



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil
Option : Construction Civile et Industrielle

Thème

**Etude d'une structure (RDC + étage de service
+ 8 étages+ étage attique) à usage d'habitation
et commercial, contreventée par voiles,
modélisée avec le logiciel ETABS**

Réalisé par

Mr. LAKHEL yanis

Mr. BOUGHENA FAYSSAL

Dirigé par

Mr. MEGHLAT

Promotion : 2023/2024



Remerciement

Tout d'abord, nous rendons grâce à Allah, le Tout-Puissant, dont la guidance et la clémence nous ont permis d'atteindre cet objectif. Nous Lui sommes reconnaissants pour la force et l'inspiration qu'Il nous a accordées tout au long de ce parcours.

Nous tenons à adresser nos remerciements les plus sincères à notre promoteur, Monsieur MEGHLAT EL MAHDI, pour son soutien indéfectible, sa patience, son expertise et ses précieux conseils tout au long de ce travail.

Nous souhaitons également remercier les membres du jury qui auront l'honneur de juger notre travail.

Nous remercions l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil pour leur encadrement et leur engagement.

Nos remerciements s'étendent au personnel de la bibliothèque de Génie Civil, dont la disponibilité ; assistance ont été précieuses.

Nous sommes reconnaissants envers toutes les personnes qui ont participé, de près ou de loin, à l'élaboration de ce mémoire.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos familles et à nos amis pour leurs soutient constant.

Merci à tous.





Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes parents qui sont et restent toujours à mes cotés avec leur soutien

Et encouragement, que dieu les garde pour moi.

A mes très chers frères et sœurs à qui je souhaite que du bonheur

Et réussites.

A tous mes amis et proches.

A tous mes enseignants.

A toutes ma grande famille, A notre promoteur Mr MEGHLAT qu'on

Respecte beaucoup.

A mon binôme YANIS et A toute la promotion CCI 2023/2024.

Fayssal





Dédicaces



À ma chère mère, Ta présence aimante et tes encouragements m'ont apporté force et détermination. Ce mémoire est le reflet de tes sacrifices et de ton amour infini. Je te dédie ce travail avec respect et reconnaissance profonde.

À mon père, Ta sagesse et ton soutien sans faille m'ont guidé tout au long de ce parcours. Je te remercie sincèrement pour ta patience et ta bienveillance. Ce mémoire est une humble marque de ma gratitude envers toi.

À mes frères et sœurs, Votre soutien indéfectible et vos encouragements m'ont motivé à toujours donner le meilleur de moi-même. Je vous remercie pour votre présence constante. Ce travail témoigne également de l'affection que je vous porte.

Je tiens à exprimer ma sincère gratitude aux enseignants et au personnel du département de génie civil, dont le soutien et les conseils avisés ont été essentiels tout au long de cette formation. Leur accompagnement a été d'une valeur inestimable dans la réalisation de ce mémoire.

Enfin, je souhaite remercier chaleureusement toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à mon cheminement académique. Votre soutien et vos encouragements m'ont été d'une aide.

YANIS



Liste des figures

Figure I.1 Illustration 3D de l'ouvrage avec ETABS.....	2
Figure I.2 : plancher à corps creux.....	4
Figure. I.3 : Dalle pleine.....	5
Figure. I. 4 : Caractéristiques d'un escalier.	6
Figure. I.5 : Les murs intérieurs et extérieurs.	7
Figure. I.6 : Coffrage en bois et en métallique.....	8
Figure. I.7 : Les fondations.	8
Figure. I.8 : Diagramme contrainte – déformation de béton à l'ELU.....	13
Figure. I.9 : Diagramme contraintes- déformations de béton à L'ELS.....	14
Figure. I.10 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.	18
Figure II.1 coupe vertical d'un plancher en corps creux.....	22
Figure II. 2 : Dimensions de poutre.....	23
Figure II.3 : Sections transversales des poutres principales et secondaires	25
Figure II.4 : Coupe verticale du voile.	25
Figure II.5 : Coupe de voile en plan.....	26
Figure II.6 : Coupe verticale du dernier plancher (terrasse inaccessible).	29
Figure II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.	29
Figure II.8 : Coupe verticale du mur extérieur.....	30
Figure II.9 : Coupe verticale du mur intérieur.....	31
Figure II.10: Surface d'influence du poteau.....	33
Figure II.11 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.	35
Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère.....	41
Figure III.2: Diagrammes des efforts internes.	42
Figure III.3: La section d'armature	42
Figure III.4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.	48
Figure III.5 : Coupe verticale sur un plancher en corps.....	48
Figure III.6 : Treillis soudé de (15x15) cm ²	50
Figure III .7 : Vue en plan de plancher a corps creux.	51
Figure III.8 : schéma statique de la poutre en travée.	52
Figure III.9 : schéma statique de la poutre du 1er cas.	54
Figure III.10 : schéma statique de la poutre du 2eme cas.....	55
Figure III.11 : schéma statique de la poutre du 3eme cas.....	55
Figure III.12 : Diagrammes des moments (principe de la méthode forfaitaire).....	56
Figure III.13 : schéma statique de la poutre reposant sur sept appuis.	57

