	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$	$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$
ELU	3.25	4	0,81	0,055	0.622	7.000	4.354
ELS	3.25	4	0,81	0,055	0,622	5.025	3.125

Tableau-III-36 Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS

- Moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS :

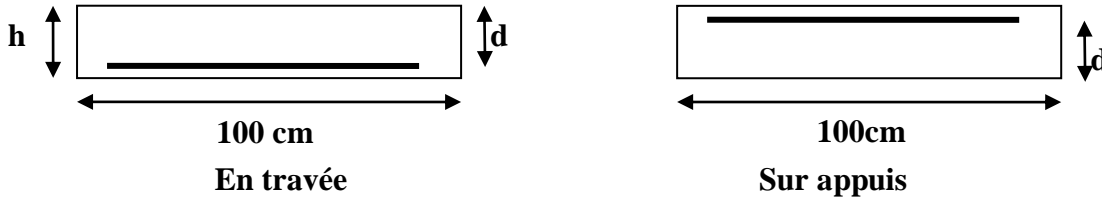
Dalle	M_{ax} (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
ELU	3.5	5.25	2.177	3.265
ELS	2.512	3.76	1.562	2.343

Tableau-III-37 Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

➤ Calcul de ferrailage :

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire ($b * h$) = (100 * 16) cm² soumise à la flexion simple.



ELU :

On a :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 16 \text{ cm}$$

- $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,6 \text{ cm.}$

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm.}$

Calcul de d_x et d_y :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2} = 16 - 2 - 0,5 = 13,5 \text{ cm.}$

- $d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 12,5 \text{ cm.}$

Pour les calculs on utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}}$
- $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$
- $z = d * (1 - 0,4 * \alpha)$
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$
- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$
- $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$

Condition de non fragilité : selon BAEL :

Pour Fe E400 :

$$\text{selon Ly : } A_{s_y \text{ min}} = 8 * h_0$$

$$\text{selon Lx : } A_{s_x \text{ min}} = \frac{3 - \alpha}{2} * A_{s_y \text{ min}}$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
Mu(KN.m)	3.5	5.25	2.117	3.265
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,135	0,135	0,125	0,125
μ	0,013	0,02	0,009	0,014
α	0,01	0,02	0,01	0,01
Z (cm)	13,45	13,44	12.45	12.45
As (cm²)	0.74	1.12	0.48	0.75
As (min)	1,63	1,63	1,63	1,63
As adop (cm²)	4T8 = 2, 01	4T8 = 2. 01	4T8 = 2, 01	4T8 = 2. 01
St (cm)	25	25	25	25
St_{max} (cm)	33	33	33	33
St < St_{max}	CV	CV	CV	CV

Tableau-III-38 Ferrailage de panneau à l'ELU.

- $\tau_u < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$
- $\tau_u < \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$
- $V_{uX} = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \cdot (1 / (1 + \alpha / 2))$
- $V_{uY} = \frac{q_u \cdot l_x}{3}$

Avec : $L_x = 3.25\text{m}$; $q_u = 6.9 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$; $\alpha = 0,81$.

- $V_{uX} = 13.92 \text{ KN}$.
- $V_{uY} = 13.05 \text{ KN}$.
- $\tau_u = \frac{13922}{1000 \cdot 135} = 0.1 \text{ Mpa}$.
- $\tau_u = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1,167 \text{ Mpa}$.

$\tau_u < \tau_u \rightarrow$ vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

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

- La fissuration est préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \eta = 1.6(\text{HA})$.
- $\bar{\sigma}_{st} = \min(266.66 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

Et :

Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * [(A_s * (d - y)^2 + A'_s * (y - d')]$. **BAEL 91**.

On a :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$

Avec :

- **Y** : est la solution de l'équation suivante : $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
- $D = \frac{15 \cdot A_{st}}{b}$
- $E = 2 * d * D$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y = K * Y$
- $\sigma_{st} = 15 * K * (d - y)$

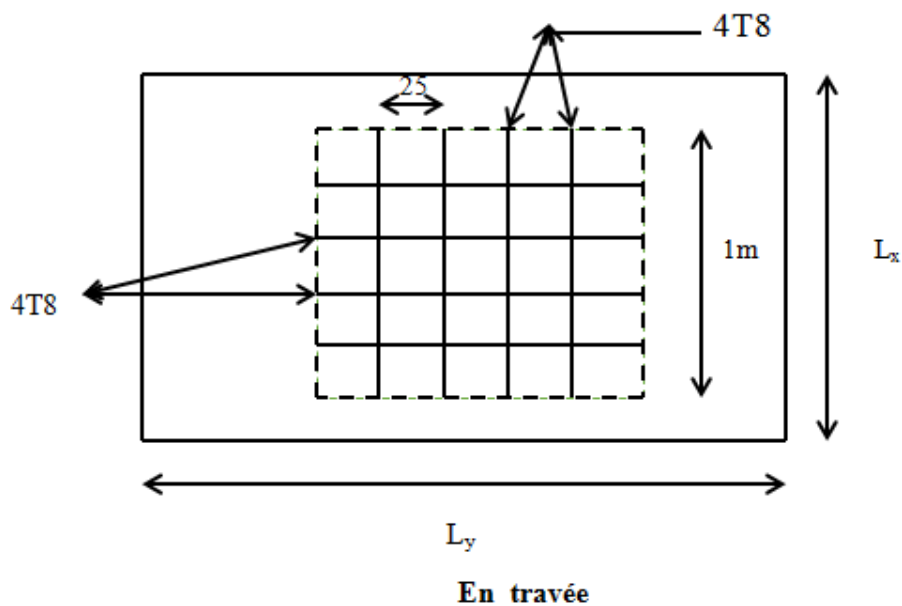
Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
M_{ser}(KN. m)	2.512	3.76	1.562	2.343
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	16	16	16	16
d (cm)	13,5	13,5	12,5	12,5
As adop (cm²)	4T8 = 2, 01	4T8 = 2, 01	4T8 = 2, 01	4T8 = 2, 01

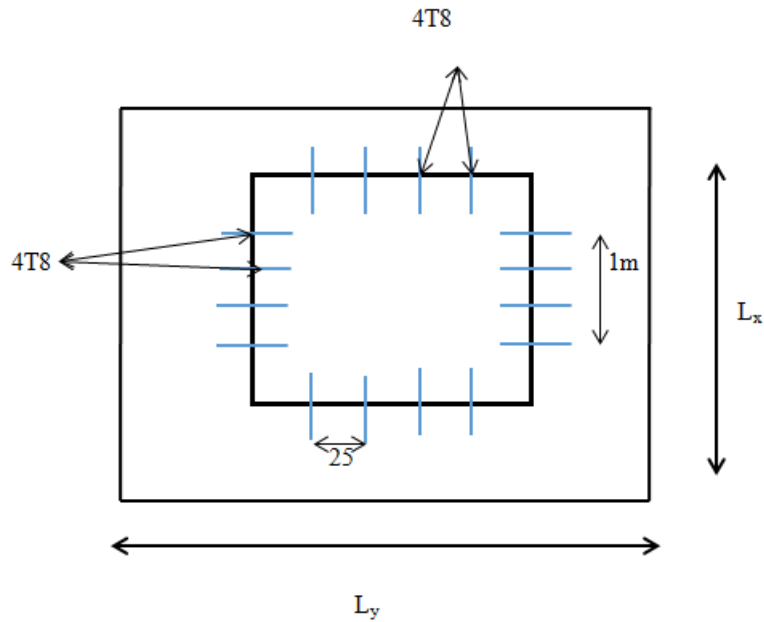
CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

D (cm)	0,302	0,302	0,302	0,302
E (cm²)	8.154	8.154	7.55	7.55
Y_{ser} (cm)	2.57	2.57	2.46	2.46
I (cm⁴)	4167,69	4167,69	3535,40	3535,40
K ($\frac{N}{mm^3}$)	0.06	0.09	0.04	0.06
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201,63	201,63	201,63	201,63
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
σ_{st} (Mpa)	98.37	147.55	60.24	90.36
σ_{bc} (Mpa)	1.54	2.313	0.98	1.476
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	CV	CV	CV	CV

Tableau-III-39 Vérification des contraintes à l'ELS

III-3-3-3- Schéma de ferrailage :





Sur appuis

Figure-III-16 Ferrailage de la dalle pleine.

III-4- Étude de l'escalier

III-4-1- Définition :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre structure nous avons deux types d'escalier, escalier à trois volées qui permet le mouvement entre étages et l'escalier de l'entrée principale.

III-4-2- Calcul des escaliers à trois volées :

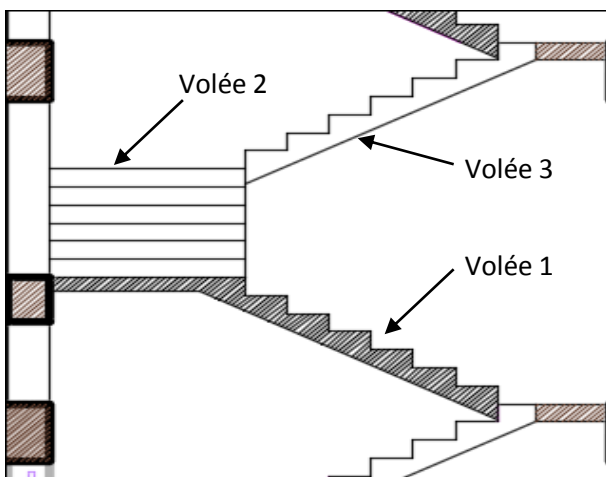


Figure-III-17 Coupe sur les escaliers.

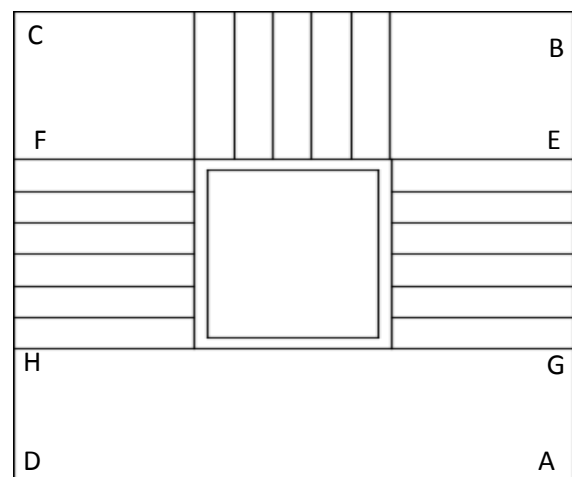


Figure- III-18 Vue en plan des escaliers.

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III-4-2-1- Calcul de la 1^{ère} et 3^{ème} volée (AB=CD) :

- ✓ *Palliasse* : $G = 8,84 \text{ KN/ml}$, $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$
- ✓ *Palier* : $G = 5,10 \text{ KN/ml}$, $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

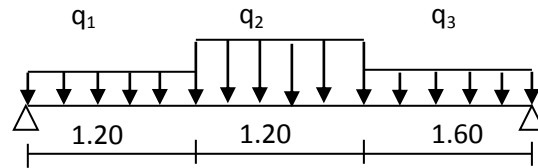


Figure-III-19 Schéma statique de l'escalier.

III-4-2-1-1- Calcul des sollicitations :

Charge équivalente :

$$\text{Les charges équivalentes: } G_{eq} = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i} = \frac{q_1 \times 1,2 + q_2 \times 1,2 + q_3 \times 1,6}{1,2 + 1,2 + 1,6}$$

$$G_{eq} = \frac{1,2 * 5,1 + 8,84 * 1,2 + 5,1 * 1,6}{4} = 6,22 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

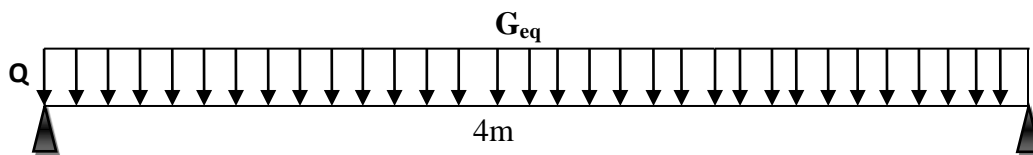


Figure –III-20 charge équivalente

➤ Les Combinaison des charges :

ELU :

- $q_u = 1,35 * G_{eq} + 1,5 * Q = 1,35 * 6,22 + 1,5 * 2,5 = 12,147 \text{ KN/ml}$

ELS :

- $q_{ser} = G_{eq} + Q = 6,22 + 2,5 = 8,72 \text{ KN/ml}$

➤ Sollicitations de calcul de l'escalier :

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

ELU :

- **Moment isostatique : $M_0 = \frac{qu.l^2}{8} = \frac{12.147*(4)^2}{8} = 24.294 \text{ KN.m.}$**
- **Moment sur appui : $M_a = 0,4 * M_0 = 0,4 * 24.294 = 9.718 \text{ KN.m.}$**
- **Moment en travée : $M_t = 0,75 * M_0 = 0,75 * 24.294 = 18.22 \text{ KN.m.}$**

ELS :

- **Moment isostatique : $M_0 = \frac{qser.l^2}{8} = \frac{8.72*(4)^2}{8} = 17.44 \text{ KN.m}$**
- **Moment sur appui : $M_a = 0,4 * M_0 = 0,4 * 17.44 = 6.976 \text{ KN.m}$**
- **Moment en travée : $M_t = 0,75 * M_0 = 0,75 * 17.44 = 13.08 \text{ KN.m.}$**

	$M_0(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$
ELU	24.294	9.718	18.22
ELS	17.44	6.976	13.08

Tableau-III-40 Résultats du calcul des moments de l'escalier.

III-4-2-1-2- Calcule des armatures :

a. Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de **1 ml** la section de béton est $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$

$f_{c28}(\text{MPa})$	θ	$f_{t28}(\text{MPa})$	γ_b	γ_s	d (mm)	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_u(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
25	1	2.1	1.5	1.15	135	14.2	400	348

Tableau-III-41 Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad ;$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s}$$

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

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	M_u (KN.m)	b (mm)	d (mm)	μ	α	Z (mm)	A_s min (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Travée	18.22	1000	135	0.07	0.091	130.086	1.63	4.02	5HA12=5.65
Appuis	9.718	1000	135	0.037	0.047	132.46	1.63	2.10	5HA10=3.93

Tableau-III-42 Les Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier

- **Armatures de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A_s}{4}$$

En travée : $A_{rep}=1.41\text{cm}^2$.on adopte : **5HA8=2.51cm²** ; avec $S_t=20\text{cm}$.

Sur appui : $A_{rep}=0.98\text{cm}^2$.on adopte : **5HA8=2.51cm²** ; avec $S_t= 20\text{cm}$.

a) Vérifications :

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :**

$$5.65\text{cm}^2 > A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV.$$

$$3.93\text{cm}^2 > A_{s_{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV.$$

- **Espacement maximal :**

$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

- En travée : $s_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots CV$.

- En appuis : $s_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots CV$.

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} \quad (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

Donc : $\bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$.

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$; Avec T_u : l'effort tranchant maximal sur appui

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{12.147 \times 4}{2} = 24.29\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{24.29 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.1799\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.179 < \bar{\tau} = 3.33 \dots\dots\dots CV.$$

➤ **Vérification à ELS :**

- **Vérification des contraintes de béton :**

La vérification des contraintes dans le béton est nécessaire, si la condition suivante est n'est pas vérifiée :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18.22}{13.08} = 1.39$$

$$\left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.45$$

Donc : $\alpha = 0.091 < 0.45 \dots \dots \dots CV.$

➤ **Sur appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9.718}{6.976} = 1.39$$

$$\left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.45$$

Donc : $\alpha = 0.047 < 0.45 \dots \dots \dots CV.$

• **Vérification des contraintes dans les aciers :**

Comme la fissuration est non préjudiciable, la vérification des contraintes dans l'acier tendus est n'est pas nécessaire.

• **Vérification de la flèche :**

D'après l'article B.6.51 du BAEL91 :

Il faut vérifies les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{400} = 0.0375 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots CNV. \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{15}{400} = 0.0375 \frac{18.22}{10 \times 24.294} = 0.075 \dots \dots \dots CNV. \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.0004 \leq 0.0105 \dots \dots \dots CV. \end{array} \right.$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de la flèche s'imposera

• **Calcul de la flèche :**

La flèche totale est donnée selon le BAEL 91, comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Avec :

f_{gv}, f_{gi} : Flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : Flèches dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportés par l'élément considéré.

Et on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots \dots \dots Si : L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5cm + \frac{L}{1000} \dots \dots \dots Si : L > 5m \end{array} \right.$$

Dans notre cas, cette flèche ne doit pas dépasser $\frac{l}{500}$.

D'après le **BAEL91** on a :

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10.E_i.I_{fi}} \quad ; \quad f_v = \frac{M_{ser}.l^2}{10.E_v.I_{vf}}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I » :**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta[A_s(d - y)^2]$$

Avec :

y : La position de l'axe neutre.

η : Coefficient d'équivalence=15

- **Calcul de y :**

$$by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d \times A_s - d' \times A'_s) = 0$$

Avec :

$$A'_s = 0 \quad ; \quad A = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$y = 4.01 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I_0 » :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - V \right) + 15A_s(d - V)^2$$

$$V = \left(\frac{b.h^2}{2} + 15A_s.d \right) / (b.d + 15A_s)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \quad \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho} \quad \lambda_p = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c 28}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Y	I	V	I_0	ρ	λ_i	λ_p	E_i	E_v (MPa)
(cm)	(cm ⁴)	(cm)	(cm ⁴)		(MPa)	(MPa)	(MPa)	
4.01	9781.96	10.87	37498.87	0.0041	5.12	2.048	32164.19	10818.86

Tableau-III-43 Déférents coefficients pour le calcul de la flèche.

- **Calcul des flèches dues à l'ensemble des charges permanente « f_{gv} ; f_{gi} » :**

La combinaison : $q = G$ (Pour 1 ml).

On a :

Paillasse : $q_1 = 8.84 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_2 = 5.10 \text{ KN/ml}$

$$G_{eq} = \frac{(8.84 \times 1.2) + 5.10 \times (1.2 + 1.6)}{4} = 6.22 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0 = 12.44 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 4.977 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 9.33 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Avec :

$$\sigma_g = \frac{15M_g(d - y)}{I}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right)$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_t \cdot \mu}$$

$$f_{gi} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fg}}$$

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

$$f_{gv} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fv}}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul :

M_g (KN.m)	σ_g (MPa)	μ_g	$I_{f_{gi}}$ (cm ⁴)	$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	f_{gi} (mm)	f_{gv} (mm)
9.33	135.77	0.1507	23283.54	31520.48	0.019	0.043

Tableau-III-44 LA flèche due à G.

- **Calcul de la flèche due à G+Q « f_{pi} » :**

$$q_{eq} = G + Q = 6.22 + 2.5 = 8.72 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = 17.44 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 6.976 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 13.08 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{pi} = \frac{15M_{pi}(d - y)}{I}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right)$$

$$I_{f_{pi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \quad ; f_{pi} = \frac{Ml^2}{10E_i I_{fp}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

M_{pi} (KN.m)	σ_{pi} (MPa)	μ_{pi}	$I_{f_{pi}}$ (cm ⁴)	f_{pi} (mm)
13.08	190.34	0.2962	16391.033	0.039

Tableau-III-45 LA flèche due à G et Q.

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Calcul de la flèche « f_{ji} » :**

Paillasse : $q_1 = 8.84 - (4.43 + 2.12)KN/ml$

Palier : $q_2 = 5.1 - 3.5 = 1.6KN/ml$

$$q_{eq} = \frac{(8.84 - 2.29) * 1.2 + (5.10 - 1.6) * (1.2 + 1.6)}{4} = 4.415KN/ml.$$

$$M_t = M_j = 6.622KN.m$$

Avec :

$$\sigma_j = \frac{15M_j(d - y)}{I}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right)$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_1 \mu} \quad , \quad f_{ji} = \frac{ML^2}{10 E_i I_{fj}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$M_{ji}(KN.m)$	$\sigma_{ji}(MPa)$	μ_{ji}	$I_{fji}(cm^4)$	$f_{ji}(mm)$
6.6227.41	96.365	0.002	40830.65	0.008

Tableau-III-46 la flèche due à J.

Finalemment on aura :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 0.043 - 0.008 + 0.039 - 0.019 = \mathbf{0.055mm}.$$

On a aussi :

$$\left\{ \begin{array}{l} f^- \leq 500 \dots \dots \dots \text{si: } L \leq 5m. \\ f^- \leq 0.5 + L/1000 \dots \dots \dots \text{si: } L > 5m. \\ L = 4m < 5m \quad \rightarrow \quad f^- \leq L/500. \end{array} \right.$$

$$\Delta f = \mathbf{0.055mm} < 0.9mm \dots \dots \dots CV.$$

III-4-2-2- Calcul de la 2^{ème} volée:

Le calcul de cette partie de l'escalier (paillasse) se fait à la flexion simple par assimilation à une console encastree au niveau de la poutre brisée sollicitée par des charges uniformément réparties.

Avec une portée de 1.2 m

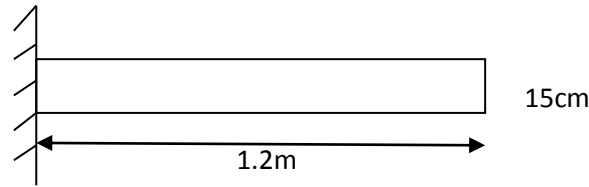


Figure-III-21 Schéma statique de la 2^{ème} volée.

III-4-2-2-1- Calcul des sollicitations :

➤ **Evaluation des charges :**

Paillasse : $G = 8.84 \text{KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$

➤ **Combinaison des charges :**

• **A l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.84 + 1.5 \times 2.5 = 15.584 \text{ KN/ml}$$

• **A l'ELS:**

$$q_{ser} = G + Q = 8.84 + 2.5 = 11.34 \text{ KN/ml}$$

➤ **Sollicitations de calcul :**

• **A l'ELU:**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{15.684 \times 12^2}{2} \rightarrow M_u = 11.29 \text{KN.m}$$

• **A l'ELS:**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{2} = \frac{11.34 \times 12^2}{2} \rightarrow M_{ser} = 8.16 \text{KN.m}$$

III-4-2-2-2- Calcule des armatures :

a. Ferrailage de la paillasse console :

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande 1ml, avec une section ($b \times h$) = (100×15) cm².

$f_{c28}(\text{Mpa})$	θ	$f_{t28}(\text{Mpa})$	γ_b	γ_s	$d(\text{mm})$	$f_{bu}(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$	$f_e(\text{Mpa})$
25	1	2.1	1.5	1.15	135	14.2	348	400

Tableau-III-47 Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}})$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \times \sigma_s}$$

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

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$M_u(KN.m)$	μ	$Z(cm)$	α	$A_s(cm^2)$	$A_{s\ adop}$	Choix	$S_t(cm)$
Travée	11.29	0.043	13203	0.055	2.45	2.51	5HA8	20

Tableau-III-48 Résultats de calcul de ferrailage de l'escalier.

- Les armatures de répartition : $A'_s = \frac{A_s}{4}$.

Section	$A'_s(cm^2)$	$A_{s\ adop}(cm^2)$	Choix	$S_t(cm)$
Travée	0.62	2.51	5HA8	20

Tableau-III-49 Résultats de calcul de ferrailage des armatures de répartition.

b. Vérifications :

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **Escapement maximal:**

$$S_t \leq \min(3h ; 33\ cm).$$

$$S_t \leq 33\ cm.$$

En travée : $S_t = 20\ cm \leq 33\ cm \dots\dots\dots CV.$

Sur appui : $S_t = 20\ cm \leq 33\ cm \dots\dots\dots CV.$

- **La section minimale.**

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

$$A_{smin} = 1.63\ cm^2.$$

Sur appui : $A_s = 2.51\ cm^2 \geq A_{s\ min} \dots\dots\dots CV.$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :

$\tau \leq \tau_u$ Tel que :

$$\tau = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\ Mpa \right]. \rightarrow (\text{Fissuration non préjudiciable}).$$

$$\tau = 3.33\ Mpa.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

V_u : L'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.

$$V_u = q_u \cdot L = 15.68 \cdot 1.2 = 18.82\ KN.$$

$$\tau_u = 0.139\ MPa \leq 3.33\ Mpa \dots\dots\dots CV.$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

➤ Vérification à L'E.L.S :

Vérification des contraintes de béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}.$$

$$\text{Soit : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}.$$

- Sur appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\alpha = 0,055$$

$$\left[\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0.44$$

Donc : $\alpha = 0,055 \leq 0.44 \dots \dots \dots CV.$

• Contraintes dans les aciers tendus :

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

➤ Vérification de la flèche :

Il faut vérifier :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.125 \geq 0.0625 \dots \dots \dots CV.$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_u}{20 \times M_{ser}} \rightarrow 0.125 \geq 0.05 \dots \dots \dots CV.$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0018 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots CV.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, il n'est plus nécessaire de procéder à la vérification de

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III-4-3- Etude de la poutre palière :

La poutre est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastrée à ces extrémités dans les poteaux, et soumise à la flexion simple et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre, le poids du mur, et en plus à l'action du poids de palier et paillasse. Dans notre cas d'escaliers avec 3 volées on réalise une poutre palière brisée.

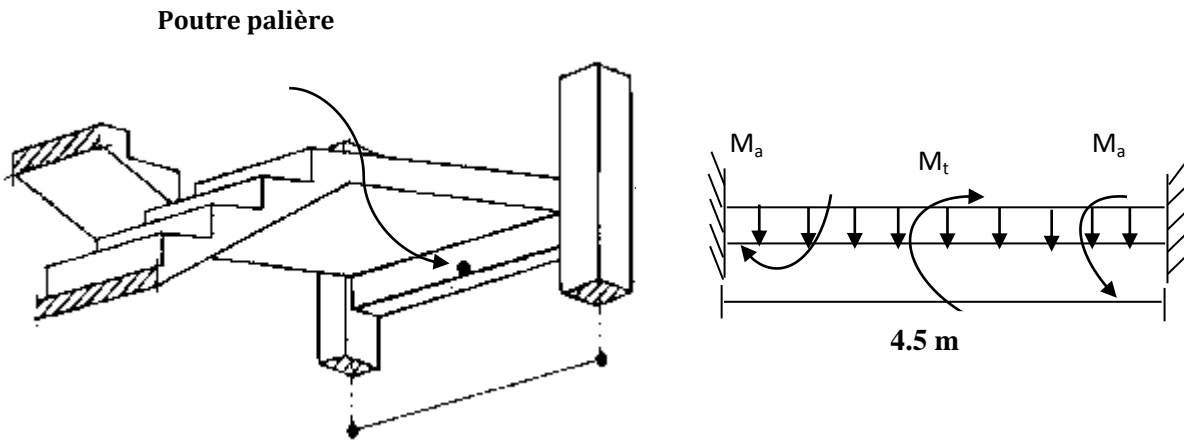


Figure -III-22 Poutre palière

Dans notre cas, on a :

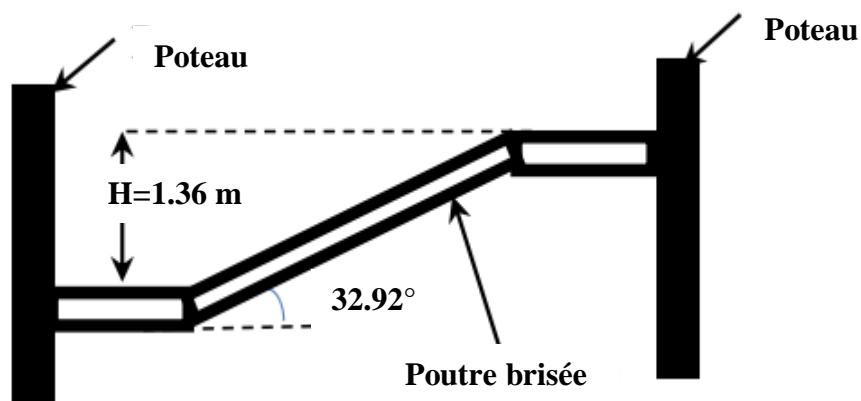


Figure -III-23 Vue en élévation de la poutre brisée

III-4-3-1- Pré dimensionnement :

Selon BAEL91 les dimensionnements de la poutre sont :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq h \leq 39 \text{ cm}$$

Suivant les conditions de RPA99/version 2003.

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ b \geq 20 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h/b \leq 4 ; h/b = 35/30 = 1.17 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Donc : on prend une section de : $(b \times h) = (30 \times 35)cm^2$.

III-4-3-2- Calcul des sollicitations :

➤ **Calcul en flexion :**

Évaluation des charges :

✓ **Charge permanente :**

- Poids propre de la poutre horizontale : $g_0 = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2.625 \frac{KN}{ml}$.
- Poids propre de la poutre inclinée : $g_1 = 2.625 / \cos 32.92^\circ = 3.13 \frac{KN}{ml}$.