Figure III.14: diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	63
Figure III.15 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	64
Figure III.16 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	64
Figure III.17 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	65
Figure III.18 : Schéma statique de la poutre reposant sur cinq appuis.	65
Figure III.19 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	69
Figure III.20 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	69
Figure III.21 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	70
Figure III.22 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	70
Figure III.23 : schéma statique de la poutre reposant sur 4 appuis.....	70
Figure III.24: diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	74
Figure III.25: diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	74
Figure III.26: diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	77
Figure III.27: diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	77
Figure III.28: Schéma de la poutrelle.	83
Figure III.29: ferrailage des poutrelle	85
Figure III.30: schéma statique de la salle machine.	86
Figure III.31 : Ferrailage de la dalle salle machine.....	96
Figure III.32 : Terminologie de l'escalier	97
Figure III.33 : Schéma statique des volées 1 et 3	100
Figure III.34 : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU	101
Figure III.35 : Schéma statique et diagramme des efforts internes de l'escalier à l'ELU.....	103
Figure III.36: Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELS.....	109
Figure III.37 : la section de la paillasse.....	113
Figure III.38 : Schéma de la 2ème volée de l'escalier	115
Figure III.39 : Schéma statique de calcul de l'escalier (volée2) à l'ELU	118
Figure III.40 : Schéma statique et diagramme des efforts internes de l'escalier (volée 2) à l'ELS.	120
Figure III.41 : schéma de ferrailage de l'escalier d'étage courant.	124
Figure IV.1 Version utilisée du logiciel ETABS	126
Figure IV.2 Icône du logiciel ETABS sur système d'exploitation Windows 7.....	128
Figure IV.3 Choix des unités.....	128
Figure IV.4 Démarrer un nouveau model	129

Figure IV.5	Introduction de la géométrie de base	129
Figure IV.6	Introduction des étages	130
Figure IV.7	Affichage en plan et en 3D	130
Figure IV.8	Définition des matériaux	131
Figure IV.9	Caractéristiques du béton.....	131
Figure IV.10	Définition des poutres.....	132
Figure IV.11	Définition des poteaux.....	132
Figure IV.12	Définition des dalles	133
Figure IV.13	Vue en plan des éléments structuraux d'un étage	134
Figure IV.14	Définition des appuis	134
Figure IV.15	Définition du poids propre.....	135
Figure IV.16	Introduction des diaphragmes.....	136
Figure IV.17	Définition des charges statiques	136
Figure IV.18	Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.....	137
Figure IV.19	Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003	137
Figure IV.20	Définition des charges sismiques	138
Figure IV.21	Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.....	138
Figure IV.22	Introduction des combinaisons d'actions	139
Figure IV.23	Vue en 3D de la structure	140
Figure IV.24	Affichage des informations modales	141
Figure IV.26	Extraction du poids de la structure sur ETABS.....	146
Figure IV.27	Set 3D view options.....	147
Figure IV.28	Affichage des déformées suivant x et y.....	148
Figure IV.29	La déformée dans le sens x-x et le sens y-y.	148
Figure IV.30	Les forces horizontales reprises par tous les éléments suivant x-x	149
Figure IV.31	Les forces horizontales reprises par les voiles suivant x-x.....	149
Figure IV.32	Les forces horizontales reprises par tous les éléments suivant y-y	150
Figure IV.33	Les forces horizontales reprises par les voiles suivant y-y.....	150
Figure IV.34	Les forces vertical reprises par tous les éléments.....	151
Figure IV.35	Les forces verticales reprises par les voiles.....	151
Figure IV.36	Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.	153
Figure IV.37	Affichage des valeurs des déplacements	155
Figure IV.38	Déplacement max suivant Ex	157

Figure IV.39 déplacement max suivant E_y	158
Figure V.1 : Section partiellement comprimée (SPC).....	164
Figure V.2. Ferrailage des poteaux (50x50) cm ²	176
Figure V.3. Ferrailage des poteaux (45x45) cm ²	177
Figure V.4. Ferrailage des poteaux (40x40) cm ²	177
Figure V.5. Ferrailage des poteaux (35x35) cm ²	177
Figure V.6 : Schéma des sollicitations des poutres pour une SSA	180
Figure V.7 : Schéma des sollicitations des poutres pour une SDA.....	180
Figure V.8 : Vérification de la flèche dans les poutres principales.....	190
Figure V.9 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaires.....	190
Figure V.10. Ferrailage des poutres principales (25x40) cm ²	191
Figure V.11. Ferrailage des poutres secondaires (25x35) cm ²	191
Figure V.12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	197
Figure VI.1. Schéma statique du débord	233
Figure VI.2. Les valeurs des chargements pour les différents cas	237
Figure VI. 3. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS	237
Figure VI. 4. Les valeurs des chargements pour les différents cas	238
Figure VI. 5. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS	239

Liste des tableaux

Tableau I.1: caractéristiques des aciers.	16
Tableau I.2: Les contraintes des aciers utilisés.	17
Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.	24
Tableau II.2 : Attribution des types d'utilisation aux différents niveaux.....	28
Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de plancher terrasse.	29
Tableau II.4 : Calcul de la charge permanente de l'étage usage d'habitation.....	30
Tableau II.5 : Calcul de la charge permanente des murs extérieurs.....	30
Tableau II.6: Calcul de la charge permanente des murs intérieurs.	31
Tableau II.7: Calcul de la charge permanente de la dalle pleine.....	31
Tableau II.8: récapitulatif des surcharges d'exploitations.	32
Tableau II.9: Coefficients de dégression de surcharges.	35
Tableau II.10: Les surcharges cumulées.	36
Tableau II.11: Résultats des surcharges cumulées.	36
Tableau II.12 : Pré dimensionnement des poteaux.	37
Tableau II.13. Vérification des poteaux au flambement	38
Tableau II.14. Résumé des sections adoptées pour poteaux.	39
Tableau III.1 : Les vérification de la loi de Blondel.	99
Tableau III-2 : Charge totale de la volée.....	100
Tableau III-3 : charges totale du palier	101
Tableau III.4 : Les efforts internes à l'ELU.	103
Tableau III.5 : Les efforts internes à l'ELU.	110
Tableau III-6 : vérification de la loi de blondel pour la volée 2.....	116
Tableau III-7 : Charge totale de la volée.....	117
Tableau III-8 : Charge totale du palier.	117
Tableau III.9 : Les efforts internes à l'ELU.	119
Tableau IV.1 Valeur du poids total de la structure	147
Tableau IV.2 Efforts tranchants à la base donnés par ETABS	153
Tableau IV.3 Les déplacements dans le sens x-x.....	156
Tableau IV.4 Les déplacements dans le sens y-y.....	156
Tableau IV.5 Résultats de calcul avec la combinaisons Ex	157
Tableau IV.6 Resultats de calcul avec la combinaison Ey.....	157
Tableau IV.7 L'évaluation de l'effet P-Delta suivant le sens x et y	159
Tableau IV.8 Valeurs de l'effort tranchant VX.....	159
Tableau IV.9 Valeurs de l'effort tranchant Vy.....	160

Tableau IV.10 Le poids P.....	160
Tableau V.1 : Section minimale et maximale des armatures.	162
Tableau V.2 : Les sollicitations de calcul des poteaux.	166
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux.....	168
Tableau V.4 : détermination de la zone nodale	171
Tableau V.5 : Vérification des contraintes tangentielles.....	172
Tableau V.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	175
Tableau V.7 : vérifications Condition de non fragilité.....	176
Tableau V.8 Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.	181
Tableau V.9 : Tableau de ferrailage des poutres principales	182
Tableau V.10 : Tableau de ferrailage des poutres secondaires.	183
Tableau V.12 : Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre principale).....	189
Tableau V.13 Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre secondaire).....	189
Tableau V.15 : Tableau des efforts normaux	193
Tableau V.16 : Ferrailage du voile VL1 en zone 1	202
Tableau V.17 : Ferrailage du voile VL1 en zone 2	203
Tableau V.18 : Ferrailage du voile VL1 en zone 3	204
Tableau V.19 : Ferrailage du voile VL1 en zone 4	205
Tableau V.20 : Ferrailage du voile VL2 en zone 1	206
Tableau V.21 : Ferrailage du voile VL2 en zone 2	207
Tableau V.22 : Ferrailage du voile VL2 en zone 3	208
Tableau V.23 : Ferrailage du voile VL2 en zone 4	209
Tableau V.24 : Ferrailage du voile VT1 en zone 1	210
Tableau V.25 : Ferrailage du voile VT1 en zone 2	211
Tableau V.26 : Ferrailage du voile VT1 en zone 3	212
Tableau V.27 : Ferrailage du voile VT1 en zone 4	213
Tableau V.28 : Ferrailage du voile VT2 en zone 1	214
Tableau V.29 : Ferrailage du voile VT2 en zone 2	215
Tableau V.30 : Ferrailage du voile VT2 en zone 3	216
Tableau V.31 : Ferrailage du voile VT2 en zone 4	217
Tableau VI.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale).....	220
Tableau VI.2. Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).....	220
Tableau VI.3. Résultante des charges sous poteaux.....	221

Tableau VI.4. Calcul du moment de renversement.....	227
Tableau VI.5. Vérification des contraintes du sol sous le radier.....	227
Tableau VI.6. Contraintes maximales reprises par le radier .	229
Tableau VI.7. Calcul de la section d'armatures.....	230
Tableau VI.8 : vérification de la condition de non fragilité.....	231
Tableau VI.9. Calcul des contraintes.	232
Tableau VI. 10. Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X)	235
Tableau VI. 11. Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y)	236
Tableau VI.12. Moments fléchissant sens x-x.	239
Tableau VI.13. Efforts tranchants sens x-x.	240
Tableau VI.14. Moments fléchissant sens y-y.	240
Tableau VI.15. Efforts tranchants sens y-y.	240
Tableau VI.16. Calcul des contraintes.	245

Table de matières

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
Introduction	2
I.1. Description de l'ouvrage.....	2
I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage	2
I.3. Règlements utilisés et normes de conception	3
I.4. Éléments de l'ouvrage.....	3
I.5. Les hypothèses de calcul.....	9
I.6. Les états limites.....	9
I.7. Matériaux	10
I.8. Les actions sur la structure.....	19
Conclusion.....	20
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments	
Introduction	21
II.1. Les planchers en corps creux (Art B.6.8.424 BAEL 91/99).....	21
II.2. Les poutres.....	22
II.3. Les voiles (Art 7.7.1 de RPA 99)	25
II.4. Les poteaux.....	27
II.5. Descente de charge	32
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
Introduction	40
III .1. L'acrotère	40
III .2. Plancher en corps creux.....	48
III 3. Etude des poutrelles	50
III 4. La dalle de la salle machine	85
III 5. L'escalier.....	97
Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA	
IV.1. Introduction	125
IV.2. Logiciel utilisé pour la modélisation.....	125
IV.2.1. Historique.....	126
IV.2.2. Description du logiciel ETABS	126
IV.2.3. Rappel (terminologie)	127
IV.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS	127