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$q_{u \text{ éq(droite)}} = q_2 = 12.15 \frac{KN}{ml} \quad q_{u \text{ éq(gauche)}} = q_1 = 12.15 \frac{KN}{ml} \quad q_{u \text{ eq(paillasse)}} = q_p = 14.91 \frac{KN}{ml}$$

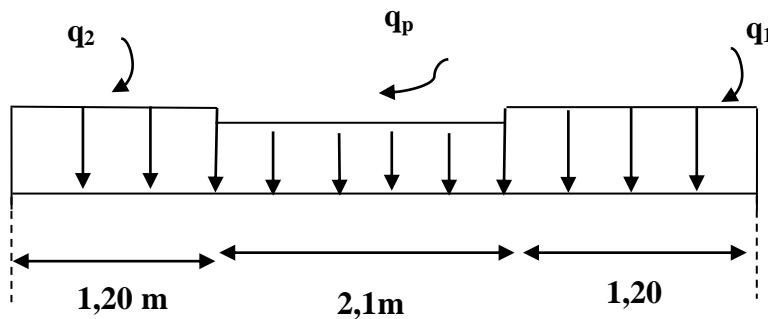


Figure –III-24 La charge sur la poutre palière à ELU

- **Calcul des réactions :** $R = \frac{q_{eq} \cdot l}{2}$
- $R_1 = \frac{12.15 \cdot 4}{2} = 24.3 \frac{KN}{ml}$. $R_2 = 24.3 \frac{KN}{ml}$. $R_p = 14.91 \cdot 1.2 = 17.89 \frac{KN}{ml}$.
- $R_{eq u} = \frac{1.2 \cdot 24.3 + 17.89 \cdot 2.1 + 24.3 \cdot 1.2}{4.5} = 21.3 \frac{KN}{ml}$.
- $G = g_0 + g_1 = 2.625 + 3.13 = 5.75 \frac{KN}{ml}$.

Calcul à l'ELU :

Combinaisons des charges :

- $q_u = 1,35 \cdot G + R_{éq u} = 29.07 \frac{KN}{ml}$.

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Les moments :

$$l = 4.5 \text{ m.}$$

- Le moment isostatique : $M_0 = \frac{qu \cdot L^2}{8} = 73.58 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- Le moment en travée : $M_t = 0.75 * M_0 = 55.19 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- Le moment sur appui : $M_a = 0.4 * M_0 = 29.43 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

III-4-3-3- Ferrailage de la poutre palière :

a. Calcul des armatures longitudinales :

- $f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$, avec : $\gamma_b = 1,5$.
- $f_{bc} = 0.85 * \frac{25}{1.5} = 14,2 \text{ Mpa.}$
- $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$

On utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$.
- $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$.
- $Z = d * (1 - 0,4\alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{Z \cdot f_{su}}$.
- $A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$
- $d = 0,9 * 45 = 40,50 \text{ cm.}$

	b(cm)	d(cm)	M _u (KN. m)	μ	α	Z(cm)	A _s (cm ²)	A _{s adop}	Choix
Trav	30	31.5	55.19	0.130	0.038	31.02	5.11	5.65	5T12
App	30	31.5	29.43	0.069	0.089	30.37	2.78	3,39	3T12

Tableau-III-50 Résultats de ferrailage de la poutre palière calcul de

➤ Verification a l'E.L.U:

Condition de non fragilité :

- $A_{s\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$, $A_{s\min} = 1,47 \text{ cm}^2$.
- En Travée: $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{s\min} = 1,47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (CV)$.

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Sur Appuis: $A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_{s\min} = 1,47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ (CV).

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Fissuration est préjudiciable :

- $\tau_u = \min(0,20 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$.
- $\tau_u = \frac{V_u}{b*d}$

Avec :

- V_u : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.
- $V_u = q_u * \frac{L}{2} = 65,41 \text{ KN}$.
- $\tau_u = 0,692 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ (CV).

b. Calcul des armatures d'âmes :

- $A_t * \frac{f_e}{b*S_t} \geq \max[\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa}]$.
- $S_t \leq \min[0,9 * d; 40 \text{ cm}] = 36,45 \text{ cm}$. On opte: $S_t = 20 \text{ cm}$
- $A_t \geq 0,4 * b * \frac{S_t}{f_e} = 0,4 * 30 * \frac{20}{400} = 0,60 \text{ cm}^2$.

→ $A_t = 0,60 \text{ cm}^2$.

Donc on adopte : $2T8 = 1,01 \text{ cm}^2$.

a. Calcul à l'E.L. S :

➤ Évaluation des charges :

$$R_1 = 17,44 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \cdot R_2 = 17,44 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \cdot R_p = 10,77 * 1,20 = 12,92 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$R_{\text{eq ser}} = 15,33 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$G = g_0 + g_1 = 5,75 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

➤ Charge permanente :

- Combinaisons de charges :

- $q_s = G + R_{\text{eq ser}} = 21,08 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Les moments :

$$l = 4.5 \text{ m.}$$

- Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s * L^2}{8} = 53.36 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- Le moment en travée : $M_t = 0.85 * M_0 = 40.02 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- Le moment sur appui : $M_a = 0.3 * M_0 = 21.34 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

➤ **Vérification à l'E.L. S :**

Vérification des contraintes de béton :

- **En travée :**

- $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,37.$
- $[\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c^{28}}{100}] = 0,435.$

Donc : $\alpha = 0,125 \leq 0,435 \dots \dots \dots$ (CV).

- **Sur appui :**

- $\alpha = 0,064 \leq 0,435 \dots \dots \dots$ (CV).

- **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,077 \geq 0,063 \dots \dots$ (CV)
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10 * M_0} * M_t \rightarrow 0,077 \geq 0,075 \dots \dots$ (CV)
- $\frac{A_s}{b*d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,00406 \leq 0,0105 \dots \dots$ (CV)

Donc le calcul de la flèche est inutile.

b. Calcul à la torsion :

- **Calcul le moment de torsion à l'E.L. U :**

On a :

- $M_{ua} = 2.429 \text{KN.m.}$
- $M_{tor} = M_{ua} * \frac{L_{poutre}}{2} = 4.858 \text{KN.m.}$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :

- $b \leq h$.
- $\Omega = (h - e) * (B - e) \rightarrow e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$.
- $\Omega = (45 - 5) * (30 - 5) = 1000 \text{ cm}^2$.

- Calcul le périmètre de la section efficace :

- $U = [(h - e) + (b - e)] * 2 = 130 \text{ cm}$.

- Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion (τ_t) :

- $\tau_t = \frac{M_{\text{tor}}}{2 * \Omega * e} = \frac{4,92 * 10^6}{2 * 1000 * 50 * 10^2} = 0,489 \text{ Mpa}$.

➤ Vérification de la contrainte tangentielle :

Suivant la condition :

- $\tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \bar{\tau}_u^2$

Avec :

- $\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \bar{\tau}_u^2 = 11,08 \text{ Mpa}$
- $\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0,489^2 + 0,692^2 = 0,718 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u^2 = 11,08 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

➤ Calcul du ferrailage à la torsion :

- $\frac{A_{st}}{U} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 * \Omega * \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow A_{st} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 * \Omega * \frac{f_e}{\gamma_s}} * U = 0,91 \text{ cm}^2$.

→ $A_{st} = 0,907 \text{ cm}^2$. On adopte : 2T10 (A_s) = 1,57 cm².

- Pourcentage minimal :

➤ $\frac{A_{st} * f_e}{e * U} \geq 0,4 \text{ Mpa} \rightarrow 0,96 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$.

- Armature transversale :

➤ $\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 * \Omega * \frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,069 \text{ cm}$

- Espacement maximal :

➤ $S_t \leq \min(0,9 * d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 28,35 \text{ cm}$

→ On adopte : $S_t = 25 \text{ cm}$.

- $\frac{A_t}{S_t} = 0,069 \text{ cm} \rightarrow A_t = 1,725 \text{ cm}^2$.

→ On adopte 4T8 $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III-4-4- Calcul de l'escalier de l'entrée principale :

III-4-4-1- Calcul des sollicitations :

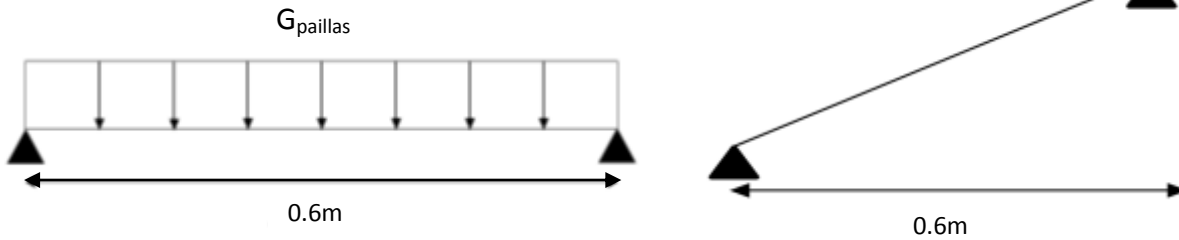


Figure –III-25 Représentation et schéma statique de l'escalier.

Elément	G	Q	q _u	q _{ser}
Paillasse	8.84	2.5	15.684	11.34

Tableau-III-51 Charges appliquées sur l'escalier.

$$q_e = \frac{\sum p_i l_i}{\sum l_i}$$

➤ **A l'ELU :**

$$q_e = \frac{\sum p_i l_i}{\sum l_i} = \frac{(15.684 \times 0.6)}{0.6} = 15.684 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_e \times l^2}{8} = 0.705 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4M_0 = 0.282 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.599 \text{ KN.m}$$

➤ **A l'ELS :**

$$q_e = \frac{\sum p_i l_i}{\sum l_i} = \frac{11.34 \times 0.6}{0.6} = 11.34 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_e \times l^2}{8} = 0.511 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4M_0 = 0.204 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.433 \text{ KN.m}$$

	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)
ELU	0.705	0.282	0.599
ELS	0.533	0.213	0.453

Tableau-III-52 Résultats du calcul des moments de l'escalier.

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III-4-4-2- Calcul des armatures :

a- Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de **01 m** la section de béton est $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$

$f_{c28}(\text{MPa})$	θ	$f_{t28}(\text{MPa})$	γ_b	γ_s	$d(\text{mm})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
25	1	2.1	1.5	1.15	135	14.2	400	348

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) ;$$

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

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	M_u (KN.m)	b (mm)	d (mm)	μ	Z (mm)	$A_{s \min}$ (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Travée	0.599	1000	135	0.0023	134.84	1.63	0.137	4HA8=2.01
Appuis	0.282	1000	135	0.00109	134.39	1.63	0.063	4HA8=2.01

Tableau-III-53 Les Résultats du calcul du ferrailage de l'escalier.

Armatures de répartition : $A_{rep} = \frac{A_s}{4}$

En travée : $A_{rep} = 0.50 \text{ cm}^2$.on adopte : **4HA8=2.01 cm²** ; avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

Sur appui : $A_{rep} = 0.50 \text{ cm}^2$.on adopte : **4HA8=2.01 cm²** ; avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

b. Vérifications :

➤ Vérification à E.L.U :

• Condition de non fragilité :

$$2.01 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV.$$

$$2.01 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV.$$

• Espacement maximal :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33) = 33 \text{ cm}.$$

- **En travée:** $s_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots CV.$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Sur appuis:** $s_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots CV.$

• **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} \quad (\text{Fissuration non préjudiciable}).$$

Donc : $\bar{\tau} = 3.33\text{MPa}.$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} ; \quad \text{Avec } T_u : \text{l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{15.684 \times 0.6}{2} = 4.752\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{4.752 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.035\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.035 < \bar{\tau} = 3.33 \dots \dots \dots CV.$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **Vérification des contraintes de béton :**

La vérification des contraintes dans le béton est nécessaire, si la condition suivante est n'est pas vérifiée :

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{0.599}{0.453} = 1.38$$

$$\left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.44$$

Donc : $\alpha = 0.0028 < 0.44 \dots \dots \dots CV.$

- **Sur appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$\left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) = 0.44$$

Donc : $\alpha = 0.0014 < 0.44 \dots \dots \dots CV.$

• **Vérification des contraintes dans les aciers :**

Comme la fissuration est non préjudiciable, la vérification des contraintes dans l'acier tendus est n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après l'article B.6.51 du BAEL91 :

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Il faut vérifier les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.25 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots CV. \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.25 > \frac{0.599}{10 \times 0.705} = 0.084 \dots\dots\dots CV. \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 13.5} = 0.00148 \leq 0.0105 \dots\dots\dots CV. \end{array} \right.$$

III-4-4-3- Schéma de ferrailage des escaliers :

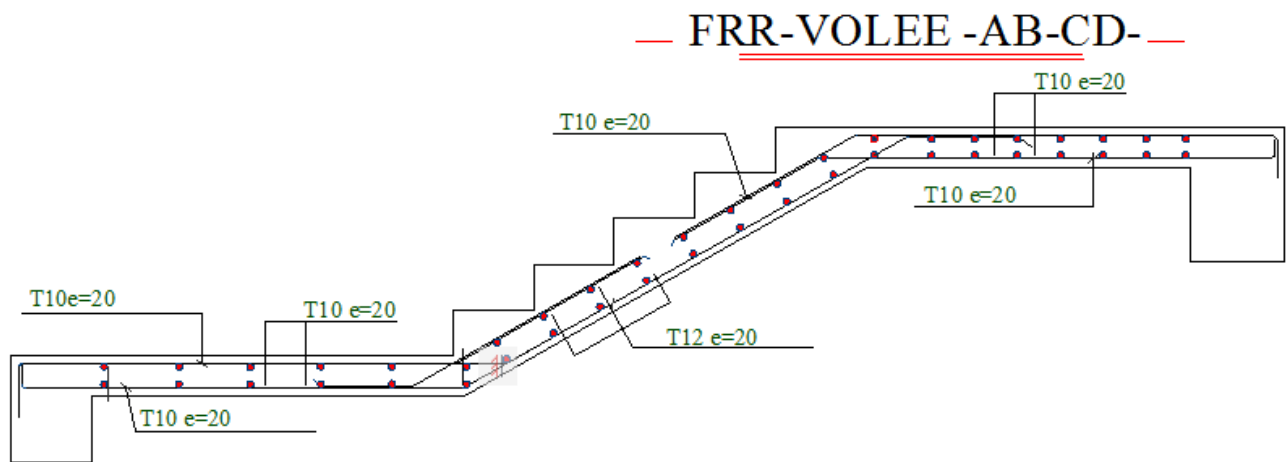


Figure-III-26 Ferrailage volée AB et CD.

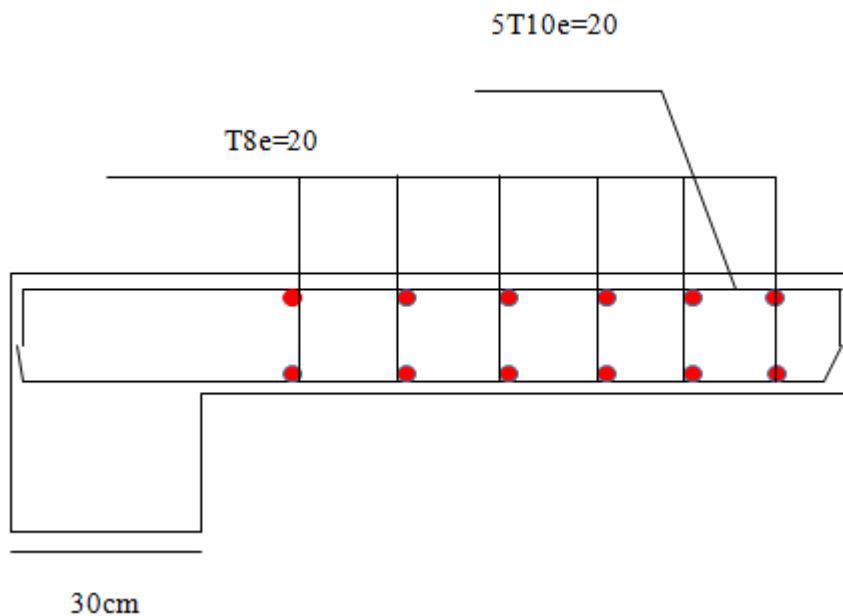


Figure-III-27 Ferrailage volée EF.

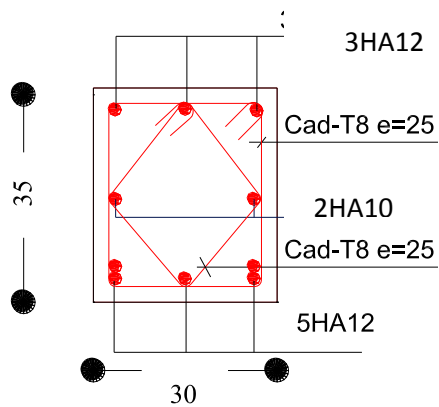


Figure-III-28 Ferrailage de la poutre palière.

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III-5- Les balcons

III-5-1- Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 15 cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas on a un type des balcons :

✚ Balcon encastré sur deux coté.

❖ Etude d'un balcon encastré sur deux Cotés :

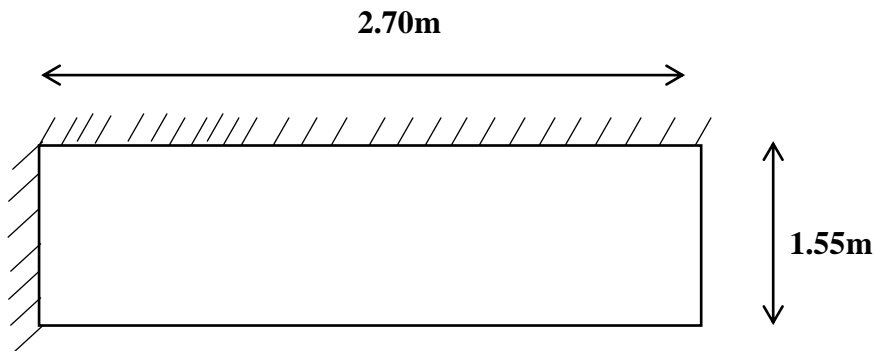


Figure-III-29 Dimensions du balcon

III-5-2- Balcons encastrés sur deux côtés :

$$l_x = 2.70 \text{ m} ; l_y = 1.55 \text{ m}.$$

Après le pré-dimensionnement, on 'a obtenu $e = 14 \text{ cm}$.

III-5-2-1- Evaluation des charges :

Le calcul se fait sur une bonde de **1ml**.

$$G = 4.6 \text{ KN/ml}.$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/ml}.$$

III-5-2-2- Sollicitation de calcul :

➤ A l'Eta limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.46 \text{ KN/ml}.$$

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

ELU	X(m)	Y(m)	M _{xx} (KN. m)
En travée	1.49	1.55	1.71
En appui	0.00	1.55	-11.22
	X(m)	Y(m)	M _{yy} (KN. m)
En travée	2.70	1.16	0.32
En appui	2.70	0.00	-11.97
	X(m)	Y(m)	T _{zx} (KN)
Min	0.00	1.55	-37.67
Max	0.68	0.00	5.08
	X(m)	Y(m)	T _{zy} (KN)
Min	2.70	0.00	-24.79
Max	0.00	1.16	8.23

Tableau-III-54 Résultats des efforts du balcon à l'ELU.

➤ **A l'Etat limite service :**

$$q_s = G + Q = 9.10 \text{ KN/ml.}$$

$$p_s = 1.65 \text{ KN.}$$

Selon le SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

ELS	X(m)	Y(m)	M _{xx} (KN. m)
En travée	1.76	1.55	1.32
En appui	0.00	1.55	-8.06
	X(m)	Y(m)	M _{yy} (KN. m)
En travée	0.00	0.00	0.18
En appui	2.70	0.00	-8.43
	X(m)	Y(m)	T _{zx} (KN)
Min	0.00	1.55	-26.82
Max	0.68	0.00	3.85
	X(m)	Y(m)	T _{zy} (KN)
Min	2.29	0.00	-16.88
Max	0.00	1.16	6.20

Tableau-III-55 Résultats des efforts du balcon à l'ELS.

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III-5-2-3- Le Ferrailage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul donc à l'ELS et l'ELU.

➤ **Calcul à l'ELU :**

On a : $(\phi_x, \phi_y) \leq \frac{h}{10} = 1.6 \text{ cm}$.

Donc : $\phi_x = \phi_y = 1 \text{ cm}$.

• **Calcul de d_x et d_y :**

$$d_x = h - c - \frac{\phi_y}{2} = 14 - 2 - 0.5 = 11.5 \text{ cm}.$$

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 10.5 \text{ cm}.$$

Avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}).$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha).$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}.$$

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

• **Espacement maximal :**

- **Sense X-X:**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq \min(42; 33 \text{ cm}).$$

- **Sense Y-Y:**

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq \min(56; 45 \text{ cm}).$$

Section	SensX – X		SensY – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
Mu(KN.m)	11.22	1.71	11.97	0.32
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0.115	0.115	0.105	0.105
μ	0.059	0.0091	0.076	0.002
α	0.076	0.011	0.099	0.0025
Z (cm)	11.15	11.45	10.08	10.49
As (cm²)	2.89	0.43	3.41	0.88
As (min)	1.38	1.38	1.26	1.26
Asadop (cm²)	4T10 = 3.14		4T10 = 3.14	

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

St (cm)	25	25
St_{max} (cm)	33	45
St < St_{max}	CV	CV

Tableau-III-56 Résultat de ferrailage du balcon à l'ELU.

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = 37.67 \text{ KN} \quad , \quad V_{uy} = 24.79 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min \left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_{ux} = 0.33 \text{ Mpa} \leq 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

$$\tau_{uy} = 0.24 \text{ Mpa} \leq 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **L'armature de répartition :**

• $A_{rx} = \frac{A_s}{4} = 0,79 \text{ cm}^2.$

• $A_{ry} = \frac{A_s}{4} = 0,79 \text{ cm}^2.$

On adopte **A_{rx}(4T8), A_{ry}(4T8)** avec un espacement de **25 cm**.

➤ **Vérification à l'E.L. S :**

Calcul du moment d'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [(A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2)]. \text{BAEL 91.}$$

On a : $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2$

Avec :

Y : est la solution de l'équation suivante :

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15 \times A_{st}}{b}$$

$$E = 2 \times d \times D$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y = K \times Y$$

$$\sigma_{st} = 15 \times K \times (d - y)$$

Section	Sens X - X		Sens Y - Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
M_{ser}(KN. m)	8.06	1.32	8.43	0.18
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	14	14	14	14

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

d (cm)	11.5	11.5	10.5	10.5
As adop (cm²)	4HA10 = 3.14		4HA10 = 3.14	
D (cm)	0.471	0.471	0.589	0.589
E (cm²)	10.833	10.833	12.369	12.369
Y_{ser} (cm)	2.853	2.853	2.976	2.976
I (cm⁴)	4295.772	4295.772	4215.765	4215.765
K (N/mm³)	0.187	0.0307	0.199	0.0042
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201.63	201.63	201.63	201.63
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
σ_{st} (Mpa)	242.548	39.819	224.591	4.74
σ_{bc} (Mpa)	4.02	1.19	4.08	0.21
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	CNV	CV	CNV	CV

Tableau-III-57 Résultat de ferrailage de balcon à l'ELS.

✓ Sens(x-x) appui :

Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} = \frac{14}{155} = 0,09 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$ (CV).
- $\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,14}{100 \cdot 11,5} = 0,0027 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots$ (CV).

• Calcul les armatures à l'ELS :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

❖ Vérification de la contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

M _{ser} (KN.m)	μ _s	β	A _{ser} (cm ²)	K	$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	A _S adopté (cm ²)	S _t (cm)
M _{ay} = 8.06	0,003	0,9173	3,78	45.506	4.430	Vérifier	4T12=4,52	25

Tableau-III-58 ferrailage à l'ELS du balcon

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

✓ Sens (y-y) appui :

Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} = \frac{14}{155} = 0,09 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots (CV).$
- $\frac{A_s}{b*d} = \frac{3,14}{100*11,5} = 0,0027 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots (CV).$

• **Calcul les armatures à l'ELS :**

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

❖ **Vérification de la contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

M _{ser} (KN.m)	μ _s	β	A _{ser} (cm ²)	K	σ _{bc} = $\frac{\bar{\sigma}_{st}}{K}$	σ _{bc} < σ̄ _{bc}	A _S adopté (cm ²)	S _t (cm)
M _{ay} = 8.43	0,0037	0,905	4.39	37.924	5.31	Vérifier	4T12=4,52	25

Tableau-III.59 ferrailage à l'ELS du balcon

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III-5-3- Schéma de ferrailage du balcon :

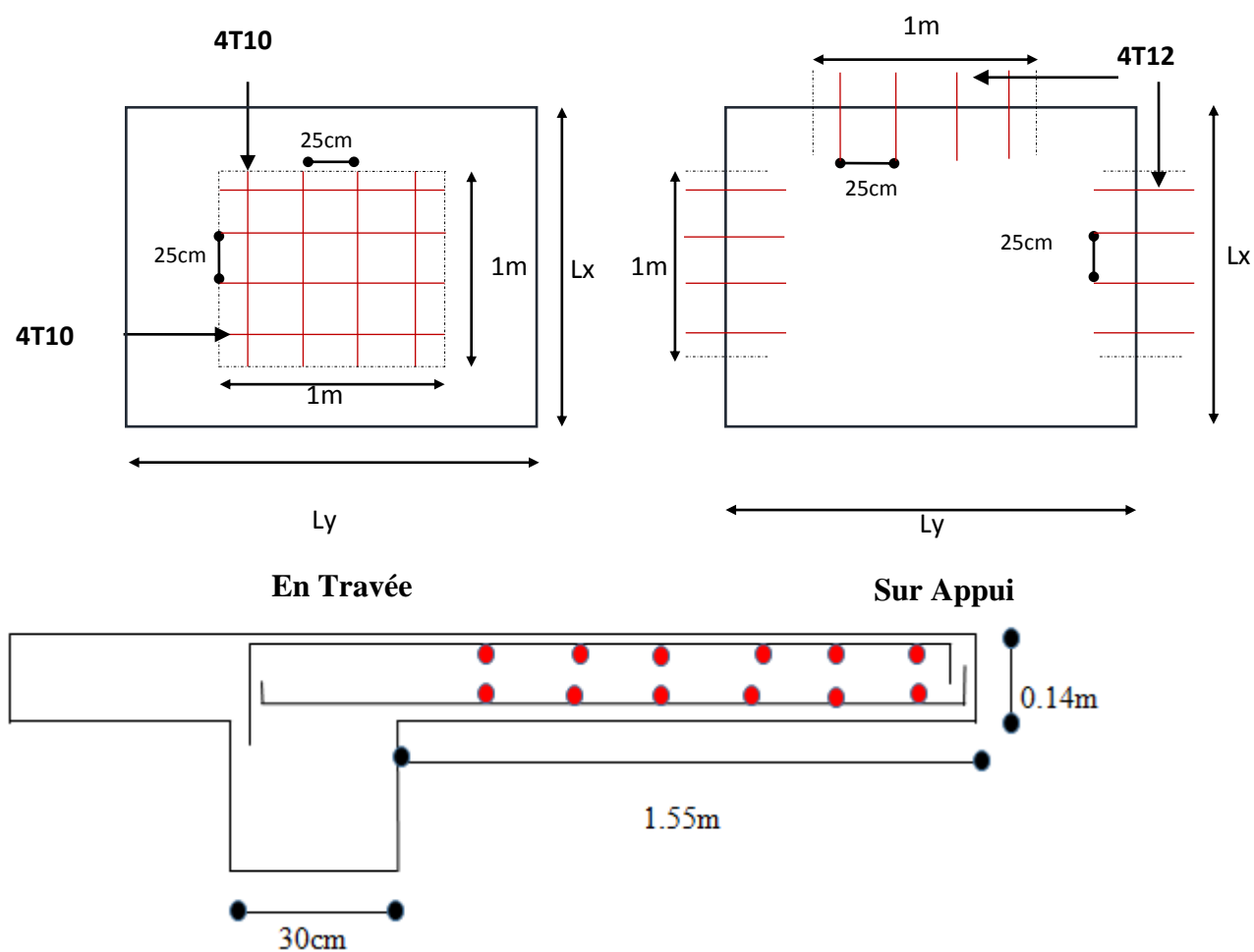


Figure-III-30 Ferrailage du balcon encastré sur deux côtés.

Chapitre IV :
ETUDE SISMIQUE

IV-1- Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les Roches contraintes dépassent un certain seuil une rupture d'équilibre se Produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les Directions et atteignent la surface du sol ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et Sont plus ou moins amplifiés dans la structure Le niveau d'amplification dépend Essentiellement de la période de la structure et de la nature du Sol ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le Comportement dynamique de l'ouvrage.

IV-2- Objectifs de l'étude dynamique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des utilisateurs. L'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ❖ Respect de la réglementation parasismique.
- ❖ Conception architecturale parasismique.
- ❖ Mise en œuvre soignée.

IV-3- Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes :

- ❖ la méthode statique équivalente.
- ❖ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ la méthode d'analyse dynamique par accélélogramme.