IV.4. Vérification des exigences du RPA	140
IV.4.1. Présentation de l'ouvrage	140
IV.4.2. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.....	141
IV.4.3. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	142
IV.4.4. Justification vis-à-vis des déplacements	155
IV.4.5. Vérifications de l'effet P-Delta	159
Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux	
V.1. Ferrailage des poteaux.....	161
V.2. Ferrailage des poutres.....	178
Exemple de calcul	181
V.2.5 Vérification à L'ELS	188
V.3. Ferrailage des voiles.....	191
Exemple de calcul	198
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI. 1. Introduction.....	218
VI. 2. Choix du type de fondation :.....	218
VI. 3. Étude du sol.....	219
VI.4 . Dimensionnement	219
Radier nervuré	222
Pré dimensionnement du Radier	223
Ferrailage du radier	228
Ferrailage du débord	233
Ferrailage des nervures	244
Conclusion générale	245
Bibliographie	246

Etage-Attique

Etage-8 lgts

Etage-7 lgts

Etage-5 lgts

Etage-4 lgts

Etage-2 lgts

Etage-1 lgts



FACADE PRINCIPALE

R+8+ETAGE DE SERVICE +ETAGE ATTIQUE

Projet: Immeuble a usage d'habitation et commerce

Lieu dit : DRAA BEN KHEDDA



FACADE ANTERIEURE

R+8+ETAGE DE SERVICE +ETAGE ATTIQUE

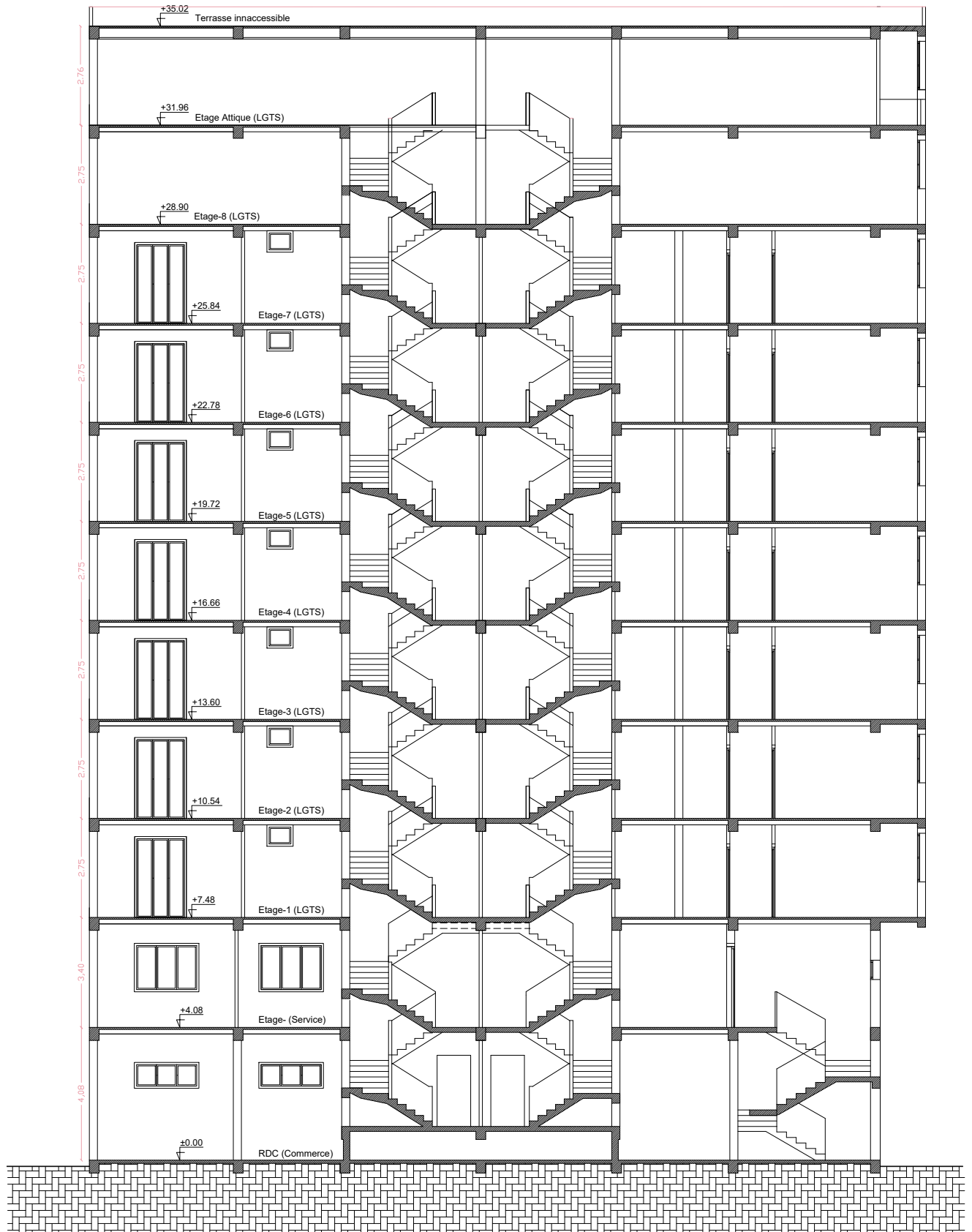
Projet: Immeuble a usage d'habitation et commerce

Lieu dit : DRAA BEN KHEDDA

R+8+ETAGE DE SERVICE +ETAGE ATTIQUE

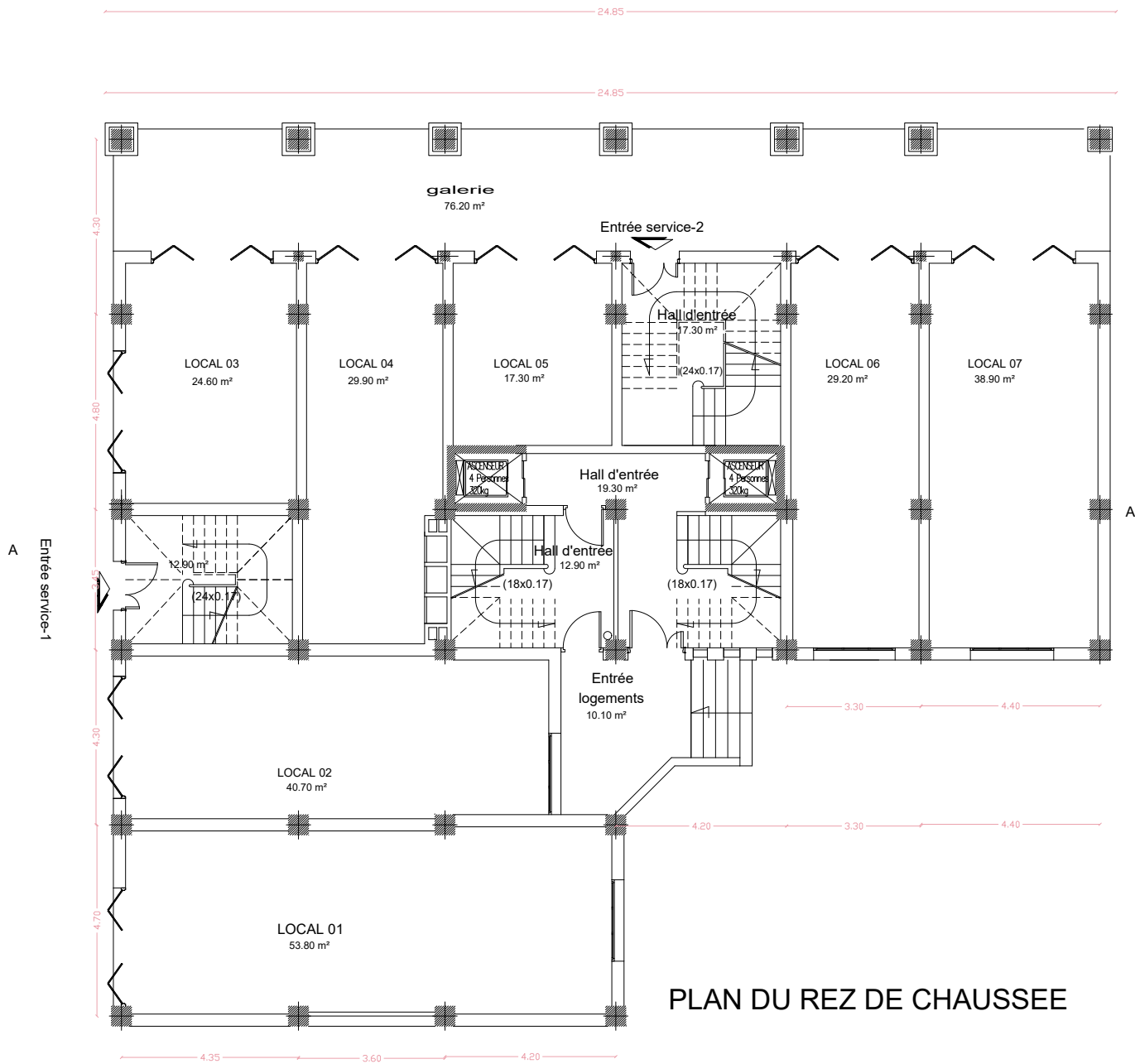
Projet: Immeuble a usage d'habitation et commerce