IV-3-1- Présentation de la méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

IV-3-2- Présentation de méthode modale spectrale :

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures ; elle est caractérisée par :

- ❖ la définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse de calcul.
- ❖ l'hypothèse d'un comportement globalement linéaire de la structure, permettant l'utilisation des modes propres.

La bonne pratique de la méthode spectrale suppose :

- ❖ l'établissement d'une bonne modélisation.
- ❖ le choix judicieux des modes à retenir.
- ❖ la connaissance des limites de validité des règles de combinaisons des modes et des composantes ; la règle quadratique ne doit pas être considéré comme ayant une valeur universelle.

IV-3-3- Présentation de la méthode dynamique par accélérogramme :

Le principe de la méthode dynamique par accélérogramme est le même que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV-3-4- Choix de la méthode de calcul pour notre structure :

Dans le cas de notre bâtiment étudié, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette méthode d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ; sachant que la méthode statique équivalente n'est pas applicable notre bâtiment (les conditions de l'article 4.1.2 des RPA ne sont pas satisfaites)

IV-4- Classification de l'ouvrage selon le RPA99 version 2003 :

La classification de l'ouvrage est une étape qui est basée sur les critères suivants :

- ❖ **La classification des zones sismiques** : selon le RPA on a 4 zones sismiques
 - Zone O : sismicité négligeable
 - Zone I : sismicité faible
 - Zone II : sismicité moyenne
 - Zone III : sismicité élevée
 -

Chapitre IV: étude sismique

❖ La classification des sites :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 : site rocheux
- Catégorie S2 : site ferme
- Catégorie S3 : site meuble
- Catégorie S4 : site très meuble

❖ Classification des ouvrages selon leur importance :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité on a :

- Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance

Groupe	Zone			
	I	II _a	II _b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau-IV-1 Coefficient d'accélération de zone A.

❖ La classification du système de contreventement.

	Description du système de contreventement	Valeur De R
A	Béton armé	
1a	Portique auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques /voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau -IV-2 Classification de la structure selon le système de contreventement.

Chapitre IV: étude sismique

Régularité :

- ✓ Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- ✓ A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- ✓ La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4
- ✓ La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

- **Régularité en plan :**

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{6,8}{29,6} = 0.23 < 0.25 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{4,3}{22,4} = 0.19 < 0.25 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Donc notre structure est classée comme une structure irrégulière.

- **Régularité en élévation :**

Notre structure est régulière en élévation

$$\frac{B'}{B} \geq 0.67 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Il suffit qu'un critère n'est pas satisfait ,pour que le bâtiment soit classé irrégulier.

Classification des zones sismique	Bâtiment implanté en zone II	
Classification des ouvrages selon leur importance	Groupe 2	A=0,15
Classification des sites	Site meuble S3	T ₁ = 0,15 s T ₂ = 0,50 s
Classification des systèmes de contreventements	Système de contreventement mixte portiques – voiles.	R = 4 C _T = 0,05
Classification de l'ouvrage selon sa configuration	régulier en plan régulier en élévation	Bâtiment Régulier

Tableau-IV-3 Classification de l'ouvrage selon RPA version 2003.

Chapitre IV: étude sismique

Le chargement sismique 'E' sera généré automatiquement, en introduisant le spectre

Du **RPA99v2003**, qui dépend des coefficients suivants :

❖ **Facteur de qualité Q :**

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

Critère q	P _q	Observer / non observer
Condition minimales sur les files de contreventement	0,05	N.O
Redondance en plan	0.05	N.O
Régularité en plan	0.05	N.O
Régularité en élévation	0.05	N.O
Contrôle de qualité des matériaux	0,05	N.O
Contrôle de qualité de l'exécution	0,10	N.O
Σ q	0,35	

Tableau-IV-4 Pénalité P_q en fonction des critères de qualités.

$$Q = 1 + 0,35 = 1,35$$

❖ **Périodes associées à la catégorie du site T₁ et T₂ :**

Donnée par **RPA99v2003** (tab 4.7 page 56) Site de catégorie S3 (Site meuble)

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.5 \end{cases}$$

❖ **facteur de correction d'amortissement η :**

Donnée par **RPA99v2003** (for 4.3 page 46) $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

❖ **pourcentage d'amortissement critique ξ :**

Donnée par **RPA99v2003** (tab 4.2 page 48), ξ = 7% pour portique en n béton armé avec un remplissage dense.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton Armé-maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau-IV-5 Valeurs de ξ □ (%)

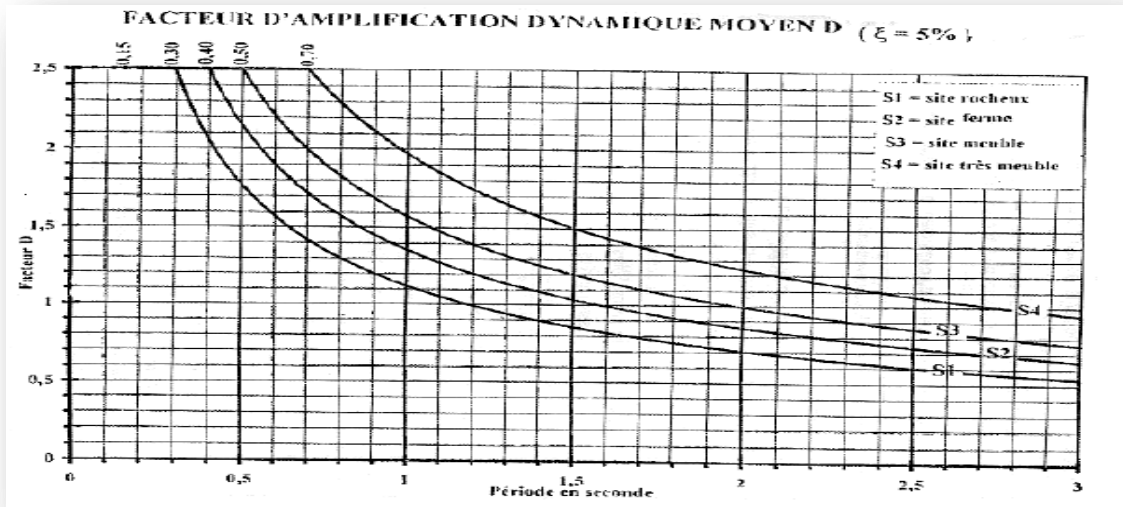


Figure-IV-1 Diagramme de spectre en fonction de site par RPA

IV-5- L'analyse dynamique de la structure par ETABS :

IV-5-1- Spectre de réponse de calcul :

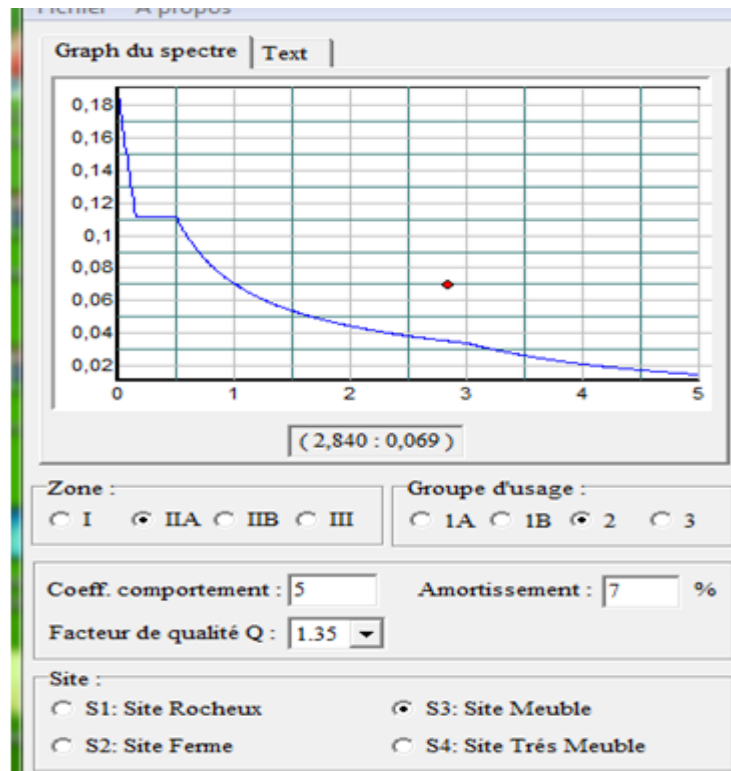


Figure-IV-2 Le spectre de réponse

IV-5-2- Modélisation de la structure :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis **ETABS** est nécessaire.

IV-5-2-1- Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (**Euro code, UBC, ACI...etc.**). En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (**AUTOCAD, SAP2000 et SAFE**).

IV-5-2-2- Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.

Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.

Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

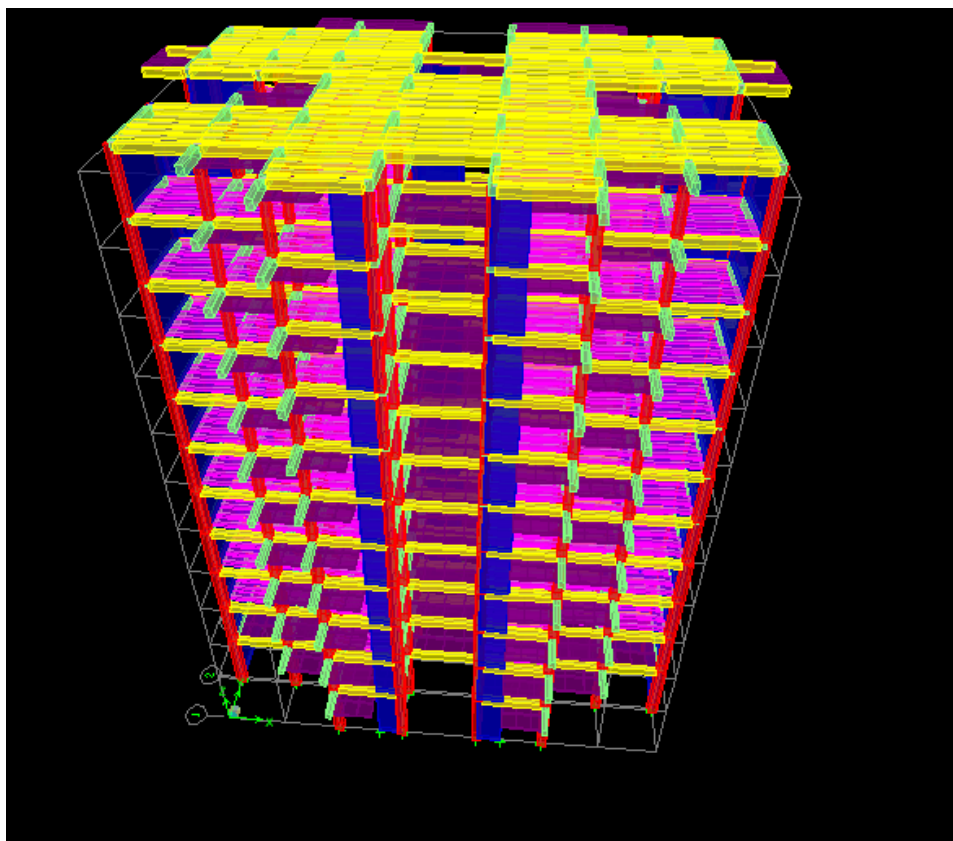


Figure-IV-3 Modélisation de la structure par ETABS

IV-5-2-3- Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité Q RPA99/ Version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

IV-5-2-4- Nombre de mode à prendre en compte :

D'après les **RPA99/Version2003** (article 4.3.4 -a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'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.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considéré

IV-6- Etape de modélisation :

La modélisation est effectuée comme suit : - Définition des matériaux ; - Les poteaux, poutres et poutrelles sont modélisés par un élément de type FRAME ; - Les voiles et dalle sont créés par un élément de type SHELL. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles ;

- Définition des sections ; - Définition des charges (G ; Q) et les appliquer aux éléments porteurs ; - Introduction du spectre de réponse à appliquer ; - définition des combinaisons de charges et qui sont les suivantes :

- $ELU : 1,35G + 1,5Q$, CBA 93, A. 3.3.2
- $ELS : G + Q$, CBA93, A. 3.3.2
- $G + Q + E_x$, RPA 2003, 5.2
- $G + Q + E_y$, RPA 2003, 5.2
- $0,8G + E_x$, RPA 2003, 5.2
- $0,8G + E_y$, RPA 2003, 5.2 .

- Définir les conditions aux limites : pour les fondations en choisissant un type d'appui encastrement à la base ;

- Spécifier un diaphragme à chaque plancher : la théorie des planchers rigides est mise en évidence par une déclaration de diaphragmes rigides.

IV-7- La propension de disposition des voiles :

Il y a plusieurs cas propose :

◆ Cas 1 : Structure en portique « sans voile »

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1,403317	76,0511	0,002	76,0511	0,002	0,9833	0,9833
2	1,37374	0,0116	76,1851	76,0627	76,1871	0,296	1,2793
3	1,350367	1,05	0,2901	77,1127	76,4772	75,6317	76,911
4	0,496624	12,3342	0,0003	89,4469	76,4775	0,1633	77,0743
5	0,484953	0,002	13,2869	89,4489	89,7644	0,0746	77,1489
6	0,47763	0,1198	0,0845	89,5687	89,8489	12,6599	89,8088
7	0,290988	4,6679	0	94,2366	89,8489	0,0442	89,853
8	0,281661	0,0001	4,6672	94,2367	94,5161	0,0087	89,8616
9	0,277949	0,0274	0,0129	94,2642	94,529	4,5396	94,4012
10	0,202909	2,7117	0	96,9759	94,529	0,0365	94,4377
11	0,196755	0	2,6583	96,9759	97,1872	0	94,4378
12	0,193443	0,0223	0,0007	96,9982	97,1879	2,5941	97,0319

Tableau-IV-6 Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante1.

Chapitre IV: étude sismique

◆ 2^{eme} cas : système contreventement « avec voile »

	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,946468	66,7732	0,0041	66,7732	0,0041	0,6113	0,6113
2	0,872196	0,0055	65,9951	66,7787	65,9992	0,0055	0,6167
3	0,827271	0,499	0,0069	67,2778	66,0061	65,6358	66,2525
4	0,246654	16,985	0,0024	84,2627	66,0085	0,6222	66,8747
5	0,210751	0,0043	19,5744	84,267	85,5829	0,006	66,8807
6	0,197165	0,9918	0,0078	85,2588	85,5907	18,6702	85,5509
7	0,109354	7,2321	0,0027	92,4909	85,5934	0,2568	85,8077
8	0,092955	0,0069	7,7521	92,4978	93,3455	0,0117	85,8194
9	0,086255	0,3156	0,0145	92,8134	93,36	7,3912	93,2106
10	0,064585	3,8133	0,0023	96,6266	93,3623	0,0987	93,3093
11	0,056212	0,0049	3,7894	96,6315	97,1517	0,0121	93,3214
12	0,051792	0,0865	0,0147	96,718	97,1664	3,6396	96,961

Tableau-IV-7 Les valeurs des périodes et facteur de participation des masses variante2.

◆ Les modes propres :

◆ 1^{ere} mode : (Translation suivant XX)

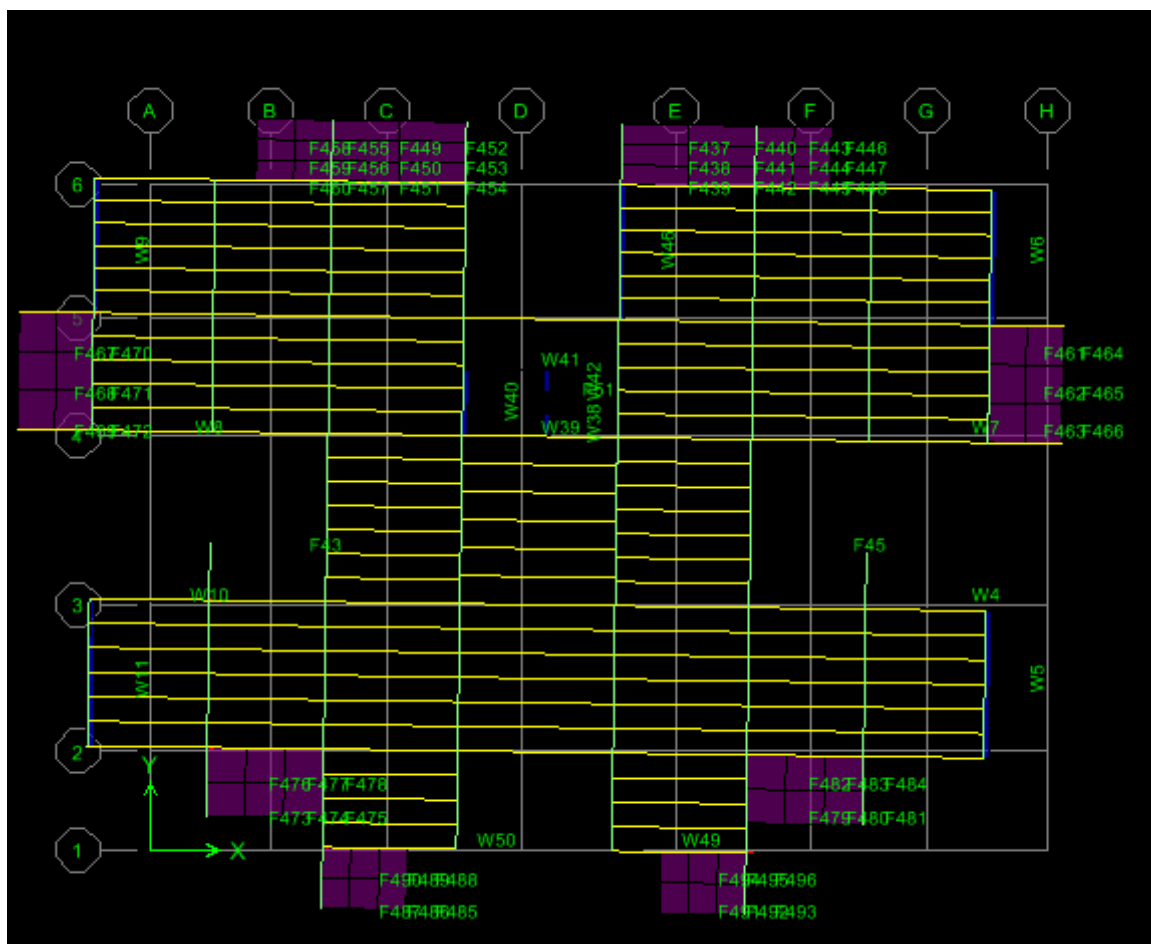


Figure-IV-4 Mode 1 ; T=0,94sec.

Chapitre IV: étude sismique

◆ 2^{eme} mode :(Translation suivant YY)

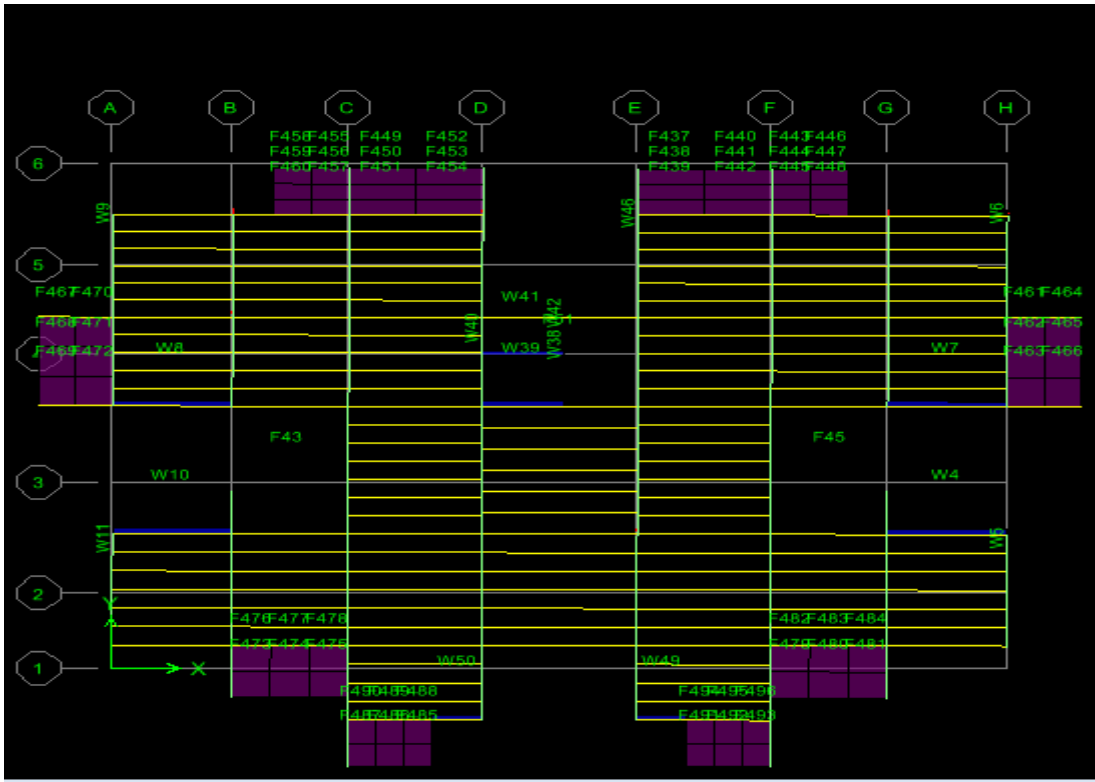


Figure-IV-5 Mode 2 ; T=0.87sec.

◆ 3^{eme} mode : (torsion)

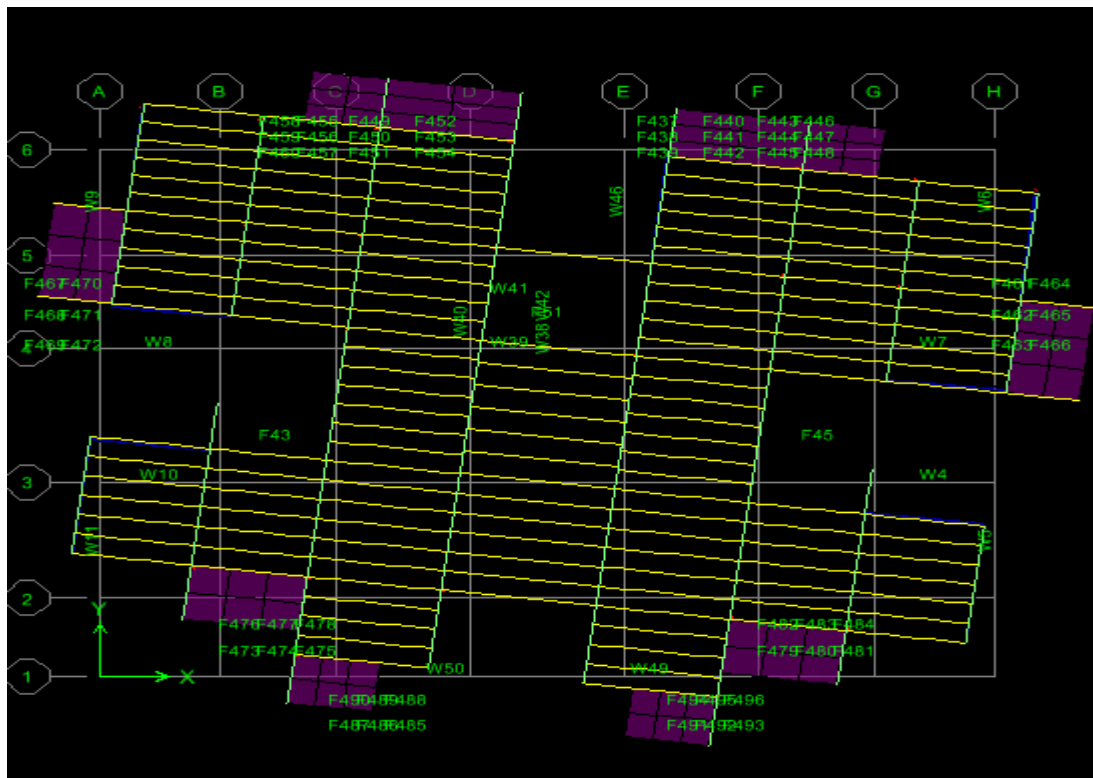


Figure-IV-6 Mode 3 ; T=0.82sec.

IV-8- Période fondamentale théorique :

a - Estimation empirique de la période fondamentale :

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 des RPA99/Version 2003.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_N : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau (4.6) des RPA99/Version2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

	C_T	h_N (m)	D (m)	$C_T h_N^{3/4}$	$\frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$	T (sec)
Sens X	0.05	35,2	29,6	0.72	0.58	0.58
Sens Y	0.05	35,2	22,5	0.72	0.67	0.67

Tableau-IV-8 Période fondamentale de la structure.

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

Sens xx :

- ◆ Une période fondamentale : $T_{dynm} = 0.94 \text{ sec}$
- ◆ Une période empirique : $T_{emp} = 0.58 \text{ sec}$.

Sensyy :

- ◆ Une période fondamentale : $T_{dynm} = 0.94 \text{ sec}$
- ◆ Une période empirique : $T_{emp} = 0.67 \text{ sec}$

D'après RPA99v 2003 (Art 4.2.4. page 54), il faut que la valeur de T numérique calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques T_{emp} appropriées de plus de 30 % :

$$1.3 \times T_{emp} = 0,94 \geq T_{dynm} = 0.94 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- ◆ La 1^{ere} mode et 2^{eme} mode est des modes de translation.....CV
- ◆ La 3^{eme} mode est mode de torsion.....CV

Il faudra aussi que la somme modèlè effective atteigne 90% de la masse totale de la structure (7^{eme} mode)

- ❖ Le nombre des voiles qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité et à la fois rester dans un domaine économique.

IV-9- Disposition des voiles :

Pour chercher la meilleure solution d'emplacement des voiles dans la structure, et pour but d'avoir une petite valeur de l'excentricité (distance entre le centre de pression et le centre de rigidité) pour éviter le problème de la torsion, une variante de la disposition des voiles a été proposé, On doit vérifier les conditions données par le **RPA** version 2003, à savoir :

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- ✓ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

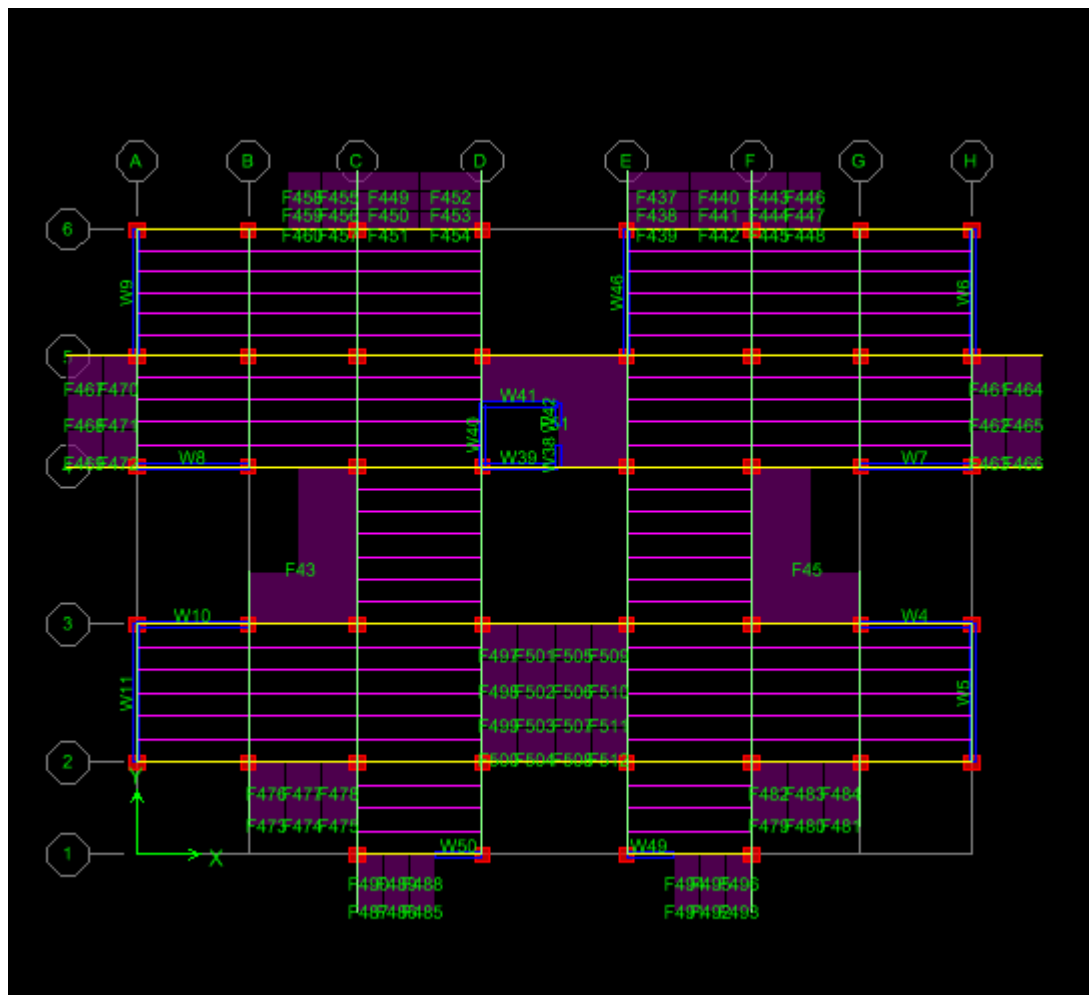


Figure-IV-7 La disposition des voiles proposés.