Lieu dit : DRAA BEN KHEDDA



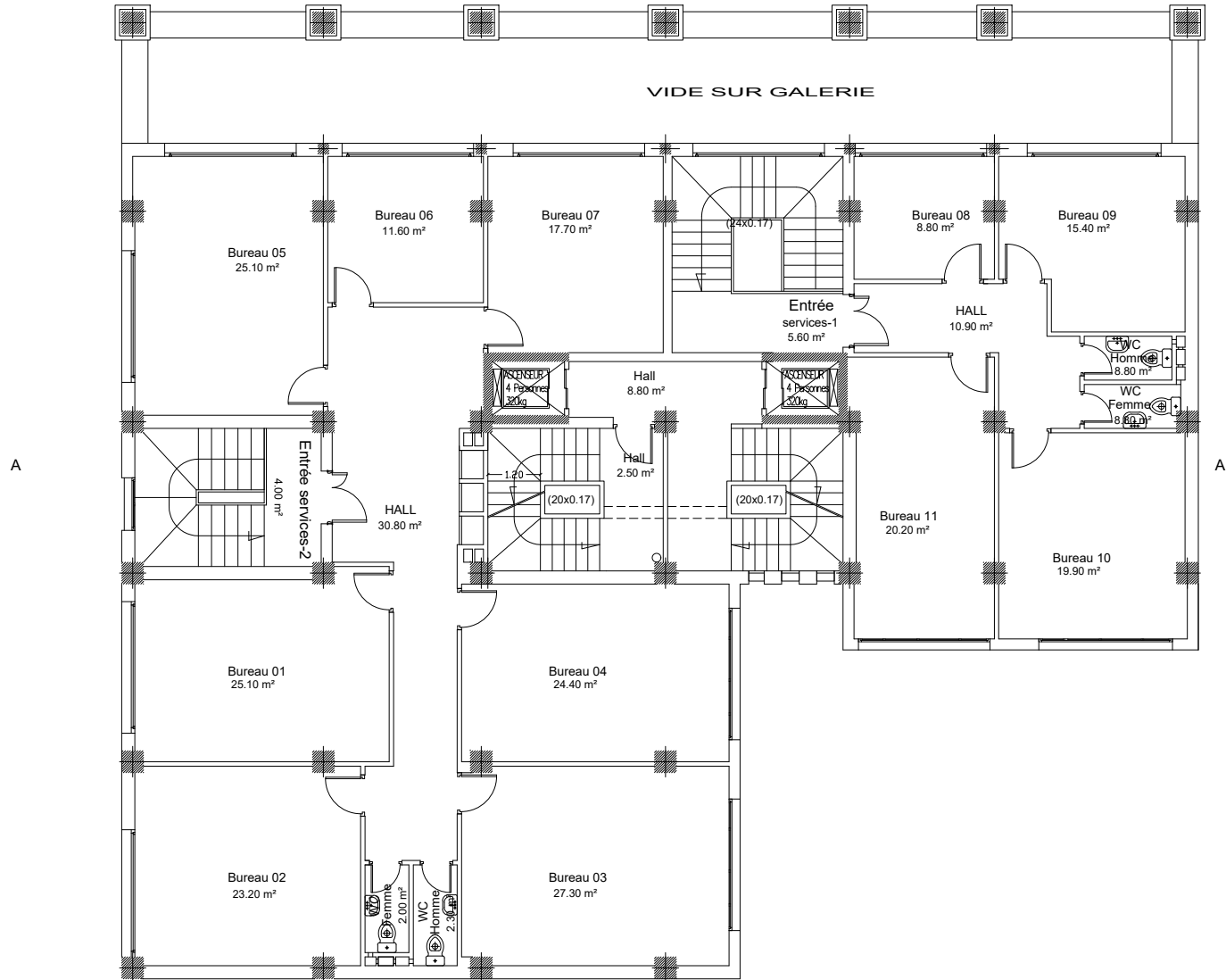
COUPE: AA

Echelle: 1/100

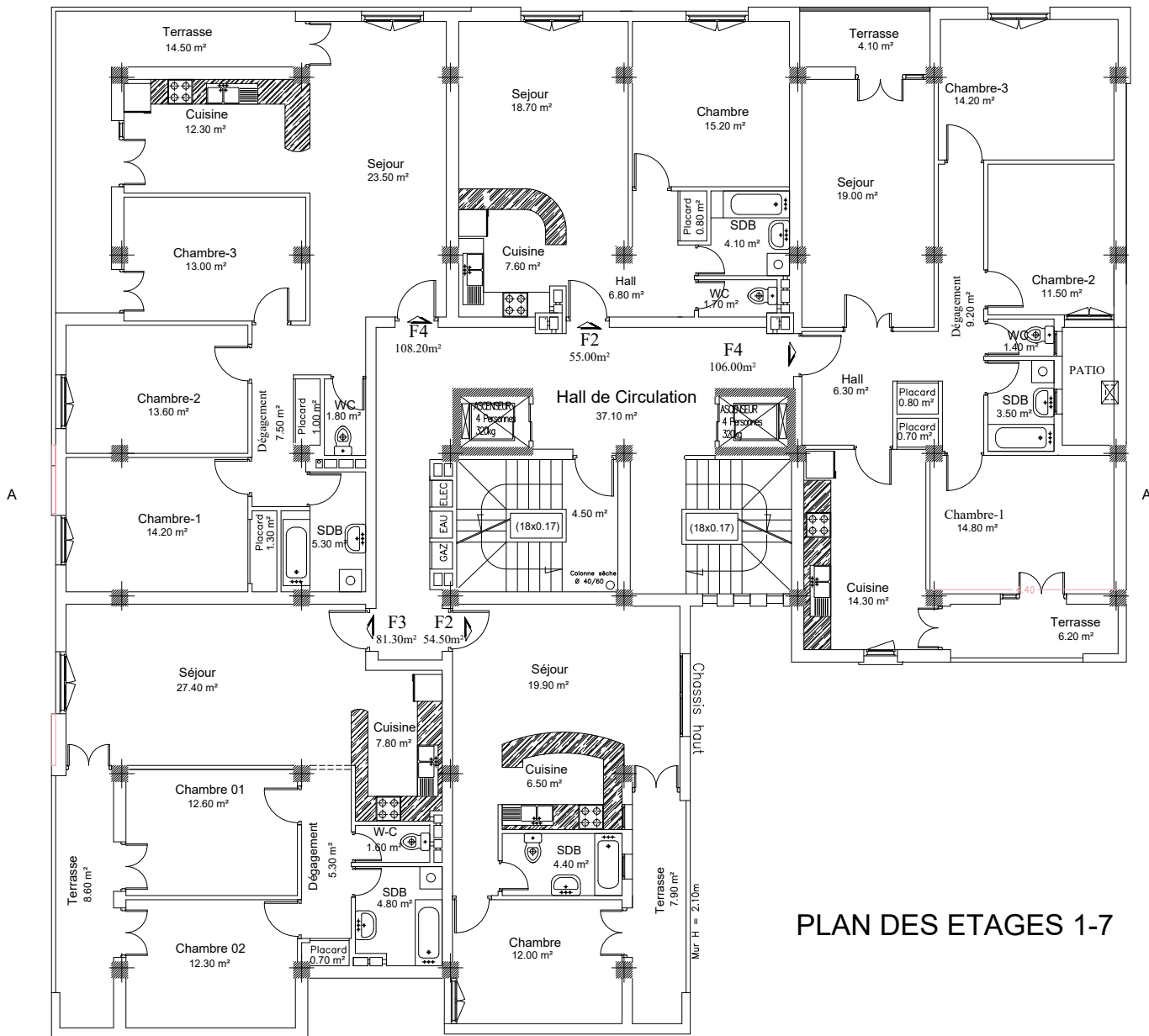


PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mr. LAKHEL Yanis Mr. BOUGHENA Faycel Promotion : © 2024	Dossier : Architecture Désignation : Plancher de RDC Niveau : +0.00	Planche N° : 4 Echelle : 1/50
--	---	---	----------------------------------

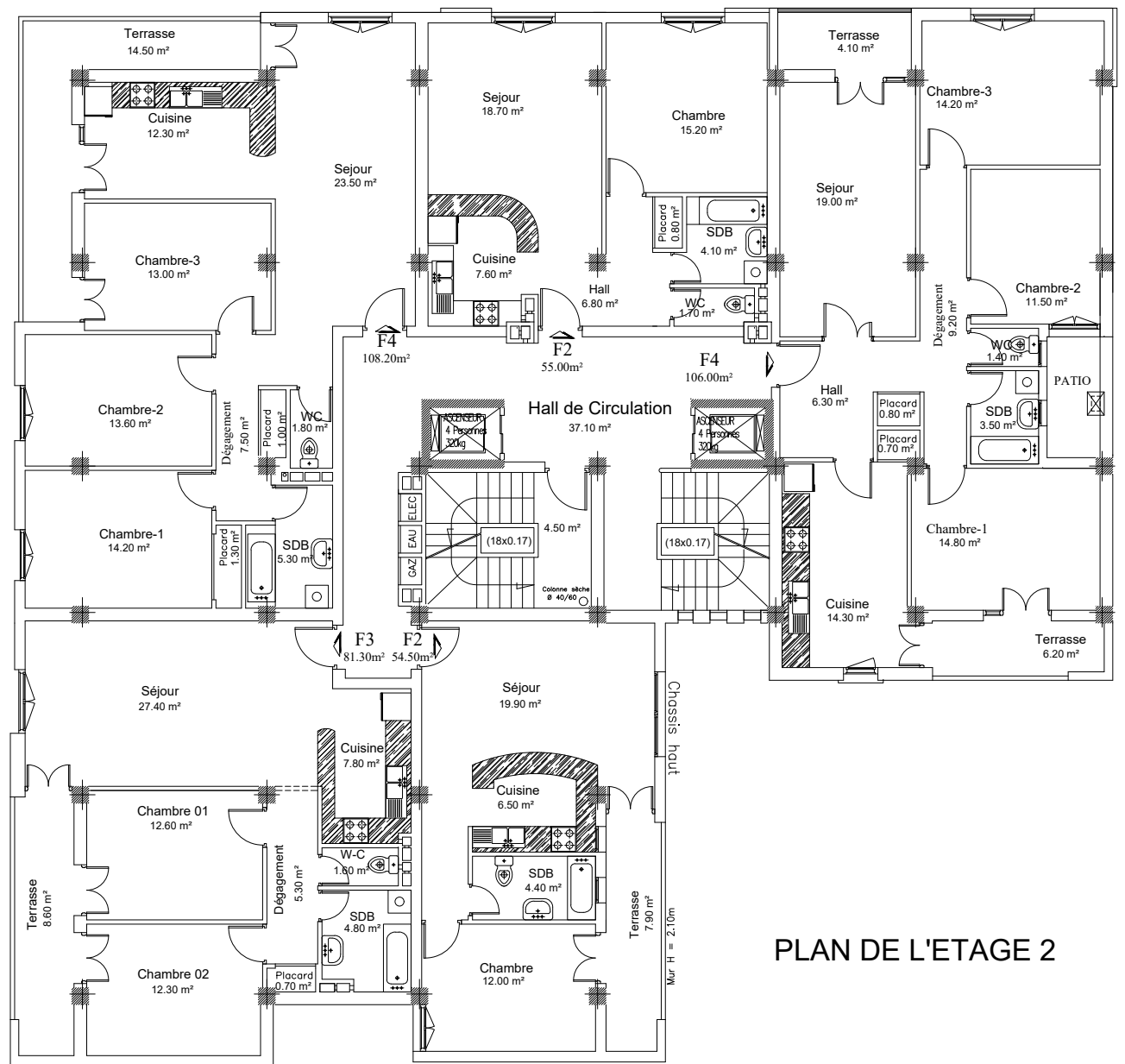


<p>Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil</p>	<p>Mr. LAKHEL Yanis Mr. BOUGHENA Faycel Promotion : © 2024</p>	<p>Dossier : Architecture Désignation : : Plancher Etage de service Niveau : +4.08</p>	<p>Planche N° : 5 Echelle : 1/50</p>