IV-10- Poids total de la structure :

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

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

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5].des **RPA99/Version 2003**.

Dans notre cas et pour un bâtiment d'habitation et commerciale : $\beta = 0,20$

Story	Poids
STORY11	2542,18
STORY10	3352,47
STORY9	3352,47
STORY8	3478,7
STORY7	3478,7
STORY6	3478,69
STORY5	3621,76
STORY4	3621,75
STORY3	3781,64
STORY2	3781,63
STORY1	4936,44
TOTAL	39425,43

Tableau-IV-9 Poids de chaque niveau.

IV-11- Vérifications réglementaire :

❖ **Caractéristiques géométriques et massique de la structure :**

➤ **Centre de masse :**

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application De la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,...etc.)

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

➤ **Centre de rigidité (centre de torsion) :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du Bâtiment.

$$X_{CR} = \frac{\sum R_{yi} X_i}{\sum R_{yi}} \quad Y_{CR} = \frac{\sum R_{xi} Y_i}{\sum R_{xi}}$$

Chapitre IV: étude sismique

➤ Calcul de l'excentricité théorique :

L'excentricité théorique est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de Torsion, qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x^{the} = X_{CM} - X_{CT}e_y^{the} = Y_{CM} - Y_{CT}$$

• l'excentricité accidentelle :

L'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction qui est donnée par les formules suivantes

$$e_x^{acc} = \pm 0.05 L_x, L_x = 29,6m \Rightarrow e_x^{acc} = 1,48m$$

$$e_y^{acc} = \pm 0.05 L_y, L_y = 22,5m \Rightarrow e_y^{acc} = 1,12m$$

Story	Centre des Masses (ETABS)		Centre de rigidité (ETABS)		Excentricité Théorique		Excentricité accidentelle	
	XCCM	YCCM	XCR	YCR	e_x^{the}	e_y^{the}	e_x^{acc}	e_y^{acc}
STORY11	12,699	10,425	12,676	10,47	0,023	0,045	1,48	1,12
STORY10	12,698	10,328	12,68	10,528	0,018	0,2	1,48	1,12
STORY9	12,698	10,324	12,685	10,628	0,013	0,304	1,48	1,12
STORY8	12,698	10,32	12,692	10,755	0,006	0,435	1,48	1,12
STORY7	12,698	10,32	12,699	10,897	-0,001	0,577	1,48	1,12
STORY6	12,698	10,316	12,708	11,036	-0,01	0,72	1,48	1,12
STORY5	12,698	10,312	12,719	11,152	-0,021	0,84	1,48	1,12
STORY4	12,698	10,307	12,734	11,218	-0,036	0,911	1,48	1,12
STORY3	12,698	10,303	12,754	11,172	-0,056	0,869	1,48	1,12
STORY2	12,698	10,303	12,783	10,905	-0,085	0,602	1,48	1,12
STORY1	12,664	10,479	12,835	10,054	-0,171	-0,425	1,48	1,12

Tableau-IV-9 valeur de centre (masse+ rigidité) et l'excentricité (théorique+accidentelle).

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{xthe} = 0,023 < e_{xacc} = 1.48m \dots\dots\dots C.V \\ e_{ythe} = 0,045 m < e_{yacc} = 1.12 m \dots\dots\dots C.N.V \end{array} \right.$$

Justification de l'interaction portiques voiles :

Pour la justification de l'interaction portique voiles, on doit vérifier que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

N _U (total)	N _{VOIL}	N _{VOIL} (%)
61979,66	31085,28	50,15

Tableau-IV-10 Le pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

◆ **Sens longitudinal (X-X) :**

- ✓ L'effort tranchant total à la base : $V_{total} = 5017\text{KN}$
- ✓ L'effort tranchant à la base repris par les portiques : $V_{portique} = 536.7\text{ KN}$

$$\checkmark V_{portique} \% = \frac{536.7}{5017} \times 100 = 10.69$$

◆ **Sens transversal (Y-Y) :**

- ✓ L'effort tranchant total à la base : $V_{total} = 5287.97\text{KN}$
- ✓ L'effort tranchant à la base repris par les portiques : $V_{portique} = 1516.23\text{KN}$

$$\checkmark V_{portique} \% = \frac{1516.23}{5287.97} \times 100 = 28.67$$

☒ **Remarque :**

Au début de calcul, on a pris $R = 5$, mais les résultats trouvés ne sont pas vérifiés par RPA (l'effet de l'interaction voile-portique), donc on a changé sa valeur par $R = 3.5$ puisque la charge supportée par les voiles est $50,15\% > 20\%$.

Vérification de l'effort sismique :

étage	charge	Loc	Vx	Vy
étage1	E max	min	6203.24	6551.13

Coefficient dynamique (Site : S3) :

La valeur de D est donnée par le tableau qui suit :

La valeur de D est donnée par le tableau (4.2) qui suit :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3}T \geq 3s & \end{cases}$$

$$T_1 = 0,15 \text{ sec} ; \quad T_2 = 0,50 \text{ sec}$$

$$\diamond \eta = 0,88. \quad T_x = 0,58 \text{ s} \text{ donc } T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_x = 1.99$$

$$\eta = 0,88. \quad T_y = 0,67s \text{ donc } T_2 \leq T \leq 3s \quad \Rightarrow D_y = 1,81$$

Calcul de la résultante des forces sismiques « V_b^s » :

$$V_b^s = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_x^s = \frac{0,15 \times 1,99 \times 1,35}{3,5} \times 39425,43 = 4539,27KN.$$

$$V_y^s = \frac{0,15 \times 1,81 \times 1,35}{3,5} \times 39425,43 = 4128,68KN.$$

$$0,8V_x^s = 3631,416KN$$

$$0,8V_y^s = 3302,94KN$$

Effort calculé par la méthode dynamique :

$$V_{tx} = 6203,24 > 0,8V_x^s = 3631,416KN \text{ CV.}$$

$$V_{ty} = 6551,13 > 0,8V_y^s = 3302,94KN. \text{ CV.}$$

IV-12- Modélisation par brochette :

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté par les systèmes suivant :

a. distribution de l'effort sismique selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i \text{ Avec : } F_t : \text{ force concentré au sommet de la structure.}$$

$$F_i : \text{ force horizontale au niveau } i.$$

$$F_t = 0,07 T \times V \text{ Si } T > 0,7 \text{ sec.}$$

$$F_t = 0 \text{ Si } T < 0,7 \text{ sec}$$

V : l'effort tranchants dynamique de la structure à la base selon les deux directions.

T : est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à $0,7 \text{ sec}$.

Pour:

$$\begin{cases} T_x = 0,58 s & F_{tx} = 0,07 \times 0,58 \times 6203,24 = 251,85 \text{ KN} \\ T_y = 0,67 s & F_{ty} = 0,07 \times 0,67 \times 6551,13 = 307,24 \text{ KN} \end{cases}$$

Chapitre IV: étude sismique

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le sens X : } V_x - F_t = 5951.39 \text{ KN.} \\ \text{Le sens Y : } V_y - F_t = 6243.89 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

La partie restante ($V - F_t$) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_j h_j} \quad \text{Avec : } W_i : \text{ poids de niveau } i.$$

H_i : niveau de plancher (à partir de a base) où s'exerce la force F_i .

◆ Distribution des forces suivant X :

Story	Wi (KN)	hi (m)	Wi*hi (KN.m)	Σwi*hi (KN.m)	$V_x - F_{tx}$	Fxi
9 étage	2542,18	34,6	87959,428	713791,992	5951.39	733,3801244
8 étage	3352,47	31,54	105736,9038	713791,992	5951.39	1005,511039
7 étage	3352,47	28,48	95478,3456	713791,992	5951.39	1092,546841
6 étage	3478,7	25,42	88428,554	713791,992	5951.39	1239,404973
5 étage	3478,7	22,36	77783,732	713791,992	5951.39	1376,968473
4 étage	3478,69	19,3	67138,717	713791,992	5951.39	1546,288362
3 étage	3621,76	16,24	58817,3824	713791,992	5951.39	1830,145506
2 étage	3621,75	13,18	47734,665	713791,992	5951.39	2144,884136
2 étage	3781,64	10,12	38270,1968	713791,992	5951.39	2688,577509
RDC	3781,63	7,06	26698,3078	713791,992	5951.39	3421,148267
sous sol 1	4936,44	4,00	19745,76	713791,992	5951.39	5951,39

Tableau-IV-11 La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant X.

◆ Distribution des forces suivant y :

Story	Wi (KN)	hi (m)	Wi*hi (KN.m)	Σwi*hi (KN.m)	$V_x - F_{tx}$	Fxi
9 étage	2542,18	34,6	87959,428	713791,992	6243.89	924,9327587
8 étage	3352,47	31,54	105736,9038	713791,992	6243.89	835,1960991
7 étage	3352,47	28,48	95478,3456	713791,992	6243.89	773,5281009
6 étage	3478,7	25,42	88428,554	713791,992	6243.89	680,4126018
5 étage	3478,7	22,36	77783,732	713791,992	6243.89	587,2954143
4 étage	3478,69	19,3	67138,717	713791,992	6243.89	514,5046035
3 étage	3621,76	16,24	58817,3824	713791,992	6243.89	417,5586176
2 étage	3621,75	13,18	47734,665	713791,992	6243.89	334,7682543
1 étage	3781,64	10,12	38270,1968	713791,992	6243.89	233,5432436
RDC	3781,63	7,06	26698,3078	713791,992	6243.89	172,7258848
sous sol 1	4936,44	4,00	19745,76	713791,992	6243.89	924,9327587

Tableau-IV-12 La distribution de l'effort sismique selon la hauteur suivant Y.

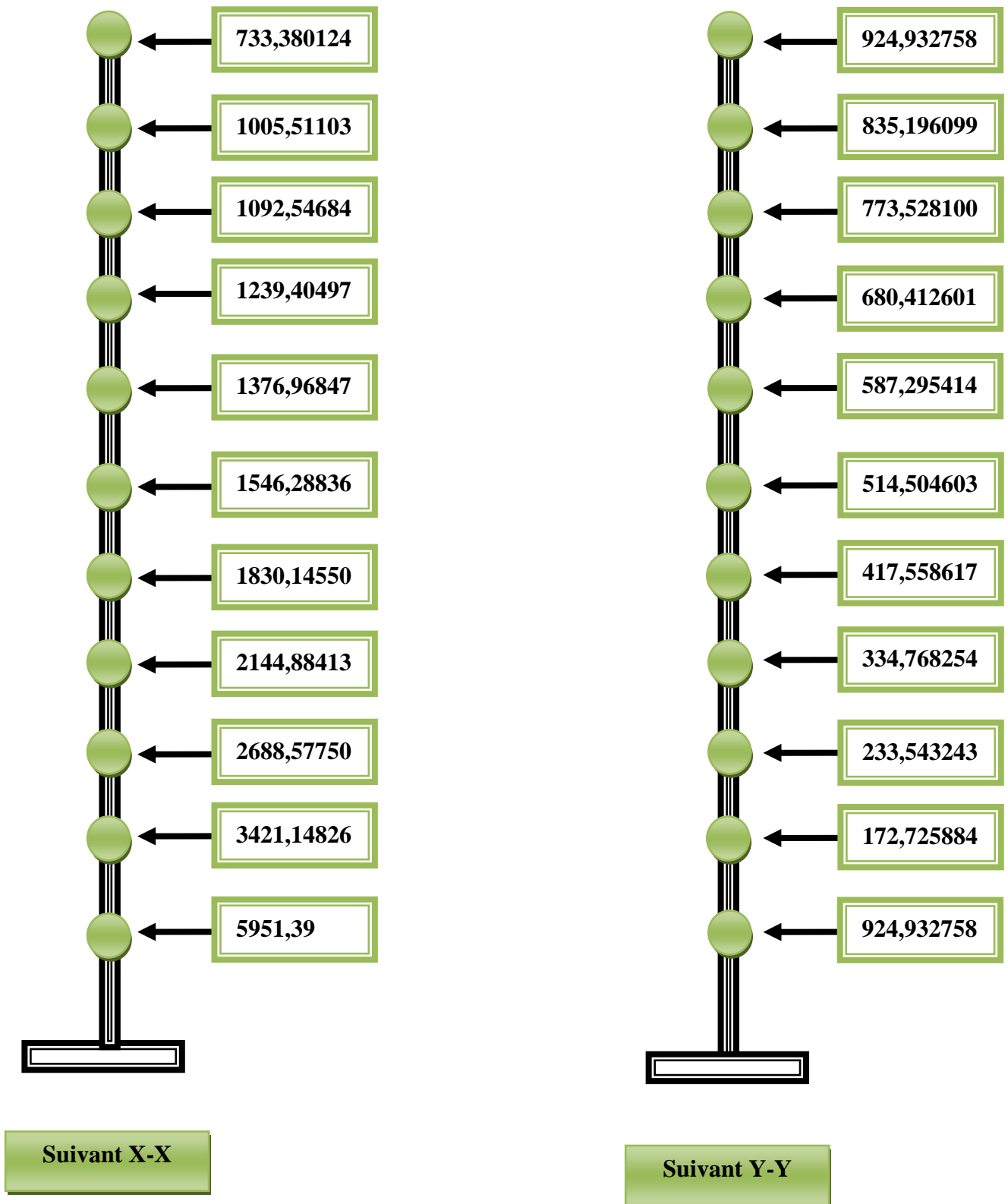


Figure-IV-8 Distribution de l'effort sismique selon la hauteur.

b. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum F_i$$

◆ **Distribution de l'effort tranchant suivant X :**

Story	Wi	Hi	F_{tx}	Fxi	Vi
9 étage	2542,18	34,6	251.85	733,3801244	985,2301244
8 étage	3352,47	31,54	251.85	1005,511039	1990,741163
7 étage	3352,47	28,48	251.85	1092,546841	3083,288004
6 étage	3478,7	25,42	251.85	1239,404973	4322,692977
5 étage	3478,7	22,36	251.85	1376,968473	5699,66145
4 étage	3478,69	19,3	251.85	1546,288362	7245,949812
3 étage	3621,76	16,24	251.85	1830,145506	9076,095318
2 étage	3621,75	13,18	251.85	2144,884136	11220,97945
1 étage	3781,64	10,12	251.85	2688,577509	13909,55696
RDC	3781,63	7,06	251.85	3421,148267	17330,70523
sous sol 1	4936,44	4,00	251.85	5951,39	23282,08972

Tableau-IV-13 La distribution de l'effort tranchant suivant X.

◆ **Distribution de l'effort tranchant suivant Y :**

Story	Wi	Hi	F_{ty}	Fxi	Vi
9 étage	2542,18	34,6	307,24	924,9327587	1232,172759
8 étage	3352,47	31,54	307,24	835,1960991	2067,368858
7 étage	3352,47	28,48	307,24	773,5281009	2840,896959
6 étage	3478,7	25,42	307,24	680,4126018	3521,309561
5 étage	3478,7	22,36	307,24	587,2954143	4108,604975
4 étage	3478,69	19,3	307,24	514,5046035	4623,109578
3 étage	3621,76	16,24	307,24	417,5586176	5040,668196
2 étage	3621,75	13,18	307,24	334,7682543	5375,43645
1 étage	3781,64	10,12	307,24	233,5432436	5608,979694
RDC	3781,63	7,06	307,24	172,7258848	5781,705579
sous sol 1	4936,44	4,00	307,24	924,9327587	6706,638338

Tableau-IV-14 La distribution de l'effort tranchant suivant Y.

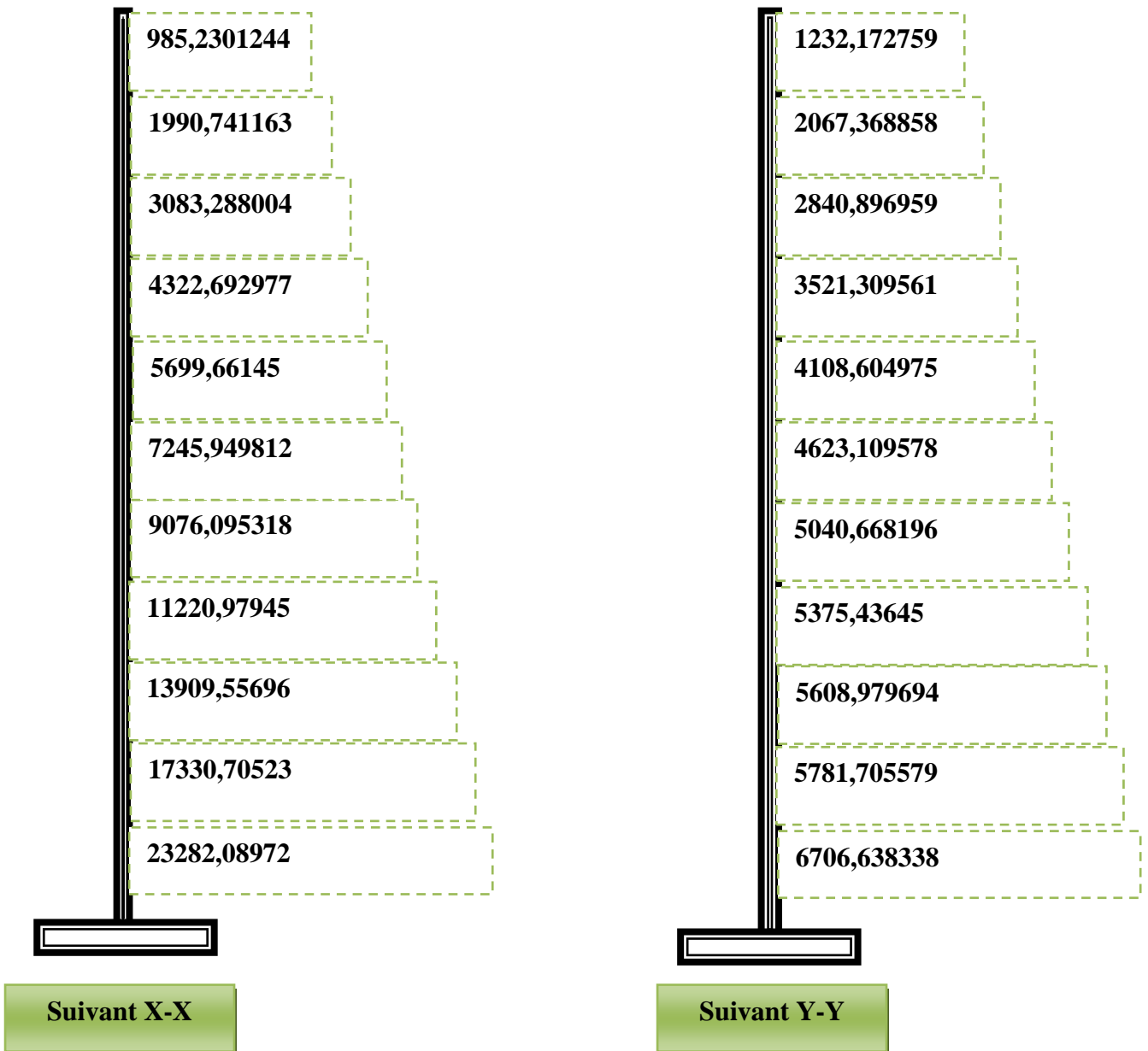


Figure-IV-9 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

IV-13- Vérification des déplacements latéraux inters étage :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Chapitre IV: étude sismique

$$\Delta_x^K \leq \Delta_{adm}$$

$$\Delta_y^K \leq \Delta_{adm}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{h_e}{100}$$

Δ_{adm} : le déplacement relatif admissible

◆ Calcul des déplacements :

D'après RPA99 Version 2003 (Art 4.4.3), le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek} \text{ avec :}$$

δ_K : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

: Coefficient de comportement.

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

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

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures ETABS v9.7.1 on peut avoir le déplacement dans chaque niveau :

Story	δ_{ex} (m)	δ_x (m)	δ_{ey} (m)	δ_y (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	Δ_{adm} (m)	OB
9 étage	0,0416	0,1456	0,0364	0,1274	0,0137	0,0133	0,0306	C.V
8 étage	0,0377	0,1319	0,0326	0,1141	0,0143	0,014	0,0306	C.V
7 étage	0,0336	0,1176	0,0286	0,1001	0,0151	0,014	0,0306	C.V
6 étage	0,0293	0,1025	0,0246	0,0861	0,0157	0,0144	0,0306	C.V
5 étage	0,0248	0,0868	0,0205	0,0717	0,0157	0,014	0,0306	C.V
4 étage	0,0203	0,0711	0,0165	0,0577	0,0158	0,0133	0,0306	C.V
3 étage	0,0158	0,0553	0,0127	0,0444	0,015	0,0126	0,0306	C.V
2 étage	0,0115	0,0403	0,0091	0,0318	0,0137	0,0108	0,0306	C.V
1 étage	0,0076	0,0266	0,006	0,0210	0,0119	0,0095	0,0306	C.V
RDC	0,0042	0,0147	0,0033	0,0115	0,0091	0,007	0,0306	C.V
sous sol 1	0,0016	0,0056	0,0013	0,0045	0,0056	0,0045	0,0400	C.V

Tableau-IV-15 Vérification des déplacements.

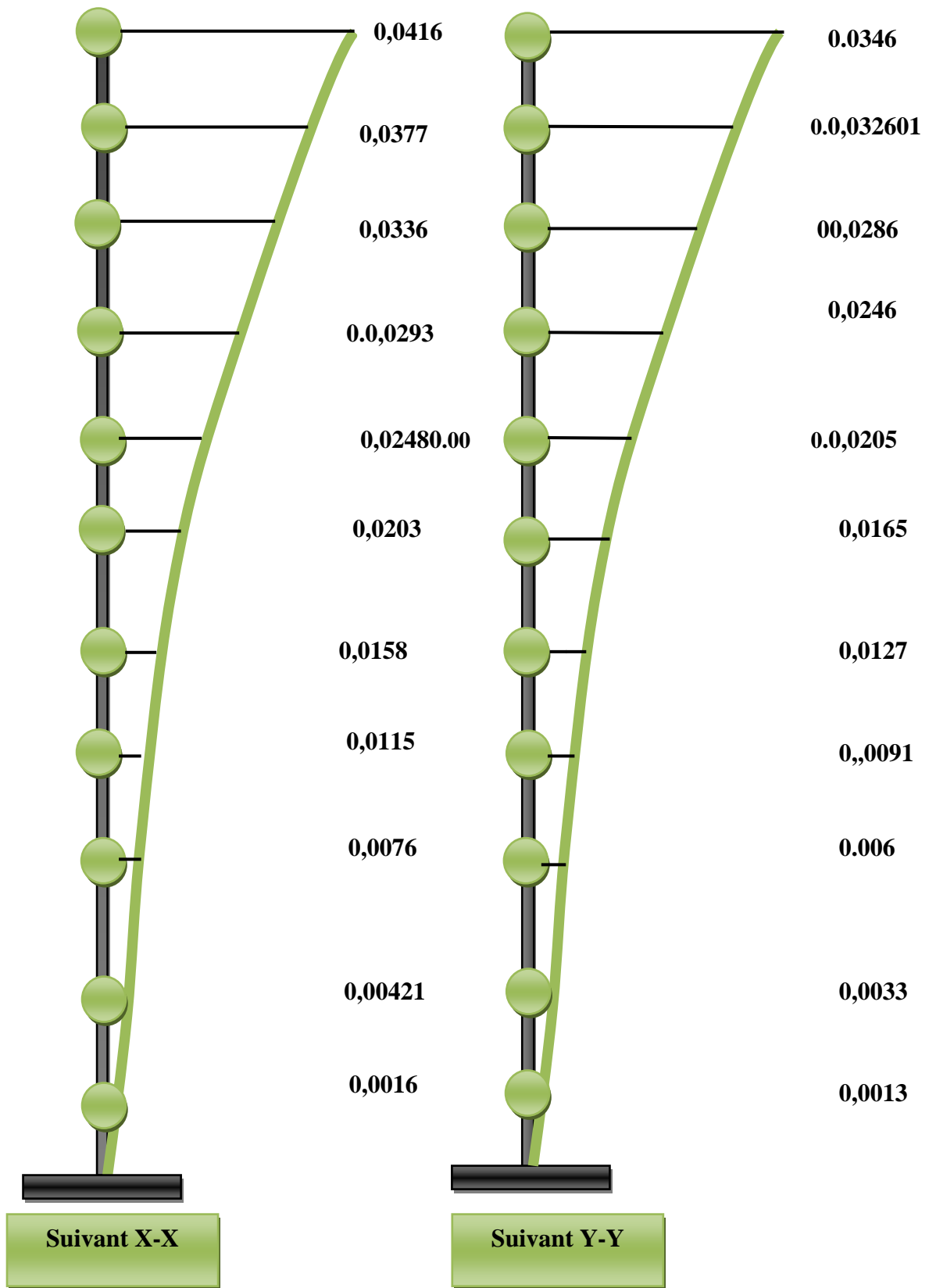


Figure-IV-10 Déplacements horizontal dans les deux sens.

◆ Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

L'effet du 2ème ordre (ou effet P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite pour chaque niveau :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_K : hauteur de l'étage k.

⇒ **Si : $0.1 < \Theta_k < 0.2$** : les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1 - \Theta_k)$.

⇒ **Si : $\Theta_k > 0.2$** : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Sens X-X:

Etage	W_i (KN)	P_i (KN)	Δ_i (m)	V_i (KN)	h_i (m)	Θ
9 étage	2542,18	2542,18	0,0137	1174,16	3,06	0,009693445
8 étage	3352,47	5894,65	0,0143	2171,97	3,06	0,012682907
7 étage	3352,47	9247,12	0,0151	2936,03	3,06	0,015541807
6 étage	3478,7	12725,82	0,0157	3576,47	3,06	0,018256159
5 étage	3478,7	16204,52	0,0157	4119,01	3,06	0,020184665
4 étage	3478,69	19683,21	0,0158	4598,77	3,06	0,022099879
3 étage	3621,76	23304,97	0,015	5038,86	3,06	0,022671805
2 étage	3621,75	26926,72	0,0137	5429,7	3,06	0,02220275
1 étage	3781,64	30708,36	0,0119	5759,44	3,06	0,020734898
RDC	3781,63	34489,99	0,0091	6009,98	3,06	0,017066325
sous sol 1	4936,44	39426,43	0,0056	6203,24	4	0,008898092

Tableau-IV-16 Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens X.X

Sens Y-Y:

Etage	W_i (KN)	P_i (KN)	Δ_i (m)	V_i (KN)	h_i (m)	Θ
9 étage	2542,18	2542,18	0,0133	1250,02	3,06	0,008839334
8 étage	3352,47	5894,65	0,014	2315,73	3,06	0,011645998
7 étage	3352,47	9247,12	0,014	3122,64	3,06	0,013548499
6 étage	3478,7	12725,82	0,0144	3787,96	3,06	0,015809621

Chapitre IV: étude sismique

5 étage	3478,7	16204,52	0,014	4349,62	3,06	0,017044782
4 étage	3478,69	19683,21	0,0133	4847,7	3,06	0,017647793
3 étage	3621,76	23304,97	0,0126	5306,39	3,06	0,018084167
2 étage	3621,75	26926,72	0,0108	5717,96	3,06	0,016620522
1 étage	3781,64	30708,36	0,0095	6068,45	3,06	0,015710175
RDC	3781,63	34489,99	0,007	6336,68	3,06	0,012451105
sous sol 1	4936,44	39426,43	0,0045	6551,13	4	0,006770547

Tableau-IV-17 Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y.Y

Remarque :

On remarque que tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0.10. Donc l'effet $P - \Delta$ est négligé.

◆ Justification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage Sollicité par des efforts d'origine sismique.

Pour que le bâtiment soit stable au renversement, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{\text{Moment stabilisant.}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5.$$

$$\begin{cases} M_s = W \times \frac{L_{x,y}}{2} \\ M_r = \sum F_i \cdot h_i \end{cases}$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant.

M_r : Moment renversant du a l'effort sismique, calculées manuellement.

W : poids du bâtiment.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	W(KN)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/ Mr	Observation
Suivant x	39425,43	1166992,72	149125,2134	7,82 > 1,5	C.V
Suivant y	39425,43	887072,17	158100,159	5,61 > 1,5	C.V

Tableau-IV-18 Vérification de la stabilité au renversement

La tour est stable suivant X et Y selon les exigences du RPA/2003, donc il y'a pas de risque de renversement.

IV-14- Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3):

On doit vérifier que : $v \leq 0.3 \rightarrow v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30$

Poteau	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35
N_d (KN)	1631,67	971,7	661,93	241,82
v	0.26	0.19	0.16	0,078
$v = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} \leq 0.30$	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau-IV-18 Vérification de L'effort normal réduit.

Chapitre V :
FERRAILLAGE DES
ÉLÉMENTS PORTEURS

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

V-1- Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS**

16.2.0.

- Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :
 1. Compression simple.
 2. Traction simple.
 3. Flexion simple.
 4. Flexion composée.
- Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

V-2- Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leur ferrailage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

➤ **Situation durable :**

$$\gamma_s = 1.15, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad \gamma_b = 1.5, \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

➤ **Situation accidentelle :**

$$\gamma_s = 1, \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}, \quad \gamma_b = 1.15, \quad f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

V-2-1- Combinaisons des charges :

a- État limite ultime :

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

- **1,35 * G + 1,5 * Q BAEL91**

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

b- État limite de service :

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par relation :

- **G + Q** **BAEL91**

C- État limite accidentelle :

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

- **G + Q ± E** **RPA99/v2003**
- **0.8G ± E** **RPA99/v2003**

V-2-2- Calcul de ferrailage :

- Ferrailage en travée : **ELU**.
- Ferrailage sur appui (nappe supérieure) : **G + Q ± E**.
- Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : **0,8G ± E**.

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par les formules données par **B.A.E.L 91** :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$.
- $\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$.
- $z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$.
- $A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$

V-2-2-1- Ferrailage des poutres Principales :

D'après les résultats de l'**ETABS 16.2.0** :

- **M_{max} En Travée = 39,483 KN. m.**
- **M_{max} Sur Appuis : Nappe sup = 180,982 KN. m.**
Nappe inf = 175,061 KN. m.

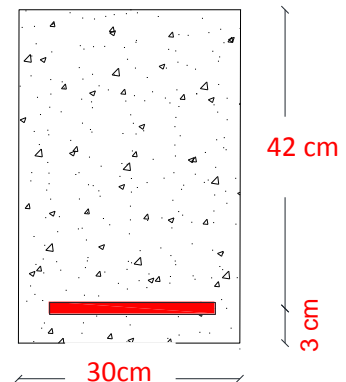


Figure-V-1 schéma de la poutre principale

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

Position	M _{max} (KN.n)	d (cm)	μ	α	Z	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²) BAEL	A _{sadop} (cm ²)
Travée	39,483	42	0,052	0,066	40,89	2,77	1,52	4T16 = 8,04
App sup	180,982	42	0,241	0,350	36,12	14,39	1,52	8T16 = 16,08
App inf	175,061	42	0,232	0,335	36,37	13,83	1,52	4T16 + 4T14 = 14,2

Tableau-V-1 Calcul du ferrailage des poutres principales étage courants

❖ **La vérification du ferrailage :**

➤ **Section minimale (RPA) :** $b = 30 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$

- $A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \cdot 30 \cdot 45 = \mathbf{6,75 \text{ cm}^2}$.

➤ **Section maximale (RPA) :**

- $A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% \cdot 30 \cdot 45 = \mathbf{54 \text{ cm}^2}$ → Zone courante.

- $A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \cdot 30 \cdot 45 = \mathbf{81 \text{ cm}^2}$ → Zone de recouvrement.

La section d'armature sur appuis :

- $A_s = 8T16 = 16,08 \text{ cm}^2$

- $A_s = 4T16 + 4T14 = 14,2 \text{ cm}^2$

Donc : $16,08 + 14,2 = 30,28 \text{ cm}^2 \rightarrow 30,28 \text{ cm}^2 < 54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{(CV)}$

La Condition de non fragilité :

- $A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{(f_{t28} \cdot b \cdot d)}{f_e} = 1,52 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s \min} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

a- La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :

La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration préjudiciable :

- $\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa}$.

Soit l'effort tranchant maximum est : $T_{\max} = 85,49 \text{ KN}$.

- $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0,68 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

◆ **Calcul de la section des armatures transversales :**

❖ **Choix du diamètre :**

- $\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$
- $\phi_t \leq \min \left[\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 14 \right] = 12,85 \text{ mm} \rightarrow$ On prend : T10 (HA. Fe. E400).

❖ **Espacement entre les cadres :**

- $S_t \leq \min(0,9 * d ; 40\text{cm}) = 37,8 \text{ cm}$
- $\frac{A_t * f_e}{b * S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_{u1}}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{0,34 * 300 * 350}{400} \rightarrow A_t = 0,89 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement d'après B.A.E.L :**

- $S_{t1} \leq \min(0,9 * d ; 40\text{cm}) = 37,8 \text{ cm.}$
- $S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b} = \frac{2,01 * 400 * 10^2}{0,4 * 300} = 67 \text{ cm.}$

Donc : $S_t \leq \min[S_{t1}, S_{t2}] = 37,8 \text{ cm.} \rightarrow$ on prend : $S_t = 30 \text{ cm.}$

❖ **Espacement exigé par RPA :**

En zone **nodale** : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = 11,25 \text{ cm}$

En zone **courante** : $S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

- $S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **en zone nodale**
- $S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **en zone courante**

❖ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA99 :**

- $A_{tmin} = 0,003 * S_t * b = 1,35 \text{ cm}^2$
- $A_{tmin} = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2.$

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

❖ Recouvrement des armatures longitudinales :

D'après l'**RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la zone II est de **40∅** poutre longitudinale : **40∅ = 64 cm** Avec : **∅ = 16 mm**.

b- La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :

❖ La contrainte de compression du béton :

Sur nappe inférieure : **A_t = 14,2 cm²**.

❖ Calcul de σ_{bc} :

$$\bullet \frac{b \cdot y^2}{2} + n \cdot A_s \cdot y - n \cdot d \cdot A_s = 0 \rightarrow 15 \cdot y^2 + 213 \cdot y - 8946 = 0$$

La solution de l'équation nous donne : **y = 18,33 cm**.

$$\bullet I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 180924,041 \text{ cm}^4.$$

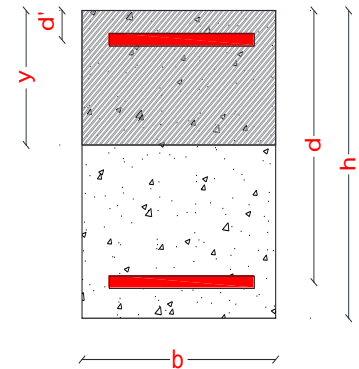
• Soit la poutre la plus sollicitée B16 :

$$\bullet M_{ser} = 28,753 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot y = 2,91 \text{ Mpa} < \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ Mpa} \dots (\text{CV})$$

$$\bullet \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y_{ser})$$

$$\bullet \sigma_{st} = 56,42 \text{ Mpa} < \sigma_{st \text{ adm}} = 201,63 \text{ Mpa} \dots (\text{CV})$$



❖ La vérification de la flèche :

$$\bullet M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$$

Avec :

$$\bullet G = \rho \cdot b \cdot h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \cdot G_p = 25,32 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$\bullet Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b\right) \cdot Q = 8,05 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$\bullet l = 4,8 \text{ m.}$$

$$M_0 = \frac{32,27 \cdot 6,32^2}{8} = 161,14 \text{ KN.m}$$

En travée : **A_s = 4T16 = 8,04 cm²**.

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,093 \geq 0,062 \dots \dots \dots (\text{CV})$$

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0,093 \geq 0.0178 \dots \dots \dots (CV)$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,00638 \leq 0.0105 \dots \dots \dots (CV)$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

N.B : les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

- $\frac{L_{max}}{5}$: Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit : 1m.
- $\frac{L_{max}}{4}$: Si l'appui appartient à une travée de rive soit : 1,2 m.

Schéma de ferrailage :

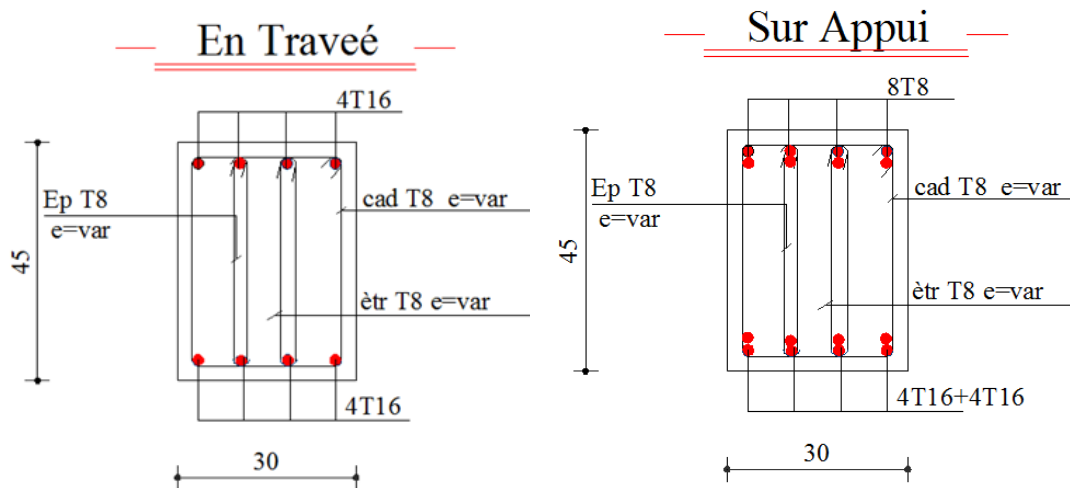


Figure-V-2 Ferrailage des poutres principales (30*45)

V-2-2-2-Ferrailage des poutres Secondaire :

D'après les résultats de l'ETABS 16.2.0 :

- $M_{max} \text{ En Travée} = 59,52 \text{ KN. m.}$
- $M_{max} \text{ Sur Appuis:}$
 Nappe sup = 211,33 KN. m.
 Nappe inf = 184,23 KN. m.

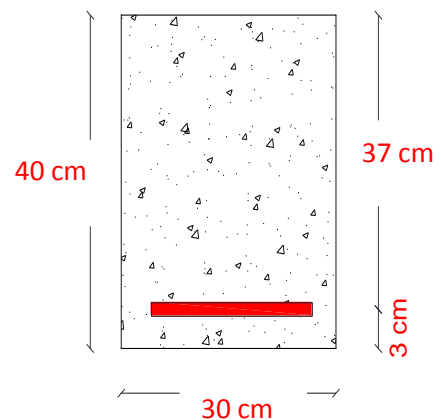


Figure-V-3 schéma de la poutre secondaire

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

Position	M_{max} (KN.m)	d (cm)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{sadop} (cm ²)
Travée	34.868	37	0,059	0,076	35.87	2.79	1.34	4T14 = 6.16
App sup	170.648	37	0,290	0,43	30.63	16.00	1.34	8T16 = 16.08
App inf	161.31	37	0,276	0,413	30.88	15.01	1.34	8T16 = 16.08

Tableau-V-2 Calcul du ferrailage des poutres secondaires

❖ La vérification du ferrailage :

❖ Section minimale(RPA) : $b = 30$ cm ; $h = 40$ cm

- $A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \cdot 30 \cdot 40 = \mathbf{6\text{ cm}^2}$.

❖ Section maximale (RPA) :

- $A_{max} = 4\% \cdot b \cdot d = 4\% \cdot 30 \cdot 40 = \mathbf{48\text{ cm}^2}$ → Zone courante.

- $A_{max} = 6\% \cdot b \cdot d = 6\% \cdot 30 \cdot 40 = \mathbf{72\text{ cm}^2}$ → Zone de recouvrement.

On a :

La section d'armature sur appuis :

- $A_s = 8T16 = 16.08\text{ cm}^2$

- $A_s = 8T16 = 16.08\text{ cm}^2$

Donc : $16.08 + 16.08 = 32.16\text{ cm}^2 \rightarrow 32.16\text{ cm}^2 < 48\text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ (CV)

La Condition de non fragilité :

- $A_{min} = 0,23 \cdot \frac{(f_{t28} \cdot b \cdot d)}{f_e} = 1,34\text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s\ min} \dots \dots \dots$ (CV)

a- La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :

La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration préjudiciable :

- $\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{ Mpa} \right] = 2,5\text{ Mpa}$.

Soit l'effort tranchant maximum est : $T_{max} = 29.28\text{ KN}$.

- $\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0.26\text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{ Mpa} \dots \dots \dots$ (CV)

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

◆ **Calcul de la section des armatures transversales :**

❖ **Choix du diamètre :**

- $\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$
- $\phi_t \leq \min \left[\frac{450}{35}; \frac{350}{10}; 16 \right] = 11.42 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : T10 (HA. Fe. E400).}$

❖ **Espacement entre les cadres :**

- $S_t \leq \min(0.9 * d ; 40\text{cm}) = 33.3 \text{ cm}$
- $\frac{A_t * f_e}{b * S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{0.4 * 300 * 333}{400} \rightarrow A_t = 0,99 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 4\text{T8} = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement d'après B.A.E.L :**

- $S_{t1} \leq \min(0.9 * d ; 40\text{cm}) = 37.8 \text{ cm}$
- $S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b} = \frac{2,01 * 400 * 10^2}{0.4 * 300} = 67 \text{ cm.}$

Donc : $S_t \leq \min[S_{t1}, S_{t2}] = 33.3 \text{ cm.} \rightarrow \text{on prend : } S_t = 30 \text{ cm.}$

❖ **Espacement exigé par RPA :**

En zone **nodale** : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = 10 \text{ cm}$

En zone **courante** : $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$

Donc on adopte :

- $S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone nodale}$
- $S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone courante}$

❖ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA99 :**

- $A_{t\min} = 0.003 * S_t * b = 1.38 \text{ cm}^2$
- $A_{t\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2.$

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

❖ Recouvrement des armatures longitudinales :

D'après l'RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone II est de 40ϕ poutre longitudinale : $40\phi = 80 \text{ cm}$ Avec : $\phi = 20 \text{ mm}$.

b- La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :

❖ La contrainte de compression du béton :

Sur nappe inferieur : $A_t = 16.08 \text{ cm}^2$.

❖ Calcul de σ_{bc} :

$$\bullet \frac{b \cdot y^2}{2} + n \cdot A_s \cdot y - n \cdot d \cdot A_s = 0 \rightarrow 15 \cdot y^2 + 241.2 \cdot y - 8924.4 = 0.$$

La solution de l'équation nous donne : $y = 20.39 \text{ cm}$

$$\bullet I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 151317.024 \text{ cm}^4.$$

Soit la poutre la plus sollicitée B11 : $M_{ser} = 24.848 \text{ KN.m}$

$$\bullet \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot y = 3.34 \text{ Mpa} < \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ Mpa} \dots (\text{CV})$$

$$\bullet \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y_{ser}) = 40.913 \text{ Mpa} < \sigma_{st \text{ adm}} = 201.63 \text{ Mpa} \dots (\text{CV})$$

❖ La vérification de la flèche :

$$\bullet M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$$

Avec :

$$\bullet G = \rho \cdot b \cdot h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \cdot G_p = 12.045 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$\bullet Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b\right) \cdot Q = 2.96 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$\bullet l = 4.4 \text{ m}.$$

$$M_0 = \frac{15.005 \cdot 4,4^2}{8} = 36.312 \text{ KN.m}$$

En travée : $A_s = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.9 \geq 0.062 \dots \dots \dots (\text{CV})$$

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0.9 \geq 0.068. \dots \dots \dots (CV)$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.005 \leq 0.0105 \dots \dots \dots (CV)$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

N.B : les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

- $\frac{L_{max}}{5}$: Si l'appui n'appartient pas une travée de rive soit :0,88m.
- $\frac{L_{max}}{4}$: Si l'appui n'appartient pas une travée de rive soit :1,1 m

Schéma de ferrailage :

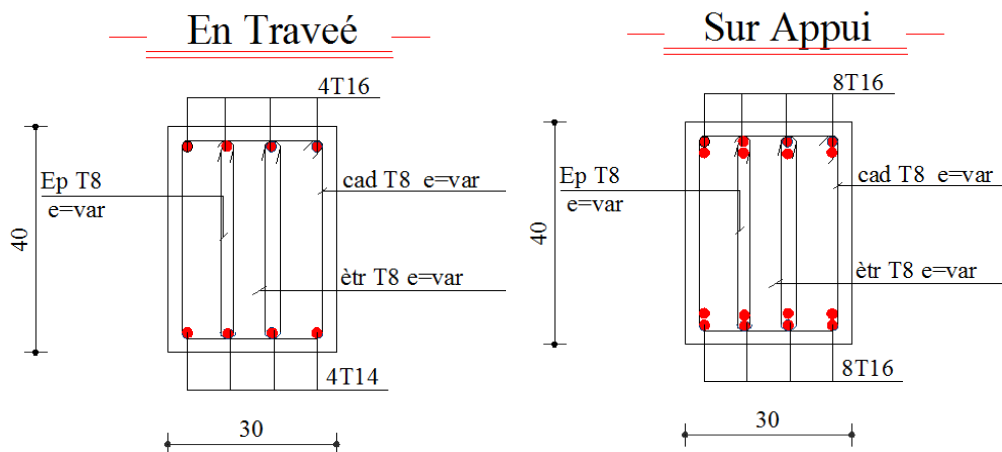


Figure-V-4 Ferrailage des poutres secondaires (30*40).

V-3- Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

V-3-1- Recommandation du RPA 99/version 2003 :

❖ Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

- Le pourcentage minimum est de 0.8% (zone IIa).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right)$.

❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e}$$

Avec :

- v_u : Effort tranchant de calcul
- h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales. $f_e = 400 \text{ Mpa}$.
- ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture). $\rho_a = 2.5$ Si l'élançement géométrique ≥ 5 . $\rho_a = 3.75$ Si l'élançement géométrique < 5 .
- t : Espacement des armatures transversales :

Dans la zone nodale :

- $t \leq \min (10\phi, 15\text{cm})$. En zone IIa

Dans la zone courante :

- $t' \leq 15\phi$. En zone IIa

Où :

- ϕ : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale $\left(\frac{A_t}{b_1 * t} * \% \right)$ est donnée par :

- 0.3% si $\lambda_g \geq 5$

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

- 0.8 % si $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

- $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$.

Avec :

- **a** et **b** : les dimensions de la section du poteau.

V-3-2- Calcul de Ferrailage :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} , M_{y-y}).

Les poteaux seront ferrailés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel « **ETABS** » :

❖ Combinaison de calcul :

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (**G + Q ± E**) suivants :

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant.

❖ Ferrailage des Poteaux :

Le résumées des sollicitations données par le logiciel ETABS.

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$$\gamma_b = 1,15 ; \gamma_s = 1 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa.}$$

Poteau	50 * 50	45 * 45	40 * 40	35 * 35
Combinaison	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E	G + Q ± E
M_{max} (KN. m)	147,2356	149,276	125,521	101,89
N_{cor} (KN)	884,12	596,05	253,65	109,52

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

Combinaison	0,8G ± E	0,8G ± E	0,8G ± E	0,8G ± E
M_{cor}(KN. m)	39,524	14,858	102,007	23,613
N_{max}(KN)	2733,02	939,57	501,68	186,88
Combinaison	ELU	ELU	ELU	ELU
M_{cor}(KN. m)	4,437	14,717	13,759	12,334
N_{max}(KN)	1654,06	971,19	688,08	283,55

Tableau-V-3 Les sollicitations dans les différents poteaux

- $A_{s \min RPA} = 0,8 * b * a.RPA$ (Art 7.4.2.1 P61)
- $A_{s \min BAEL} = \min \left[4 \frac{cm^2}{m} * U, 0,2 * \frac{B}{100} \right].BAEL91 P94$

Avec :

- **U**: Périmètre du poteau.

Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide de logiciel « **SOCOTEC** » :

Poteaux	M(KN)	N(KN)	A_{s cal}(cm²)	A_{s min BAEL}(cm²)	A_{s min RPA}(cm²)	A_{s adop}(cm²)
50 * 50	147,235	884,12	0	5	20	4T20 + 4T16 = 20,61
45 * 45	149,276	596,05	2.73	4,05	16,2	4T20 + 4T12 = 17,09
40 * 40	125,521	253,65	6.25	3,2	12,8	4T16 + 4T14 = 14,2
35 * 35	101,89	109,52	7.51	2,45	9,8	8T14 = 12,32

Tableau-V-4 Résultats de ferrailage des poteaux

Remarque :

On remarque que $A_{s \min Rpa}$ est supérieure par rapport à $A_{s \text{ cal}}$, donc il faut prévoir des sections minimales requises par les règlements en vigueur.

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

V-3-3- Vérification de ferrailage des poteaux :

❖ **Section d'armature selon l'RPA99V2003 :**

- $A_{s \min} = 0,8\% * b * a$.
- $A_{s \max} = 4\%b * a \rightarrow$ En zone courante.
- $A_{s \max} = 6\%b * a \rightarrow$ En zone de recouvrement.

❖ **Section d'armature selon BAEL91 :**

- $A_{s \min} = 0,2 * \frac{B}{100}$.
- $A_{s \max} = 5 * \frac{B}{100}$.

Poteau	$A_{s \min}$ BAEL	$A_{s \min}$ RPA	$A_{s \max}$ BAEL	$A_{s \max}$ RPA	$A_{s \text{ adop}}$	OB
50 * 50	5	20	125	150	20,61	CV
45 * 45	4,05	16,20	101,25	121,5	17,09	CV
40 * 40	3,2	12,8	80	96	14,2	CV
35 * 35	2,45	9,8	61,25	73,5	12,32	CV

Tableau-V-5 Résultats de vérification de ferrailage des poteaux

a- Vérification à l'E.L. U :

❖ **Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :**

D'après le BAEL :

➤ **Exemple de calcul : Poteau (50*50) cm²**

Fissuration préjudiciable :

- $\tau_u = \min \left[0,2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa}$.

Soit l'effort tranchant maximum est : $T_{\max} = 96,07 \text{ KN}$.

- $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b*d} = 0,408 \text{ Mpa} < \tau_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

b * a	T_{max}	τ_u	τ_u	OB
50 * 50	96,07	0,408	2,5	CV
45 * 45	99,54	0,526	2,5	CV
40 * 40	84,53	0,571	2,5	CV
35 * 35	71,61	0,630	2,5	CV

Tableau-V-6 Vérification selon BAEL.

❖ D'après l'RPA :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \text{ Avec : } \overline{\tau_u} = \rho_d * f_{c28}$$

- $\rho_d = 0,075$... si : $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_d = 0,04$... si : $\lambda_g < 5$

Où : λ_g : L'élancement géométrique. $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$.

Sous sol :

$$a = 50 \text{ cm}, \quad l_f = 0,7 * l_0 = 0,7 * 4 = 2,8 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,8}{0,50} = 5,6 \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0,075.$$

$$\tau_u = 0,075 * 25 = 1,875 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u = 0,408 \text{ Mpa} < \tau_u = 1,875 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

RDC + 1^{er} et 2^{eme} étage :

$$a = 50 \text{ cm}, \quad l_f = 0,7 * l_0 = 0,7 * 3,06 = 2,142 \text{ m.}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,142}{0,50} = 4,284 < 5 \rightarrow \rho_d = 0,04$$

$$\tau_u = 0,04 * 25 = 1 \text{ Mpa} \rightarrow \tau_u = 0,408 \text{ Mpa} < \tau_u = 1 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

b * a (cm²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d
45 * 45	2,142	4,76	0,04
40 * 40	2,142	5,35	0,075
35*35	2,142	6,12	0,075

Tableau-V-7 Vérification selon RPA

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

V-3-4- Calcul des armatures transversales :

❖ Choix du diamètre :

- $\phi_t \geq \left[\frac{1}{3}\right] * \phi_1$.
- $\phi_t \geq \left[\frac{1}{3}\right] * 20 = 6.77 \text{ mm}$.

On adopte un cadre : **T8**

❖ Espacement entre les cadres :

- $S_t \leq \min[15\phi_{1\min}; 40 \text{ cm}; a + 10]$.
- $S_t \leq \min[18 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 60 \text{ cm}]$.

Donc : **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

❖ Espacement des cadres d'après le RPA :

Dans la zone nodale :

- $S_t \leq \min[10\phi_1; 15 \text{ cm}]$. En Zone I et IIa.

Donc : **$S_t = 10 \text{ cm}$** .

Dans la zone courante :

- $S_t \leq 15\phi_1$. En Zone I et IIa.

Donc : **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul (T_{\max}).

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

S_t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

- $\rho_a = 2,5$ Si $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$.

❖ **Exemple de calcul : (50*50) cm² :**

Sous sol :

$$\lambda_g = 5,6 \geq 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc : $\rho_a = 2,5 \rightarrow A_t = 0,3 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 4 \text{ T } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

RDC + étage courant :

$$\lambda_g = 4,2845 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

Donc : $\rho_a = 3,75 \rightarrow A_t = 0,58 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 4 \text{ T } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

b * a	T_{max} (KN)	λ_g	ρ_a	A_t (cm²)	A_{t adop} (cm²)
45 * 45	99,54	4,76	3,75	0,6	4T8 = 2,01
40 * 40	84,53	5,35	2,5	0,34	3T8 = 1,51
35 * 35	71,61	6,12	2,5	0,29	2T8 = 1,01

Tableau-V-8 Les armatures transversales des poteaux

❖ **Détermination de la zone de recouvrement :**

Selon **RPA (Art 7.4.2.1)** La longueur minimale de recouvrement est :

40 \emptyset → En zone IIa.

b * a	50 * 50	45 * 45	40 * 40	35 * 35
\emptyset_{\max} (mm)	20	20	20	20
40\emptyset (cm)	80	80	80	80

Tableau-V-9 Longueur de recouvrement

b- Vérification de la contrainte à l'E.L.S :

La vérification est faite à l'aide de logiciel **SOCOTEC**.

- Contrainte admissible de béton comprimé : $\sigma_{bc adm} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

- Contrainte admissible d'acier tendu : $\sigma_{st adm} = 201.63 \text{ Mpa}$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

b * a	N_{ser}	M_{ser}	A_s	σ_{bc}	$\sigma_{bc adm}$	σ_{st}	$\sigma_{st adm}$	OB
50 * 50	1204,64	3,181	20,61	0,166	15	3,78	201,63	CV
45 * 45	707,8	10,691	17,09	0,772	15	17,203	201,63	CV
40 * 40	501,51	9,999	14,2	0,99	15	22,488	201,63	CV
35 * 35	206,9	8,964	12,57	1,34	15	26,074	201,63	CV

Tableau-V-10 Vérification des contraintes à l'ELS

Schéma de ferrailage :

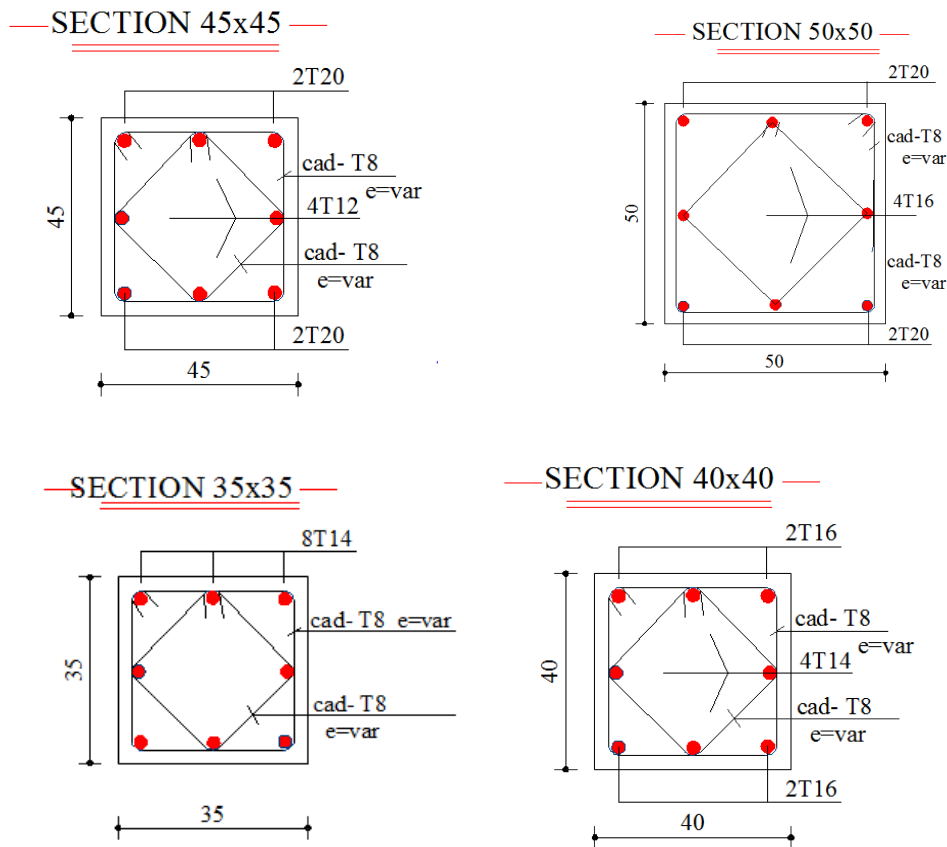


Figure-V-5 Ferrailage des poteaux

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

V-4- Ferrailage des voiles :

V-4-1-Introduction :

Le voile est un élément assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales essentiellement le vent et les forces d'origine sismique transmettant les charges verticales aux fondations. Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal déterminés selon la combinaison comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques. Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL 91** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**.

V-4-2- Voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

❖ Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\left(\frac{1}{10}\right)$ de la longueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

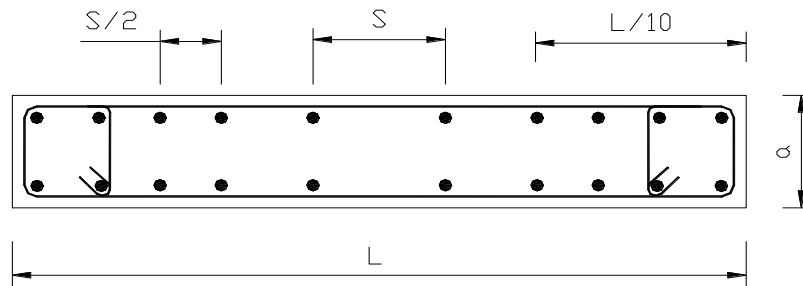


Figure-V-6 Section transversale de voile

❖ Aciers horizontaux :

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10ϕ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1,5 * e ; 30 \text{ cm})$$

Avec :

- e : Epaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre ϕ_t des épingles est :

- $\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow$ Lorsque $\phi_v \leq 20 \text{ mm}$.
- $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow$ Lorsque $\phi_v > 20 \text{ mm}$.

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ Pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

V-4-3- Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \min \left[\frac{h_e}{2} ; \frac{2 * l'}{3} \right].$$

Avec :

- l' : étant la largeur de la zone comprimée.
- h_e : étant la hauteur entre nue de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

V-4-4- Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

- Section entièrement comprimée SEC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **Formule de NAVIER BERNOULLI** ». $\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} * y$

Avec :

- A : Surface.
- I : Moment d'inertie.
- M : Moment de flexion.

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

❖ Section partiellement comprimée SPC :

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} * y$$

Si :

- $M > 0 \rightarrow \sigma_A > 0$ et $\sigma_B < 0$.

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer 'L_t' en utilisant les triangles semblables :

$$\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{L - L_t}$$

Où : $L_t = \frac{L * \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B}$.

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par : $T = 0.50 * \sigma_B * L_t * b$.

La section d'armature nécessaire est donnée par : $A_{\text{cal}} = T * \frac{y_s}{f_e}$.

Si : $M < 0 \rightarrow \sigma_A < 0$ et $\sigma_B > 0$:

$$\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{L - L_t}$$

Où : $L_t = \frac{L * \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$.

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par : $T = 0.50 * \sigma_A * L_t * b$.

La section d'armature nécessaire est donnée par : $A_{\text{cal}} = T * \frac{y_s}{f_e}$.

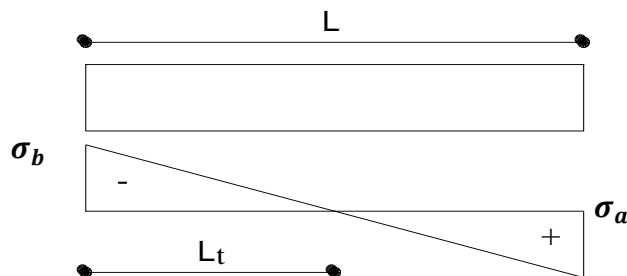


Figure-V-7 S P C

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

❖ Section entièrement comprimée SEC :

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression (σ_A, σ_B) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

$$A = 0,0015 * L * b.$$

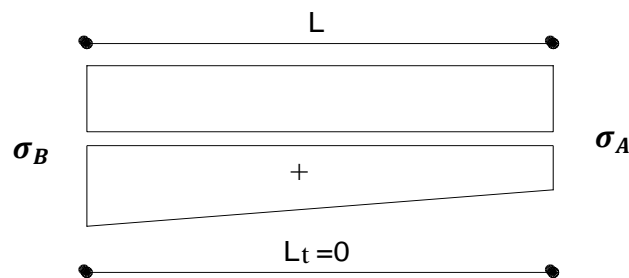


Figure-V-8 S E C

❖ Section entièrement tendue SET :

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction (σ_A, σ_B) :

- La longueur tendue est égal à « L » → $L = L_T$.
- L'effort de traction est donné par : $T = (3 * \sigma_A + \sigma_B) * \frac{L*b}{2}$.
- La section d'armatures nécessaire est donnée par : $A_{sc} = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$

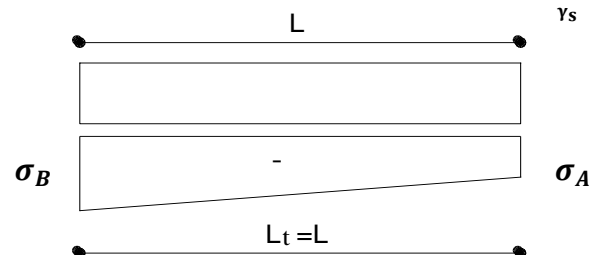


Figure-V-9 S E T

V-4-5- Calcul de Ferrailage des voiles pleins :

Les combinaisons à considérer sont :

- $G + Q \pm E$.
- $0.8G \pm E$.

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

V-4-5-1- Calcul de ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

- $A_{\min} = 0.15\% b * L \rightarrow$ Globalement dans la section du voile.
- $A_{\min} = 0.10\% b * L \rightarrow$ Dans la zone courante.

V-4-5-2- Espacement des armatures verticales :

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :

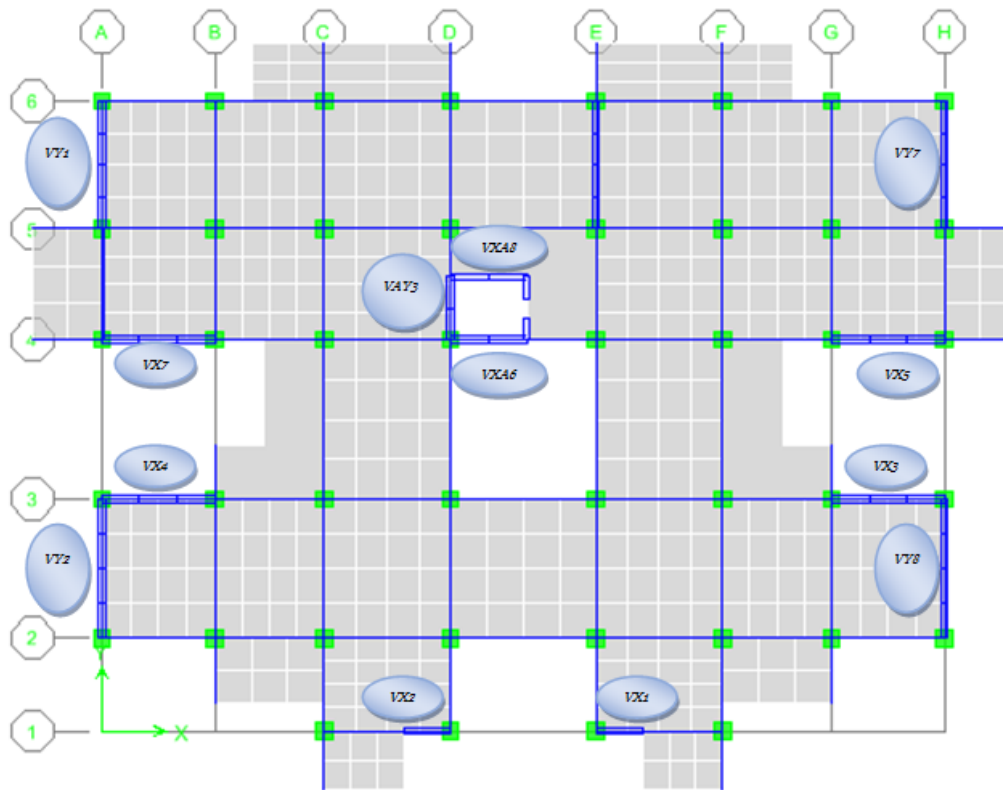


Figure-V-10 Vue en plan des voiles existants

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

Sens X-X :

❖ **Exemple de calcul (Voile V2x) :**

Les données utilisées sont les suivantes :

Dimension :

- $L = 1,4 \text{ m.}$
- $b = 0,20 \text{ m.}$

Caractéristique géométrique :

- $I = 0,04573\text{m}^4.$
- $B = \mathbf{0,28\text{m}^2}.$

Les sollicitations sont :

- $M = 467,707\text{KN. m.}$
- $N = 519,44\text{KN.}$

Les contraintes:

- $\sigma_A = \mathbf{9013,98 \frac{KN}{m^2}}.$
- $\sigma_B = \mathbf{5303,7 \frac{KN}{m^2}}.$

Les deux contraintes de signe opposés, alors **SPC**.

- $L_t = \frac{L \cdot \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 0.5186 \text{ m.}$
- $T = 0,5 * \sigma_B * L_t * b = 275,049 \text{ KN.}$
- $A_{s \text{ cal}} = \frac{T * \gamma_s}{f_e} = 6,8762 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{Zone tendue.}$

❖ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le RPA 99/version2003 (**Art 7.7.4.1**) : $A_{\text{rpa}} = \mathbf{0,20\% b * L_t}.$

- **b**: Epaisseur du voile.
- **L_t** : Longueur de la section tendue.

Alors :

- $A_{\text{RPA}} = 0,20\% b * L_t = 2,074 \text{ cm}^2.$
- $A_{\text{min}} = 0,0015 * b * L = 4,2\text{cm}^2.$

$$A_{s \text{ adopté}} = \text{Max} [A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}] = 6,8762 \text{ cm}^2.$$

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

❖ **Calcul de l'espacement : d'après RPA :**

➤ **En zone courante :**

- $S_t \leq \min(1,5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow$ On choisit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **En zone d'about :**

- $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$.

Les résultats de calcul des voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens X-X :

Voile	V1	V2	V3	V4	V5	Vasc6	V7	Vasc8
M (KN. m)	469,363	467,707	4632,28	4644,85	4293,15	1753,84	4300,49	895,414
N(KN)	747,61	519,44	548,39	2325,02	1543,56	1235,37	1546,7	95,36
L (m)	1,4	1,4	3,4	3,4	3,4	2,3	3,4	2,3
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
I (m⁴)	0,04573	0,04573	0,65507	0,65507	0,65507	0,20278	0,65507	0,20278
B (m²)	0,28	0,28	0,68	0,68	0,68	0,46	0,68	0,46
Y (m)	0,7	0,7	1,7	1,7	1,7	1,15	1,7	1,15
σ_A(KN/m²)	9854,216	9013,98	12827,9	15473,2	13411,3	12631,8	13435	5285,27
σ_B(KN/m²)	-4514,14	-5303,7	-11215	-8635	-8871,5	-7260,6	-8885,9	-4870,7
Nature de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L_t(m)	0,43984	0,5186	1,58596	1,21779	1,35364	0,83949	1,35353	1,10305
T(KN)	198,551	275,05	1778,66	1051,56	1200,88	609,517	1202,73	537,26
A_{s cal}(cm²)	4,963771	6,87626	44,4664	26,289	30,022	15,2379	30,0682	13,4315
A_{s RPA}(cm²)	1,759366	2,07441	6,34383	4,87118	5,41457	3,35795	5,41412	4,41221
A_{s minRPA}(cm²)	4,2	4,2	10,2	10,2	10,2	6,9	10,2	6,9
A_{s adopté} (cm²/face)	6T12 + 2T10	6T14 + 2T10	20T20 + 2T10	18T14 + 4T10	18T16 + 3T10	12T14 + 3T10	18T16 + 3T10	14T12
S_{t courant} (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
S_{t about} (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10

Tableau-V-11 Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile longitudinal

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

Sens Y-Y :

Voile	Vy1	Vy2	VyA3	Vy6	Vy7	Vy8
M (KN. m)	4943,69	6297,784	1118,02	4922,76	4906,51	6249,3
N(KN)	788,8	766,89	565,54	987,36	786,72	785,47
L (m)	4,2	4,2	1,9	3,85	3,85	3,85
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
I (m⁴)	1,2348	1,2348	0,11432	0,95111	0,95111	0,95111
B (m²)	0,84	0,84	0,38	0,77	0,77	0,77
Y (m)	2,1	2,1	0,95	1,925	1,925	1,925
σ_A(KN/m²)	9346,69	11623,48	10779,3	11245,7	10952,2	13668,4
σ_B(KN/m²)	-7468,6	-9797,553	-7802,8	-8681,1	-8908,8	-11628
Nature de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L_t(m)	1,86545	1,920996	0,79783	1,67725	1,72694	1,76975
T(KN)	1393,23	1882,106	622,524	1456,05	1538,5	2057,9
A_{s cal}(cm²)	34,8307	47,05265	15,5631	36,4012	38,4626	51,4474
A_{s RPA}(cm²)	7,46181	7,683984	3,1913	6,70902	6,90778	7,07899
A_{s minRPA}(cm²)	12,6	12,6	5,7	11,55	11,55	11,55
A_{s adopté} (cm²/face)	18T14 + 6T14 + 4T10	20T16 + 4T16 + 2T10	10T16 + 2T10	12T16+2T16 + 4T10	20T16 + 2T10	20T20 + 2T10
S_{t courant} (cm)	20	20	20	20	20	20
S_{t about} (cm)	10	10	10	10	10	10

Tableau-V-12 Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile transversale

V-4-5-3- Vérification de la résistance au cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

- **Selon RPA (art 7.7.2) :**

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

$$\tau = \frac{1,4 \times V}{b_0 \times 0,9 \times L} \leq 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

Avec :

- **V**: Effort tranchant.
- **b₀**: Épaisseur du voile.
- **L**: Longueur du voile.

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Voiles	V (KN)	b (mm)	L (mm)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
V _{1x}	159.43	2000	1400	0.885	5	CV
V _{2x}	158.91	2000	1400	0.882	5	CV
V _{3x}	1074.21	2000	3400	2.457	5	CV
V _{4x}	1080.14	2000	3400	2.470	5	CV
V _{5x}	909.42	2000	3400	2.080	5	CV
V _{asc6}	480.04	2000	2300	1.623	5	CV
V _{7x}	913.56	2000	3400	2.089	5	CV
V _{asc8}	01	2000	2300	0.0034	5	CV

Tableau-V-13 Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X

Sens Y-Y :

Voiles	V (KN)	b (mm)	L (mm)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
V _{1y}	942.80	2000	4200	1.745	5	CV
V _{2y}	1127.49	2000	4200	2.273	5	CV
V _{asc3}	384.41	2000	1900	1.573	5	CV
V _{asc4}	69.01	2000	650	0.825	5	CV
V _{asc5}	214.92	2000	650	2.571	5	CV
V _{6y}	925.06	2000	3850	1.868	5	CV
V _{7y}	925.31	2000	3850	1.869	5	CV
V _{8y}	1208.05	2000	3850	2.440	5	CV

Tableau-V-14 Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

V-4-5-4- Calcul de ferrailage horizontal :

Ces armatures sont parallèles aux forces du refend et sont destinées à prendre l'effort tranchant, elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales et empêchant le flambement de celle-ci.

La section des armatures est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau_u - \tau_0}{0,9 * \left[\frac{f_e}{\gamma_s} \right] * (\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots \text{BAEL}$$

Où :

- $K = 0 \rightarrow$ Cas de reprise de bétonnage.
- $\alpha \leq 90^\circ$.
- $S_t \leq \min[1,5 * b ; 30 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$.

\rightarrow Donc on adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Selon le RPA :**

D'après le RPA, le pourcentage minimal d'armatures horizontales en double nappes et donnés par :

- $A_t = 0,0015 * b * L$.

La section adoptée est : $A_t = \max[A_{t \text{ RPA}}; A_{t \text{ BAEL}}]$.

• **Exemple de calcul :**

Voile V_{1y} :

- $V = 942.80 \text{ KN}$.
- $\tau = 1.745 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa}$.

$$A_t = \frac{\tau_u * S_t * b}{0,9 * \left[\frac{f_e}{\gamma_s} \right]} = \frac{1.745 * 20 * 20}{0,9 * 400}$$

$\rightarrow A_t = 1,938 \text{ cm}^2$.

❖ **Ferrailage minimal de RPA :**

- $A_t = 0,0025 * b * L$
- $A_{t \text{ min RPA}} = 0,25\% * 20 * 4200$
- $A_{t \text{ min RPA}} = 21 \text{ cm}^2$

Alors :

- $A_t = \max[1,938 \text{ cm}^2; 21 \text{ cm}^2] = 21 \text{ cm}^2$.

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

- $A_t \left(\frac{\text{ml}}{\text{face}} \right) = 2.5 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml/face}}$

Soit : $A_{\text{adopté}} (\text{ml/face}) = 6 \text{ T10} = 4,71 \text{ cm}^2$.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens X-X :

Voiles	τ (Mpa)	S_t (m)	b (m)	$A_{\text{BAEL}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{RPA}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}}\left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml/face}}\right)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$
V1x	0.885	20	20	0.983	7	2.5	6T8 = 3,02
V2x	0.882	20	20	0.980	7	2.5	6T8 = 3,02
V3x	2.457	20	20	2.730	17	2.5	6T8 = 3,02
V4x	2.470	20	20	2.744	17	2.5	6T8 = 3,02
V5x	2.080	20	20	2.311	17	2.5	6T8 = 3,02
Vasc6	1.623	20	20	1.803	11.5	2.5	6T8 = 3,02
V7x	2.089	20	20	2.321	17	2.5	6T8 = 3,02
Vasc8	0.0034	20	20	0.0037	11.5	2.5	6T8 = 3,02

Tableau-V-15 ferrailage horizontal des voiles sens X-X

Sens Y-Y :

Voiles	τ (Mpa)	S_t (m)	b (m)	$A_{\text{BAEL}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{RPA}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}}\left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml/face}}\right)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$
V1y	1.745	20	20	1.938	21	2.5	6T8 = 3,02
V2y	2.273	20	20	2.525	21	2.5	6T8 = 3,02
Vasc3	1.573	20	20	1.747	9.5	2.5	6T8 = 3,02
Vasc4	0.825	20	20	0.916	3.25	2.5	6T8 = 3,02
Vasc5	2.571	20	20	2.856	3.25	2.5	6T8 = 3,02
V6y	1.868	20	20	2.075	19.25	2.5	6T8 = 3,02
V7y	1.869	20	20	2.075	19.25	2.5	6T8 = 3,02
V8y	2.440	20	20	2.711	19.25	2.5	6T8 = 3,02

Tableau-V-16 ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y.

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

❖ Schéma de ferrailage des voiles :

- Sens X-X :

Vx1:

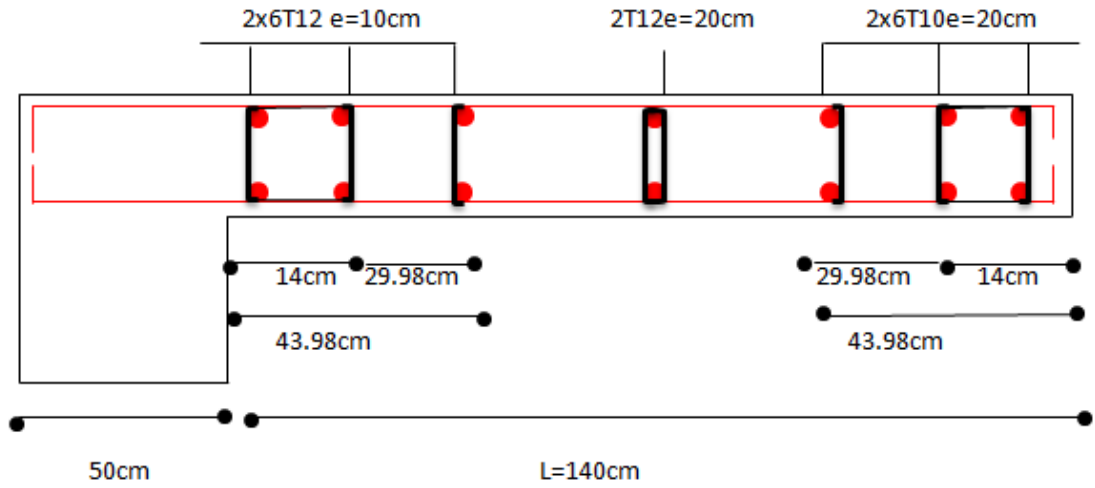


Figure-V-11 Ferrailage du voile $V1_x$

Vx2 :

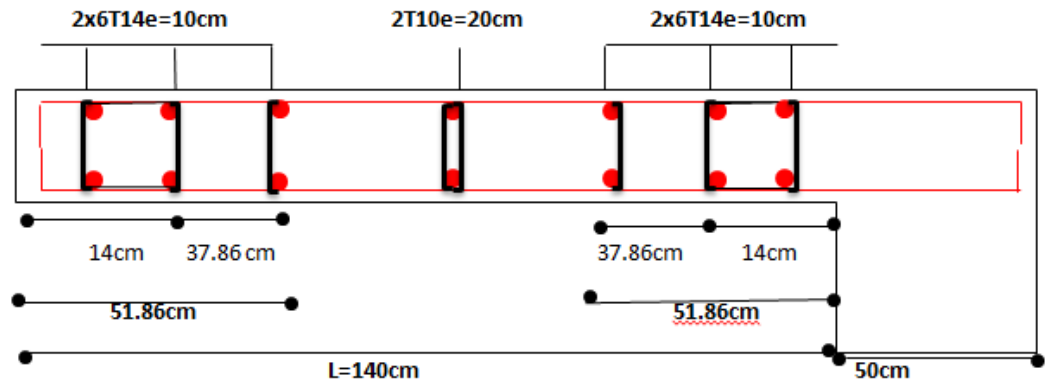


Figure-V-12 Ferrailage du voile $V2_x$

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

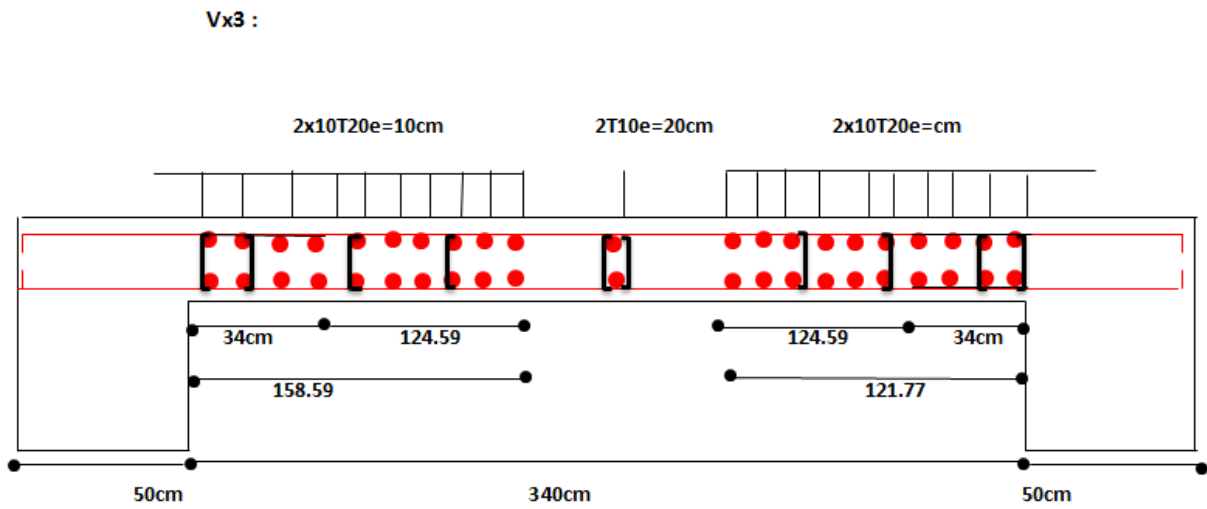


Figure-V-13 Ferrailage du voileV3_x

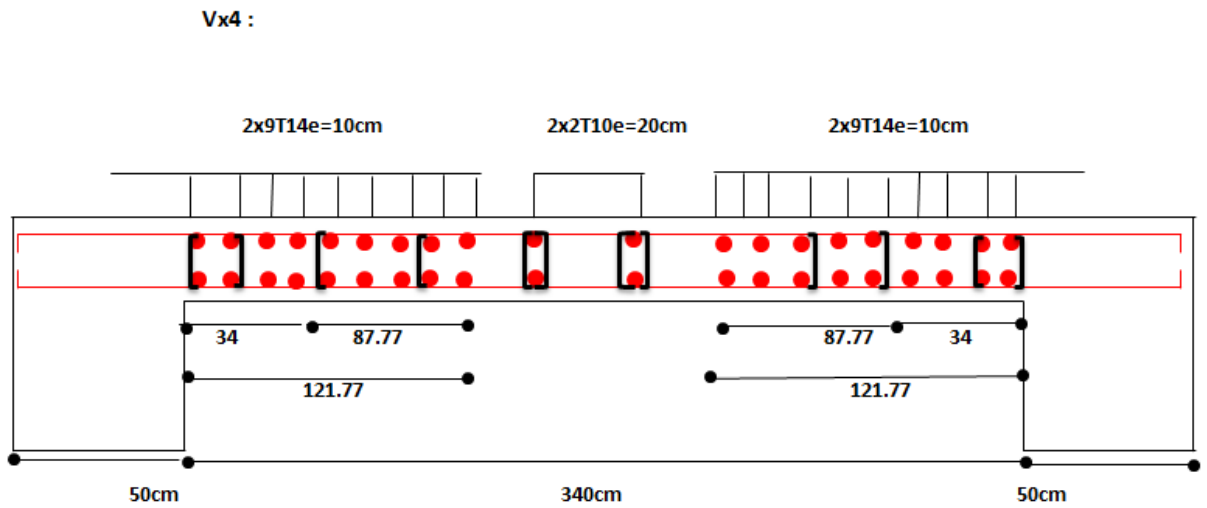


Figure-V-14 Ferrailage du voileV4_x

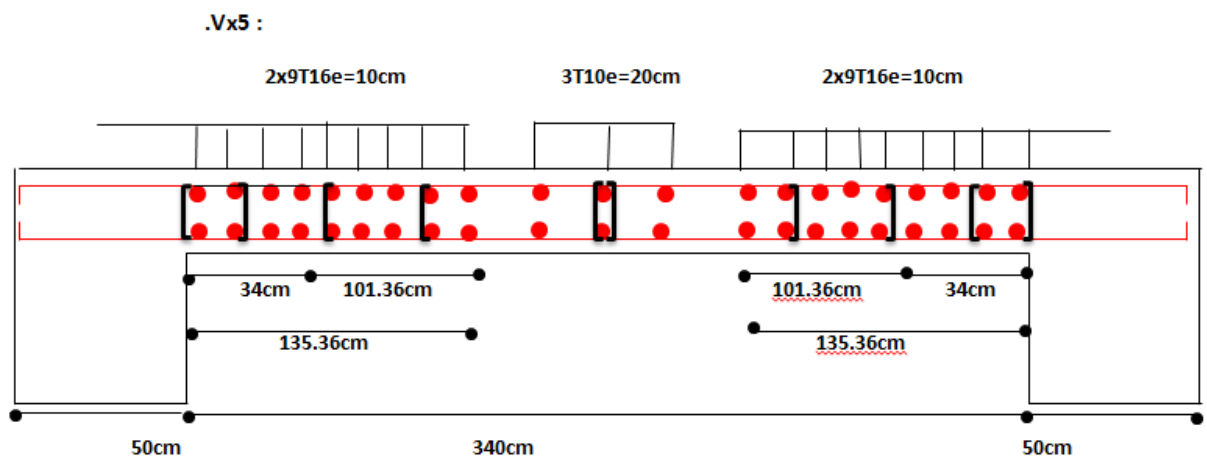


Figure-V-15 Ferrailage du voileV5_x

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

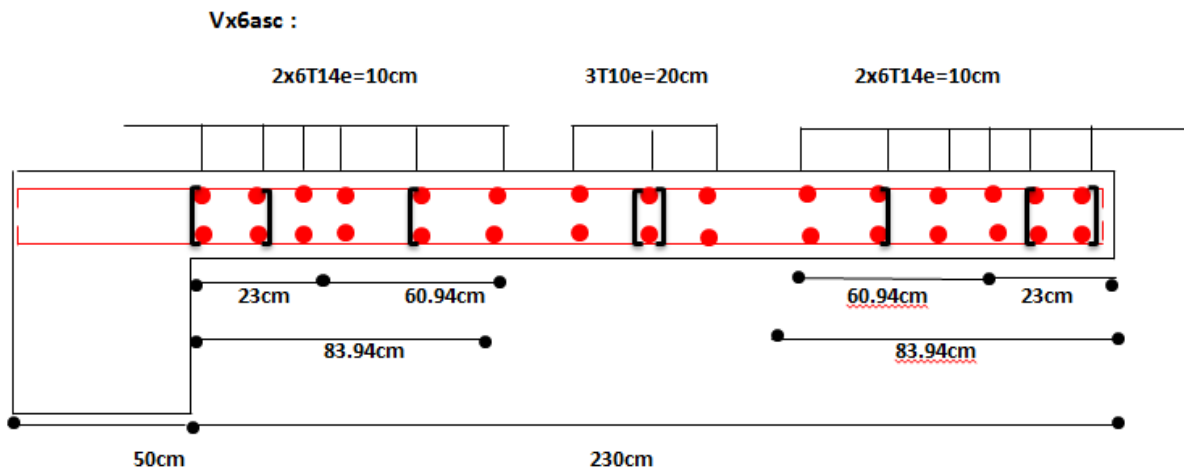


Figure-V-16 Ferrailage du voile Vasc6x

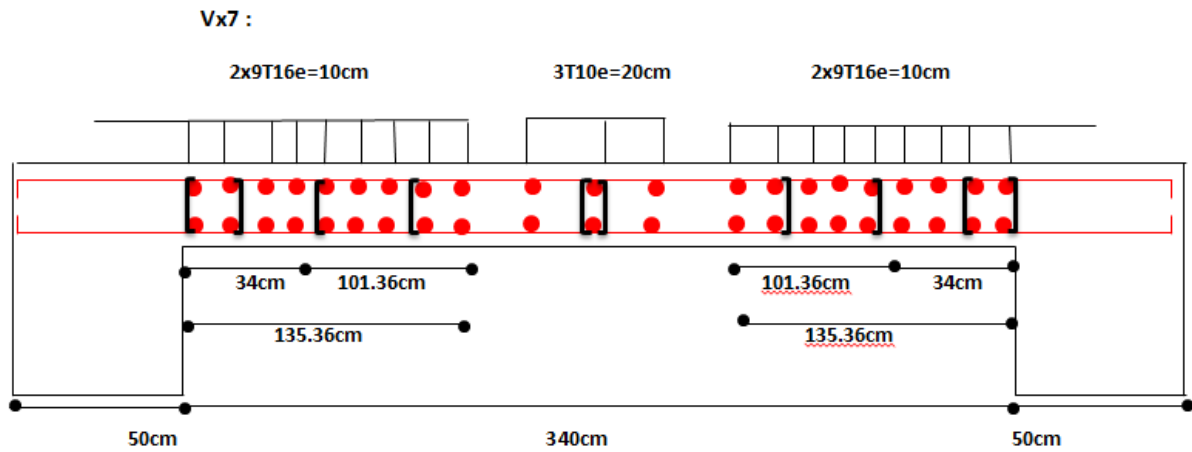


Figure-V-17 Ferrailage du voile V7x

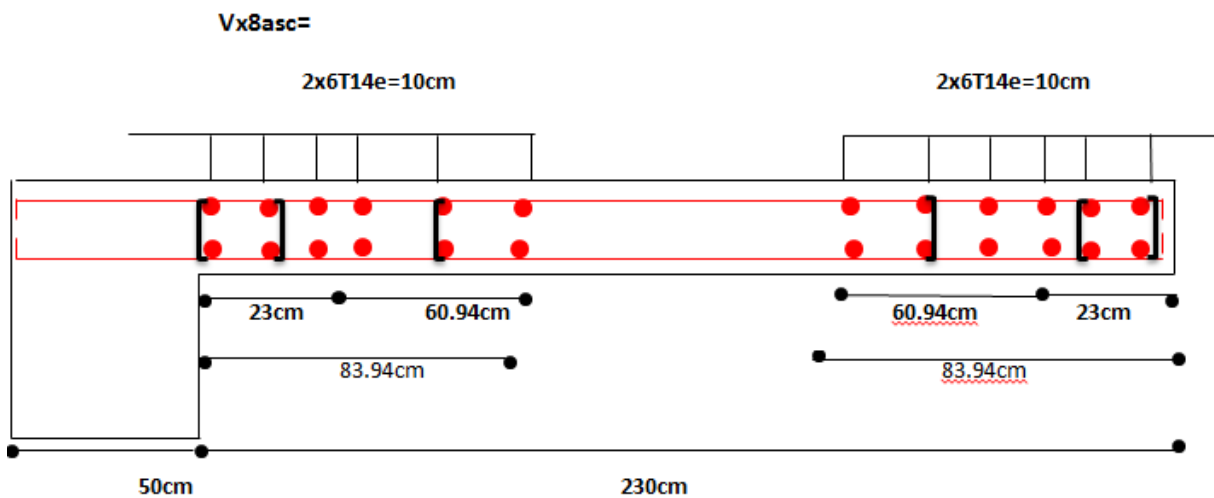


Figure-V-18 Ferrailage du voile Vasc8x

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

❖ Sens Y-Y :

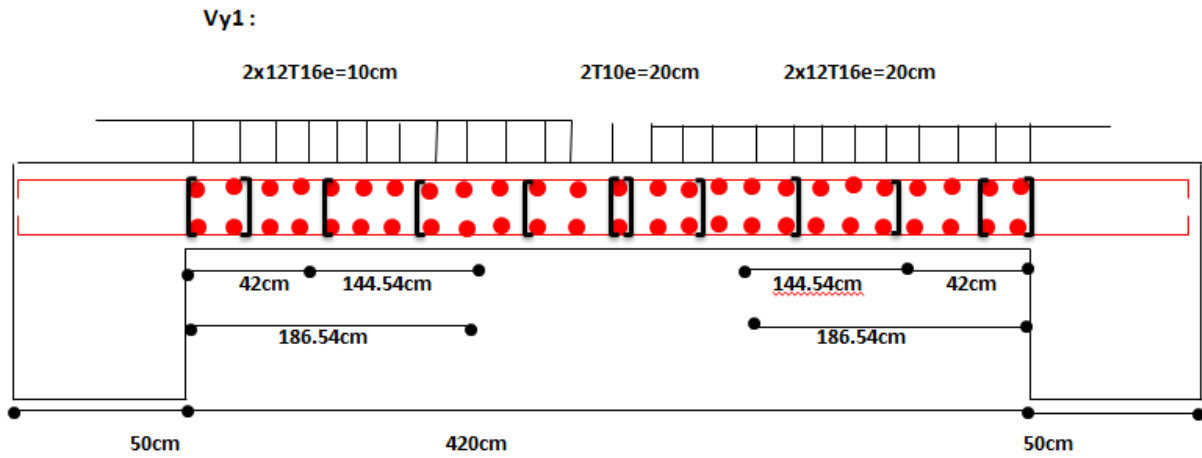


Figure-V-19 Ferrailage du voile V1_Y

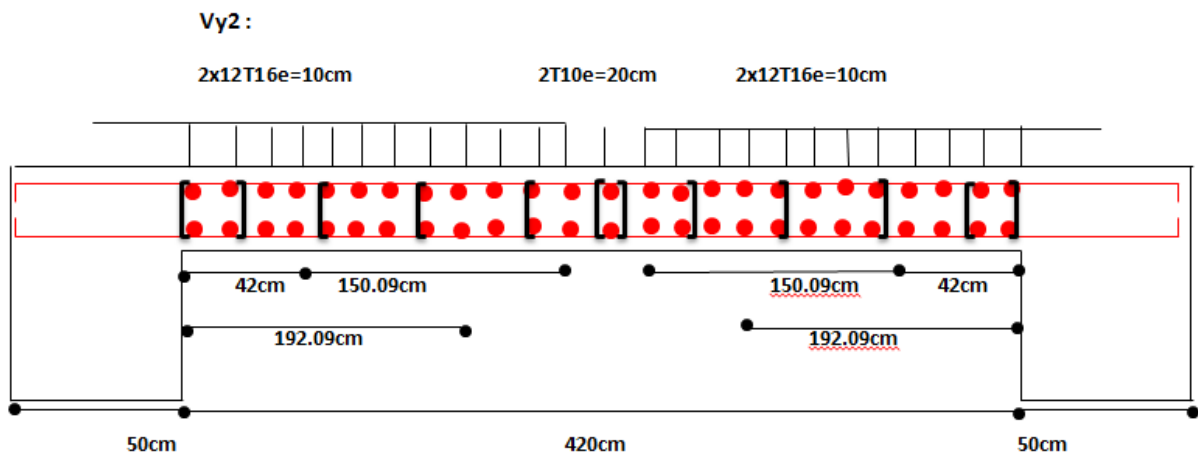


Figure-V-20 Ferrailage du voile V2_Y

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

Vy3 :

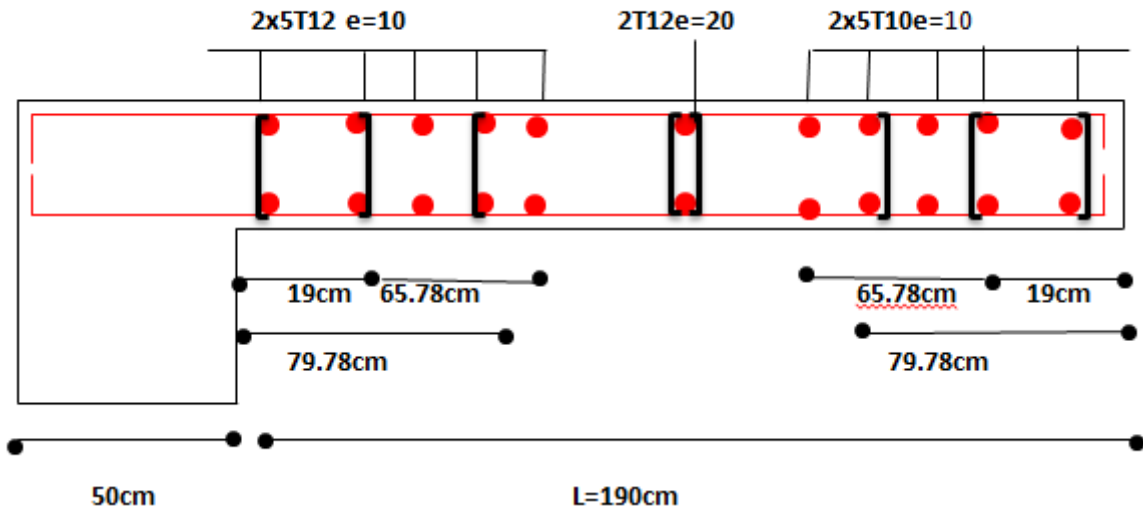


Figure-V-21 Ferrailage du voile V3_Y

Vy6 :

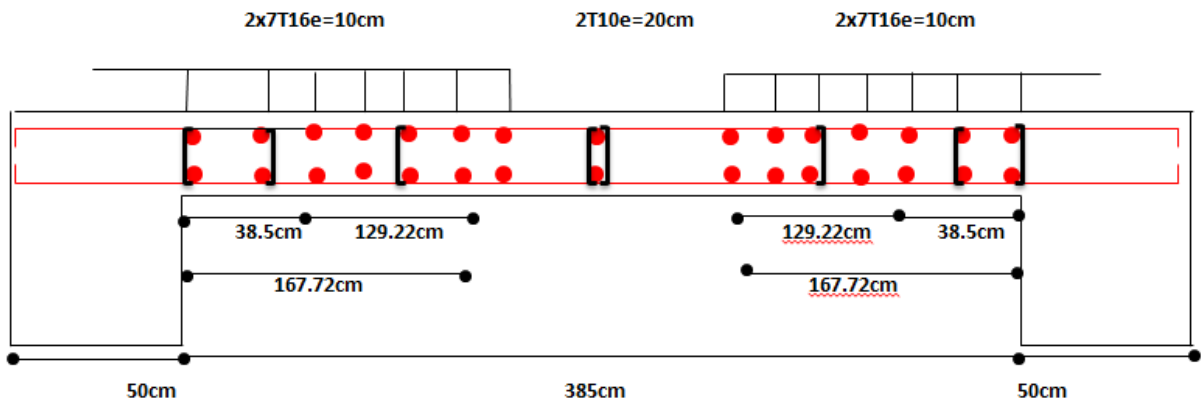


Figure-V-22 Ferrailage du voile V6_Y

Vy7 :

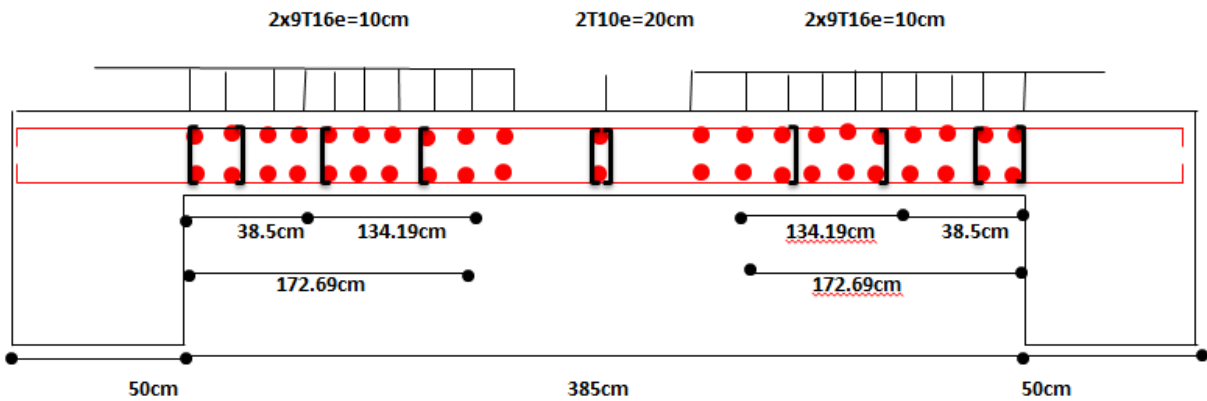


Figure-V-23 Ferrailage du voile V7_Y

Chapitre V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

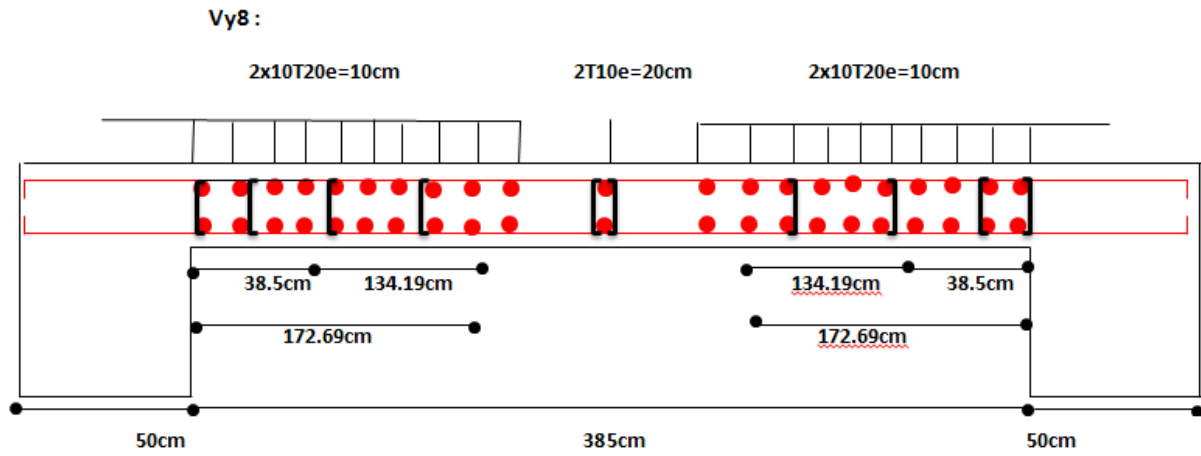


Figure-V-24 Ferrailage du voile V8_y

Chapitre VI :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VI-1- Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui assurent la répartition sur le sol de la charge verticale transmise à la base d'un mur au d'un poteau. On distingue :

- Les semelles isolées sous poteau.
- Les semelles isolées sur pieux.
- Les semelles filantes sous mur.
- Les semelles continuent sous poteaux.
- Le radier générale.

VI-2-Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

a. Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

- $A * B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol adm}}$.

Notre capacité portante du terrain est :

- $\sigma_{sol} = 2 \text{ Bars}$.

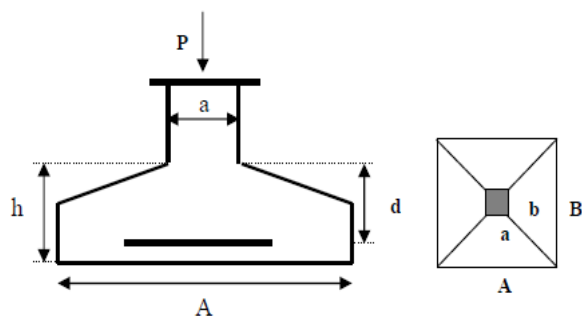


Figure-VI-1 Semelle isolée

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Les résultats sont comme suites :

Semelles	N_{ser} (KN)	σ_{sol} (Kpa)	S (m ²)
1	540,42	200	2,7
2	536,41	200	2,68
3	726,3	200	3,63
4	723,91	200	3,62
5	371,67	200	1,86
6	879,5	200	4,40
7	967,12	200	4,84
8	993,79	200	4,97
9	992,37	200	4,97
10	966,81	200	4,83
11	878,9	200	4,39
12	373,16	200	1,87
13	366,5	200	1,83
14	385,54	200	1,93
15	953,9	200	4,77
16	1206,42	200	6,03
17	1180,61	200	5,9
18	944,82	200	4,72
19	376,17	200	1,88
20	372,22	200	1,86
21	465,73	200	2,33
22	473,15	200	2,37
23	868,19	200	4,34
24	680,78	200	3,4
25	420,38	200	2,1
26	830,91	200	4,15
27	464,56	200	2,32
28	474,61	200	2,37
29	482,01	200	2,41
30	862,58	200	4,31

31	964,14	200	4,82
32	524,06	200	2,62
33	572,94	200	2,86
34	967,29	200	4,84
35	862,28	200	4,31
36	484,15	200	2,42
37	458,15	200	2,29
38	803,02	200	4,02
39	1111,39	200	5,56
40	517,09	200	2,59
41	904,33	200	4,52
42	1169,48	200	5,85
43	807,48	200	4,04
44	460,37	200	2,3
Totale			156,72

Tableau -VI-1 Surfaces revenantes aux semelles isolées

b. Semelles filantes :

1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

On a :

- $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{a \cdot b}$.

Avec :

- σ_{sol} : Capacité portante du sol $\sigma_{sol} = 0,2$ Mpa.
- **a**: La longueur de la semelle.
- **b**: La largeur de la semelle.

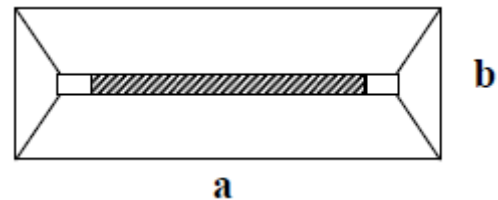


Figure -VI-2 Semelle filante

D'après l'ETABS on a obtenu sur les résultats suivants :

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Semelles	N _{ser} (KN)	σ _{sol} (Kpa)	S (m ²)
1	605	200	3,03
2	605,77	200	3,03
3	1011,39	200	5,06
4	1007,2	200	5,04
5	1267,84	200	6,34
6	1268,16	200	6,34
7	762,39	200	3,81
8	745,8	200	3,73
9	1440,81	200	7,20
10	1235,05	200	6,18
11	636,39	200	3,18
12	221,75	200	1,11
13	226,87	200	1,13
14	1588,36	200	7,94
15	1434,14	200	7,17
16	1224,57	200	6,12
Totale			76,41

Tableau -VI-2 Surfaces revenantes aux voiles.

L'effort normal des voiles dans notre bâtiment est : $N_{voile} = 15281,49$ KN.

- La surface des semelles filantes des voiles : $S_{voil} = 76,41$ m²
- La surface des semelles isolées sous poteaux : $S_{pot} = 156,72$ m²

$$\rightarrow S_{TOT} = 76,41 + 156,72 = 233,13 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc : } \frac{S_{TOT}}{S_{batiment}} = \frac{233,13}{396,8} = 0,59 \dots \dots \dots 59\% > 50\%.$$

2. Conclusion :

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer **un radier général** comme fondation.

c. Radier général :

Quand la capacité portante du sol est faible ou que les charges transmises par les poteaux sont très élevées, on a recours à un radier général afin d'étaler les charges. Cette solution est adoptée quand elle est moins onéreuse qu'une fondation profonde par pieux.

Une telle fondation se présente sous l'aspect d'une dalle inversée portant dans un ou deux directions.

Il existe quatre types de radier :

- Le radier dalle (peu utilisé).
- Le radier nervuré (le plus courant).
- Le radier champignon sous poteaux (très peu utilisé).
- Le radier voûte (rarement utilisé).

On a choisi le radier nervuré dans notre conception, car il est le plus économique.

VI-3- Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier (h_r) doit vérifier les conditions suivantes :

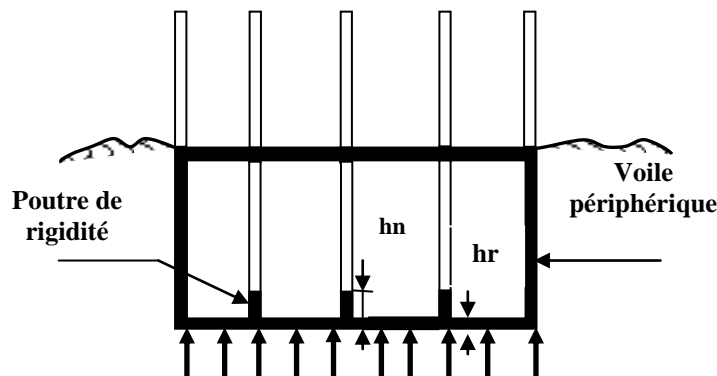


Figure-VI-3 Schéma Statique du radier

VI-3-1- L'épaisseur du radier :

a. Condition forfaitaire :

Il faut respecter la condition suivante $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 1 \text{ m}$.

- $h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Telle que : $L_{\max} = 4,8 \text{ m} \rightarrow h_r \geq 24 \text{ cm}$.

On prend : $h_r = 70$ cm.

VI-3-2- Nervure :

➤ **La hauteur de la nervure :**

a. Condition forfaitaire :

- $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$

Avec :

- L_{\max} : la longueur maximale entre axes des poteaux.
- $L_{\max} = 4,80$ m D'où : $h_n \geq 48$ cm.

Il faut respecter la condition suivante $0,5 \text{ m} \leq h_n \leq 1,5 \text{ m}$.

b. Condition de la longueur élastique :

- $L_e \geq \frac{2 \cdot L_{\max}}{\pi}$
- $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$

Avec :

- **K** : La raideur moyenne du sol $K = 40000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$.
- **E** : Le module d'élasticité longitudinal du béton $E = 3,21 \cdot 10^7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$.

On obtient :

- $h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \cdot \pi^4}} = 68,86 \text{ cm}$.

On adopte : $h_n = 1,1$ m et $b = 50$ cm.

➤ **Le choix final :**

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de $h_r = 70$ cm, avec des nervures d'une hauteur $h_n = 1,1$ m. Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

c. Condition de résistance au cisaillement :

D'après le pratique BAEL 91 Art 3.2.1 p180, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \min \left[0.15 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa.}$$

Avec :

- V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU. $V_u = \frac{q_u * L_{\max}}{2}$.
- N_u : L'effort normal a la base, $N_u = 49248,78 \text{ KN}$.

D'où :

$$\bullet \quad q_u = \frac{N_u * 1\text{ml}}{S_{\text{bat}}} \rightarrow q_u = \frac{49248,78}{396,8} = 124,11 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$\bullet \quad V_u = \frac{124,11 * 4,8}{2} = \text{KN}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{297,86}{0,5 * 0,9 * 1,1 * 10^3} = 0,601 \text{Mpa} \leq \tau_{\text{adm}} = 2.5 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

d. La surface minimale du radier :

Selon l'article du « RPA 99 VERSION 2003 », on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale **1.5**.

$$\bullet \quad \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol adm}}$$

Avec :

- $\sigma_{\text{sol adm}}$: la capacité portante de sol.

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} > \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol adm}}} = \frac{49248,78}{1,5 * 200} = 164,16 \text{ m}^2 < S_{\text{bat}} = 396,8 \text{ m}^2.$$

➤ Conclusion :

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).

➤ Calcul du D (débordement) :

$$\bullet \quad D \geq \max \left[\frac{h_r}{2}, 30\text{cm} \right] = 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Soit : } D = 40\text{cm}$$

D'où :

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + D * 2 * (L_x + L_y) = 396,8 + 0,4 * 2 * (25,8 + 19,5) \\ = 433,04 \text{ m}^2.$$

Alors la surface du radier est : $S_{\text{rad}} = 433,04 \text{ m}^2$.

VI-3-3-vérification du poinçonnement :

✓ Sous poteau :

Cette vérification s'effectue comme suit :

- $N_u \leq \frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b}$ CBA (Art A5.2.4.2)

Avec :

N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime poteau $N_u = 1656,51 \text{ KN}$.

- h : L'épaisseur totale de la dalle.
- μ_c : périmètre du contour cisailé : $\rightarrow \mu_c = 2(a + b + 2h) = 6,4 \text{ m}$.

Donc : $\frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b} = 5280 \text{ KN} \rightarrow N_u = 1656,51 \text{ KN} < 5280 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

✓ Sous voile :

Le voile le plus sollicité de longueur 3,50 m et $N_u = 2175,51 \text{ KN}$.

Pour une bande de 1 ml : $N_u / \text{ml} = 2175,51 / 3,50 = 621,57 \text{ KN/ml}$.

Cette vérification s'effectue comme suit :

- $N_u \leq \frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

- $\mu_c = 2(l + b + 2h) = 11,8 \text{ m}$.

Donc : $\frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b} = 9735 \text{ KN} \rightarrow N_u = 2175,51 \text{ KN} < 9735 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VI-4- Caractéristiques géométriques du radier :

Les inerties du radier sont calculées par **SOCOTEC** on obtient la figure ci-après :

- Les inerties/X : $I_{xx} = 11994,9 \text{ m}^4$.
- Les inerties/Y : $I_{yy} = 18859,1 \text{ m}^4$.

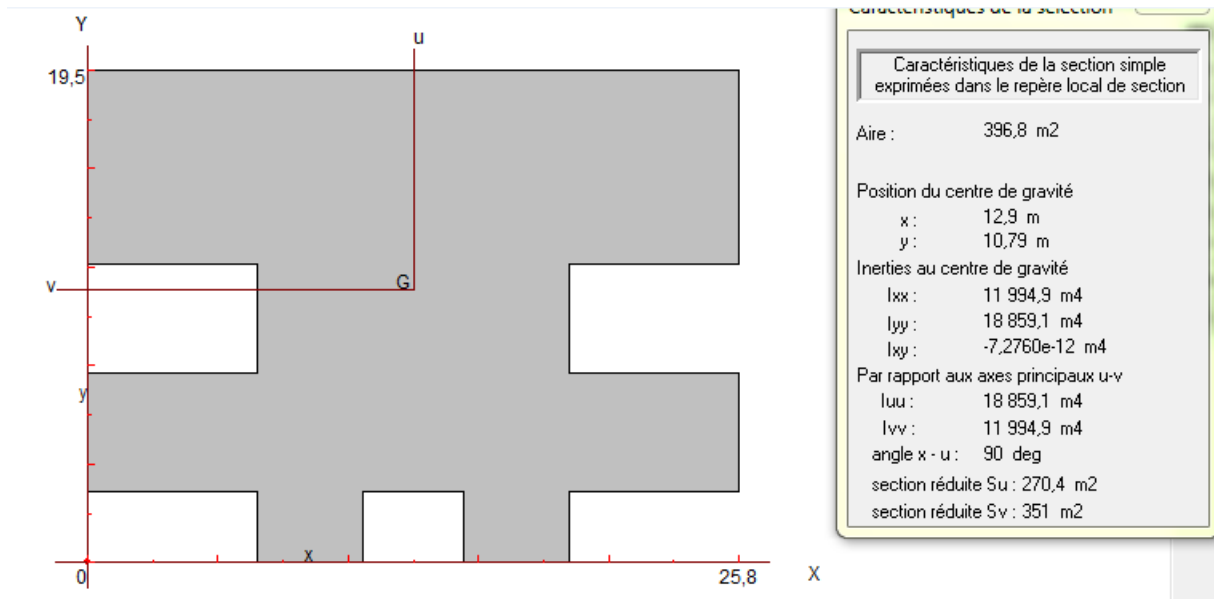


Figure-VI-4 Schéma du radier sous SOCOTEC

➤ Calcul de l'excentricité :

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

- $X_g = 12,9 \text{ m}$.
- $Y_g = 10,79 \text{ m}$.

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après l'ETABS :

- $X_{gm} = 12,699 \text{ m}$.
- $Y_{gm} = 10,425 \text{ m}$.

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :

- $e_x = 0,201 \text{ m}$.
- $e_y = 0,365 \text{ m}$.

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

VI-4-1- Vérification de la stabilité du radier :

VI-4-1-1- Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier :

- $\sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{rad}}$.

Avec :

- $N_t = N_{bat} + N_{rad}$

D'où :

- $N_{bat} = 5330,98 \text{ KN}$.

- $N_{rad} = G_{rad} = 433,04 * 0,7 * 25 = 7578,2 \text{ KN}$.

$$N_t = 5330,98 + 7578,2 = 12909,18 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \rightarrow \frac{N_t}{S_{rad}} = \frac{12909,18}{433,04} = 29,810 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

VI-4-1-2- Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$:

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : $0,8G \pm E$:

D'après les **RPA99/Version2003** (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$.

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison $0,8G \pm E_x$:

Combinaison	N (KN)	M (KN. m)	e (m)	L/4 (m)	OB
$0,8G \pm E_x$	25977,89	96845,4003	3,73	6,45	CV
$0,8G \pm E_y$	25937,35	89402,348	3,45	4,88	CV

Tableau -VI-3 Vérification de la stabilité du radier sous la combinaison $0,8G \pm E$

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

➤ Diagramme trapézoïdal des contraintes :

La contrainte moyenne est : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$.

Avec :

- $\sigma_1 = \frac{N}{S} + M * \frac{V}{I}$.
- $\sigma_2 = \frac{N}{S} - M * \frac{V}{I}$.

On a : $I_x = 11994,9 \text{ m}^4$. $I_y = 18859,1 \text{ m}^4$.

	Sens-X	Sens-Y
M (KN. m)	96845,4003	89402,348
N (KN)	25977,89	25937,35
σ_1 (KN/m²)	169,62	116,52
σ_2 (KN/m²)	-38,88	14,22
σ_m (KN/m²)	117,5	90,95

Tableau-VI-4 Calcul des contraintes

$\sigma_m < \sigma_{adm} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$, Donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

VI-4-1-3- Vérification de la compression sous $G + Q \pm E$:

Les contraintes sous le Radier sont données par : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} * V \leq 1,5 * \sigma_{adm}$.

	N (KN)	M (KN. m)	σ_1 (Kpa)	σ_2 (Kpa)	σ_m (Kpa)	OB
$G + Q \pm E_x$	37751,53	97745,009	200,26	-9,98	147,7	CV
$G + Q \pm E_y$	37710,99	90773,359	146,97	43,10	121	CV

Tableau-VI-5 Vérification de la compression sous $G+Q\pm E$

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

VI-5- Ferrailage du radier :

1- Dalle de radier :

➤ Les combinaisons de charges

ELU :

- $q_u = 1,35 \left(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_{sol} \right) = 1,35 \left(\frac{7578,2}{433,04} - 200 \right) = 246,38 \frac{KN}{m^2}$.

ELS:

- $q_{ser} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \sigma_s = 182,50 \frac{KN}{m^2}$.

➤ Ferrailage de panneau le plus sollicité :

On a pour le panneau le plus sollicité : $L_x = 3.80$ m, $L_y = 4.80$ m, $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$.

$\alpha = 0.79 > 0,4 \rightarrow$ (La dalle porte dans les **deux** sens).

- $M_{0x} = \mu_x * q * L_x^2$. Bonde // a l_x .
- $M_{0y} = \mu_y * M_x$. Bonde // a l_y .

ELU :

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	α	q_u (KN)	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN. m)	M_{0y} (KN. m)
4.80*3.80	3.80	4.80	0.79	246,38	0,057	0.586	202.790	118.835

Tableau-VI-6 Les sollicitations à l'ELU

ELS :

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	α	q_s (KN)	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN. m)	M_{0y} (KN. m)
4.80*3.80	3.80	4.80	0.79	182,50	0,057	0.586	150.212	88.024

Tableau-VI-7 Les sollicitations à l'ELS

➤ Calcul des sections d'armatures :

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75. M_x$; $M_{ty} = 0,75. M_y$).
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,50. M_x$; $M_{ay} = 0,50. M_y$).

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_U (KN, m)	101.40	152.09	58.92	89.13
b (m)	1	1	1	1
h (m)	0.70	0.70	0.70	0.70
d (m)	0,63	0,63	0,63	0,63
F_{su} (Mpa)	348	348	348	348
F_{bu} (Mpa)	14,2	14,2	14,2	14,2
Z (m)	0,44	0,44	0,44	0,44
A_s (cm²)	6.62	9,93	3.84	5.82
A_{s min} (cm²)	7.60	7.60	7.60	7.60
Choix des barres	6T16	6T16	6T16	6T16
A_{s adop} (cm²)	12,06	12,06	12,06	12,06

Tableau-VI-8 Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité : selon BAEL :**

Pour Fe E400 :

selon Ly : $A_{sy \min} = 8 \times h_0$

selon Lx: $A_{sx \min} = \frac{3 - \alpha}{2} \times A_{sy \min}$

➤ **Espacement maximal :**

1. Et travée :

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

2. Sur appui :

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

On opte pour un espacement de : $S_t = 15 \text{ cm}$.

ELS :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$.
- $b * y^2 + 30 * A_s * y - 30 * d * A_s = 0$.

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{ser} (KN, m)	75.11	112.66	44.01	66.02
h (m)	0.70	0.70	0.70	0.70
d (m)	0,63	0,63	0,63	0,63
y (cm)	17.01	17.01	17.01	17.01
I (cm ⁴)	632302.58	632302.58	632302.58	632302.58
K (N/mm ³)	0,0118	0,0178	0.0069	0,0104
$\sigma_{st adm}$ (MPa)	164,97	164,97	164,97	164,97
$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	15	15	15	15
σ_{bc} (MPa)	2.01	3,03	1,17	1.77
σ_{st} (MPa)	81.40	122.78	47.60	71.74
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	CV	CV	CV	CV

Tableau-VI-9 Vérification des contraintes à l'ELS

VI-5-1- Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 50$ cm , le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec : $h = 1,00$ m, $d = 96$ cm.

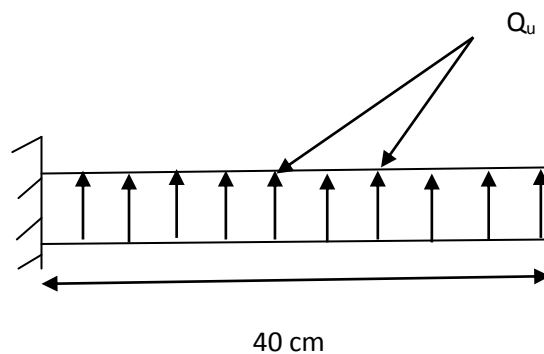


Figure-VI-5 Schéma du débord

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

La fissuration est très préjudiciable : $M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{2}$,

Donc on ferraille à l'ELU :

ELU:

- $Q_u = 246,38 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \rightarrow M_{\max} = \frac{Q_u \cdot l^2}{2} = 49,28 \text{ KN} \cdot \text{m}$

ELS:

- $Q_{\text{ser}} = 182,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \rightarrow M_{\max} = \frac{Q_{\text{ser}} \cdot l^2}{2} = 36,5 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- $\sigma_{\text{st adm}} = 164,97 \text{ MPa}$ et $\sigma_{\text{bc adm}} = 15 \text{ Mpa}$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

ELU	
q_u (KN/m)	246,38
L (m)	0,40
M_u (KN. m)	49,28
b (m)	1,00
d (m)	0,63
μ_{bu}	0,008
α	0,01
Z (cm)	62,75
A_s (cm²)	2,25
A_{s min} (cm²)	7,6
Choix des barres	4HA16
A_{s adop} (cm²)	8,04

Tableau-VI-10 Ferrailage de débord de radier à l'ELU.

➤ **Condition de non fragilité:**

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

$$A_{s \text{ adop}} > A_{s \min} = 8.04 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

ELS	
$q_{ser} (KN/m)$	182,5
$L (m)$	0,40
$M_{ser} (KN.m)$	36,5
$A_{st} (cm^2)$	8,04
$y (cm)$	15,19
$I (cm^4)$	334081,68
$K (N/mm^3)$	0,01
$\sigma_{bc} (MPa)$	0,15
$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	15
$\sigma_{st} (MPa)$	7,17
$\bar{\sigma}_{st} (MPa)$	164,97
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifier
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	Vérifier

Tableau-VI-11 Vérification de débord de radier à l'ELS.

Les résultats sont vérifiés donc on adopte le ferrailage de l'ELU.

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_{rép} = \frac{A_s}{4} = \frac{8,04}{4} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ on adopte : } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 25 cm.

✓ **Remarque :**

Pour l'exécution de ferrailage de débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive.

VI-5-2- Schéma de ferrailage de débord du radier :

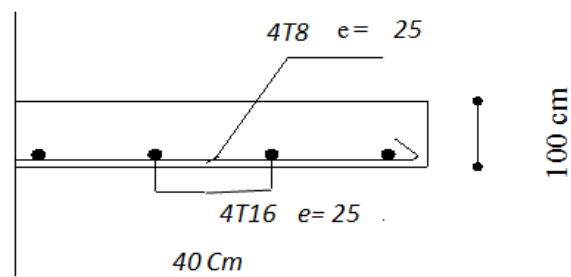


Figure-VI-6 schéma de ferrailage débordement

VI-6- Calcul des nervures :

L'analyse se fera par un logiciel de calcul « **SAFE 16.0.1** » pour la détermination des moments en travée et sur appui des nervures.

➤ **Présentation du logiciel SAFE 16.0.1:**

SAFE est un logiciel adapté pour l'ingénierie des planchers et des systèmes de dalles de Fondation en béton. Les procédures de modélisation, d'analyse et de conception des dalles comportent une suite d'outils et d'applications sophistiqués, en couple avec la post-tension, l'effort tranchant et le découpage des poutres, et **intègrent l'influence des sols**, murs (rectilignes ou curviligne), et d'autres éléments interfaciaux. L'interopérabilité avec **SAP2000** et **ETABS** permet aux utilisateurs d'importer des modèles, le chargement et les champs de déplacement dans **SAFE** pour une évaluation locale plus avancée des systèmes de dalle dans de plus grandes structures. **SAFE** fournit des avantages inégalés à l'ingénieur avec sa combinaison vraiment unique de puissance, des capacités complètes, et la facilité d'utilisation.

➤ **Démarches de modélisation de notre radier :**

Lors de modélisation de notre structure dans **SAFE**, on a suivi les étapes suivantes :

1. Depuis **ETABS** exporter la base de la structure avec le chargement.
2. Importer la base sur **SAFE**.
3. Définition du matériau.
4. Définition du radier et des nervures dans **SAFE**.
5. Modélisation du radier et des nervures.
6. Définition de la raideur moyenne du sol.
7. Analyse et exploitation des résultats.

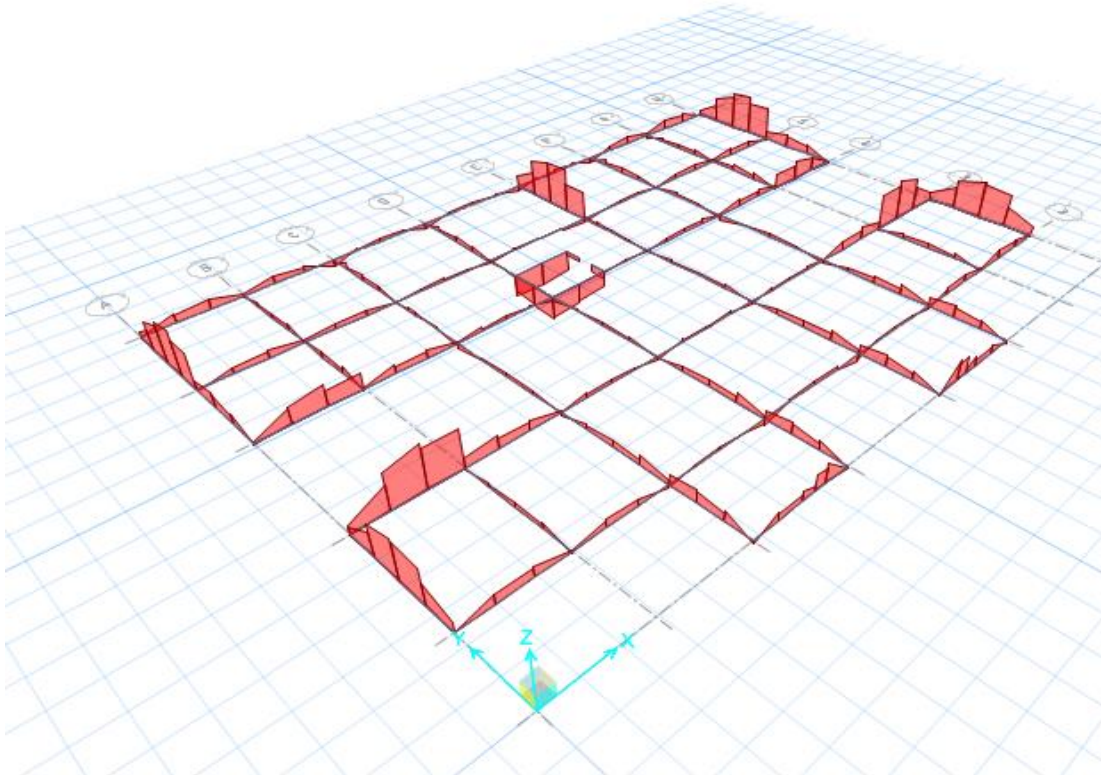


Figure-VI-7 diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE 2016

a. Ferrailage longitudinal :

Pour le calcul on prend la nervure $(b * h) = (50 * 110) \text{ cm}^2$.

➤ Ferrailage à l'ELU :

ELU	Sens (x-x et y-y)	
	Appuis	Travée
$M_U (KN, m)$	131,6441	228,1158
$b (m)$	0,5	0,5
$h (m)$	1,1	1,1
$d (m)$	0,99	0,99
$F_{su}(Mpa)$	348	348
$F_{bu}(Mpa)$	14,2	14,2
$Z (m)$	0,98	0,97
$A_s (cm^2)$	3,86	6,75
$A_{smin}(cm^2)$	5,98	5,98

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Chois des barres	4T14	4T16
$A_{sadop} (cm^2)$	6,16	8,04

Tableau-VI-12 Le ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU

➤ **Vérification à ELS :**

ELS	Sens (x-x et y-y)	
	Appuis	Travée
$M_{ser} (KN, m)$	94,3567	167,6423
$h (m)$	1,1	1,1
$d (m)$	0,99	0,99
$y (cm)$	17,36	19,57
$I (cm^4)$	703050,54	885797,36
$K (N/mm^3)$	0,013	0,018
$\sigma_{st adm} (MPa)$	164,97	164,97
$\sigma_{bc adm} (MPa)$	15	15
$\sigma_{bc} (MPa)$	2,25	3,52
$\sigma_{st} (MPa)$	159,19	262,01
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	CV	CNV

Tableau-VI-13 Vérification à l'ELS

➤ **Calcul des armatures à l'ELS :**

Le calcul à l'ELS sera comme suite :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}, \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

• **Vérification de la contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

ELS	Appuis	Travée
$M_{ser} (KN, m)$	94,3567	167,6423
$h (m)$	1,1	1,1
$b (m)$	0.50	0.50
$d (m)$	0,99	0,99
$\sigma_{stadm} (Mpa)$	164,97	164,97
μ_s	0,0012	0,0020
β_s	0,9409	0,9253
$A_s (cm^2)$	6,14	11,09
Choix des barres	4T14	6T16
$A_{sadop} (cm^2)$	6,16	12;06
K	69,57	51,89
$\sigma_{bc} (Mpa)$	2,37	3,01
$\sigma_{bc} < 15 Mpa$	CV	CV

Tableau -VI-14 Le ferrailage des nervures de radier à l'ELS

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que :

- $\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right]$. Fissuration très préjudiciable.
- $\tau_u = \frac{432,783*10^3}{500*990} = 0,87 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

➤ **Les armatures de peau :**

Les armatures de peau calculer par :

- $A_p = 0,1\% b * h$.
- $A_p = \frac{0,1*95*140}{100} = 5,5 \text{ cm}^2$.

On adopte au milieu de la section de nervure : **4T14**.

➤ **Les armatures transversales :**

➤ **Espacement :**

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(27,5 ; 19,2) = 15 \text{ cm.}$

➤ **Diamètre des armatures transversal :**

a. C.B.A :

- $\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0,4.$
- $A_t = \frac{0,4 * 50 * 10}{400} = 0,5 \text{ cm}^2.$

b. RPA :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

- $A_t = 0,003 * S_t * b$
- $A_t = 0,003 * 10 * 50 = 1,5 \text{ cm}^2.$

Donc on adopte 4 cadres de $\phi 8$.

Donc on choisit :

- Dans les zones courantes : $S_t = 15 \text{ cm.}$
- Dans les zones nodales : $S_t = 10 \text{ cm.}$

Schéma de ferrailage :

FERR. PR 70X110

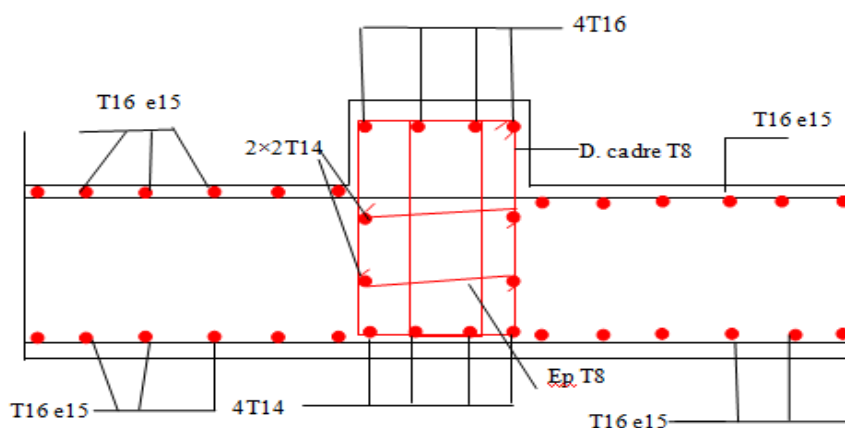


Figure-VI-8 Ferrailage des nervures : sur appuis

FERR. PR 70X110

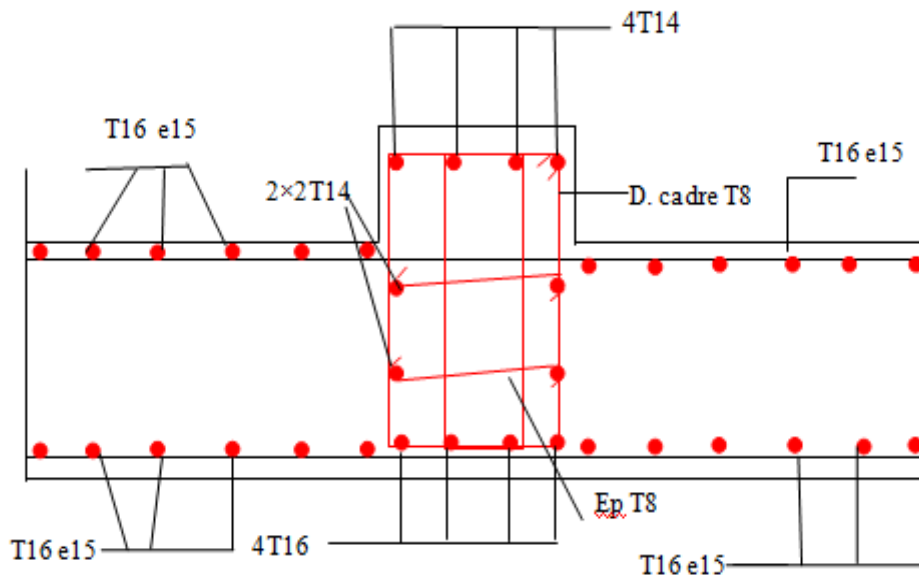


Figure-VI-9 Ferrailage des nervures : en travée

VI-7- Calcul des éléments de soutènement

VI-7-1- Introduction :

Le voile périphérique a pour but d'accroître la rigidité de la base et de service D'obstacle à la circulation des eaux dans l'infrastructure, il est recommandé par RPA99VERSION 2003.

Pour les ossatures au-dessous du niveau de base le RPA 99 VERSION 2003 exige pour les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur supérieure et égale ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées à 0.10% dans les deux sens.
-

VI-7-2- Dimensionnement du voile :

Epaisseur : $e = 20$ cm

Hauteur : $h = 4$ m

VI-7-3- Calcul de la poussée de terre :

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h - 2 \times C \times \sqrt{K_a}$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,33$$

Avec :

- γ : Poids volumique du remblai, ($\gamma = 18,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$).
- σ_h : contrainte horizontale.
- h : Hauteur entre nus du mur voile $0 \leq h \leq 4$ m.
- C : Cohésion du sol (Sol non cohérent) $C = 0$.

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

- φ : Angle de frottement ($\varphi = 30^\circ$).
- K_a : Coefficient de poussée de terre.

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h = 0.33 \times 18.5 \times 4 = 24,42 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

VI-7-4- Calcul de la poussée due aux surcharges :

$$\sigma_q = K_a \times q$$

Avec : q_u : Contrainte éventuelle d'exploitation. $q = 10 \text{ KPa}$

$$\sigma_q = 3.33 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

- **ELU :**

$$\sigma_u = 1,35 \sigma_h(h) + 1,5 \sigma_q$$

Pour $h = 0$ $\sigma_{\min}(0) = 4,99 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Pour $h = 4 \text{ m}$ $\sigma_{\max}(3,23) = 37,96 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Contrainte moyenne : $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 29,71 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

- **ELS:**

$$\sigma_{\text{ser}} = \sigma_h(h) + \sigma_q$$

Pour $h = 0$ $\sigma_{\min}(0) = 3.33 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Pour $h = 4 \text{ m}$ $\sigma_{\max}(4) = 27,75 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Contrainte moyenne : $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 21,64 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

La charge uniformément répartie appliquée sur les voiles par mètre linéaire est :

$$P_u = 29,71 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \quad \text{et} \quad P_{\text{ser}} = 21,64 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

➤ Méthode de calcul :

Les murs sont calculés comme une dalle pleine supposé uniformément chargée par la Poussé de terre.

Le panneau à étudier est de dimension $(4,8 * 4) \text{ m}^2$, et d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

Calcul le rapport $\frac{L_x}{L_y}$:

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

- $\frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,8} = 0,83$ m.

Donc La dalle travaille dans les deux sens.

➤ **À l'ELU :**

- $\mu_x = 0,053$
- $\mu_y = 0,65$

➤ **Calcul des sollicitations :**

- $M_{0x} = \mu_x * q * L_x^2$. Bonde // a l_x .
- $M_{0y} = \mu_y * M_x$. Bonde // a l_y .

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	α	q_u (KN)	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN. m)	M_{0y} (KN. m)
4.8*4	4	4,8	0,83	29,71	0,053	0,65	25,19	16,37

Tableau-VI-15 Les sollicitations à l'ELU

VI-7-5- Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé pour reprendre la pousse des terres et une surcharge de $10 \frac{KN}{m}$ répartie sur le sol avoisinant et les charges horizontales et verticales.

On devra disposer le ferrailage suivant :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75. M_x$; $M_{ty} = 0,75. M_y$).
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,50. M_x$; $M_{ay} = 0,50. M_y$).

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_U (KN, m)	12,59	18,89	8,18	12,27
b (m)	1	1	1	1
h (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
d (m)	0,18	0,18	0,18	0,18
F_{su} (Mpa)	348	348	348	348
F_{bu} (Mpa)	14,2	14,2	14,2	14,2
Z (m)	0,12	0,12	0,12	0,12
A_s (cm ²)	3,01	4,52	1,95	2,93
$A_{s \min}$ (cm ²)	2,17	2,17	2,17	2,17
Choix des barres	5T10	5T12	5T10	5T10
$A_{s \text{ adop}}$ (cm ²)	3,93	5,65	3,93	3,93

Tableau-VI-16 Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU

➤ **Ferrailage minimal :**

Condition de non fragilité : selon BAEL :

Pour Fe E400 :

- selon L_y : $A_{sy \min} = 8 \times h_0$ selon L_x : $A_{sx \min} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{sy \min}$

Selon le RPA :

- $A_{RPA} = 0,1\% b * h.$

➤ **À ELS :**

➤ $\mu_x = 0,053$

➤ $\mu_y = 0,65$

➤ **Calcul des sollicitations :**

- $M_{0x} = \mu_x * q * L_x^2.$ Bonde // a $l_x.$

- $M_{0y} = \mu_y * M_x.$ Bonde // a $l_y.$

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	α	q_s (KN)	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN. m)	M_{0y} (KN. m)
4,8*4	4	4,8	0,83	21,64	0,053	0,65	18,35	11,92

Tableau-VI-17 Les sollicitations à l'ELS

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75. M_x$; $M_{ty} = 0,75. M_y$).
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,50. M_x$; $M_{ay} = 0,50. M_y$).

➤ **Vérification à l'ELS :**

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{ser} (KN, m)	9,17	13,76	5,96	8,94
h (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
d (m)	0,18	0,18	0,18	0,18
y (cm)	4,05	4,74	4,05	4,05
I (cm ⁴)	13686,14	18451,26	13686,14	13686,14
K (N/mm ³)	0,067	0,074	0,043	0,065
$\sigma_{st adm}$ (MPa)	164,97	164,97	164,97	164,97
$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	15	15	15	15
σ_{bc} (MPa)	2,71	3,5	1,74	2,63
σ_{st} (MPa)	140,19	147,18	89,97	136,01
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	CV	CV	CV	CV

Tableau-VI-18 Vérification à l'ELS

➤ **Distributions constructives :**

L'espacement des barres doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

- $S_t = \min[1.5e; 30 \text{ cm}] \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$.

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$.

L'espacement à l'extrémité est $\frac{S_t}{2}$ le long d'une longueur égale à $\frac{l}{10}$.

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$, en zone nodale.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- $40\phi = 50 \text{ cm}$ Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

- $20\phi = 25$ cm Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

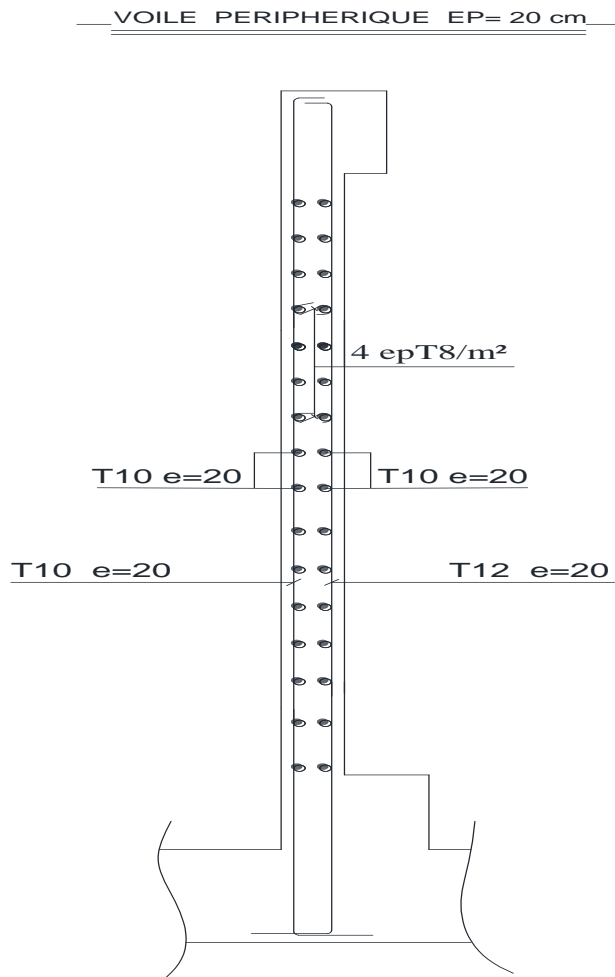


Figure-VI-11 Ferrailage de voile périphérique

***CONCLUSION
GENERALE***

Conclusion générale

Le travail qui a été réalisé comporte une étude d'un bâtiment à usage d'habitation contreventé par portique (poteaux -poutre), et d'après l'analyse dynamique à l'aide de logiciel ETABS, les résultats montrent la nécessité d'avoir une disposition particulière des voiles en vue d'augmenter la rigidité de la structure vis-à-vis aux effort horizontaux (séisme). Ce qui nous donne une justification des exigences données par RPA99 révisée en 2003. La disposition de ces voiles permet de limiter la torsion engendrer par l'effort de séisme dans la structure et donc assurer la stabilité de l'ouvrage.

Ce projet nous a permis d'un coté la maîtrise des différents techniques et logiciel de calcul (ETABS, SOCOTEC) ainsi que l'application de la réglementations mises en vigueur (RPA99 version 2003 et BAEL 91).

L'étude effectuée permettre la collection des connaissances théoriques étudiées pendant notre formation universitaire et de plus avoir un calcul complet réalisable.

BIBLIOGRAPHIE

Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.
- Réglement Neige et Vent **RNV99**.

Cours :

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiments.
- Matériaux de construction.

Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.

Articles :

- Règles parasismique algériennes RPA99- Version 2003 pour les structures de bâtiments en béton armé

Logiciels :

- SAFE 16.0.1.
- ETABS 16.2.0.
- AUTOCAD 2017.
- SOCOTEC.
- WORD 2016.
- EXCEL 2016.

ANNEXE 1

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 2

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