---	--	--	---



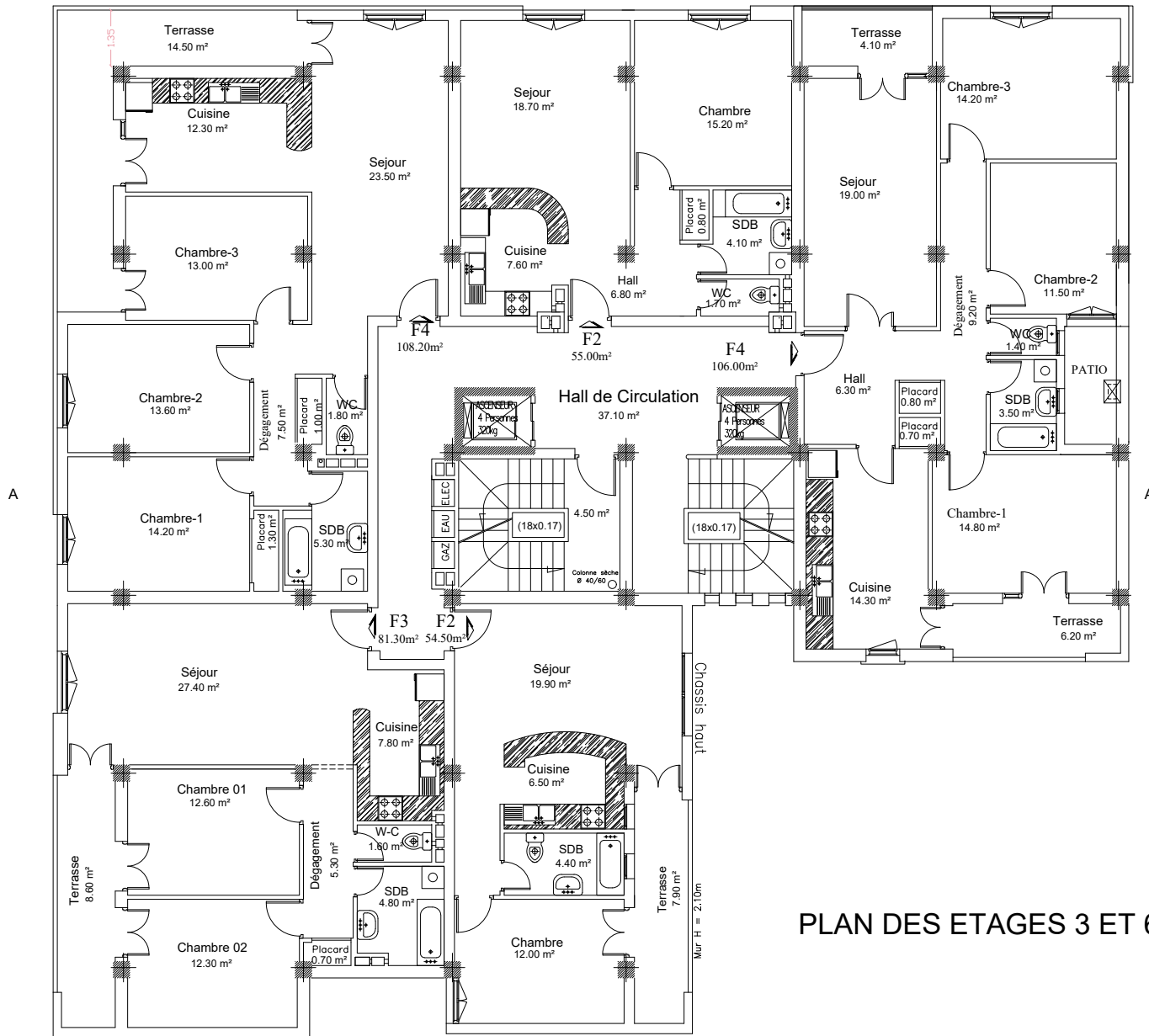
PLAN DES ETAGES 1-7

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mr. LAKHEL Yanis Mr. BOUGHENA Faycel Promotion : © 2024	Dossier : Génie civil	Planche N° : 6 Echelle : 1/50
--	---	-----------------------	----------------------------------



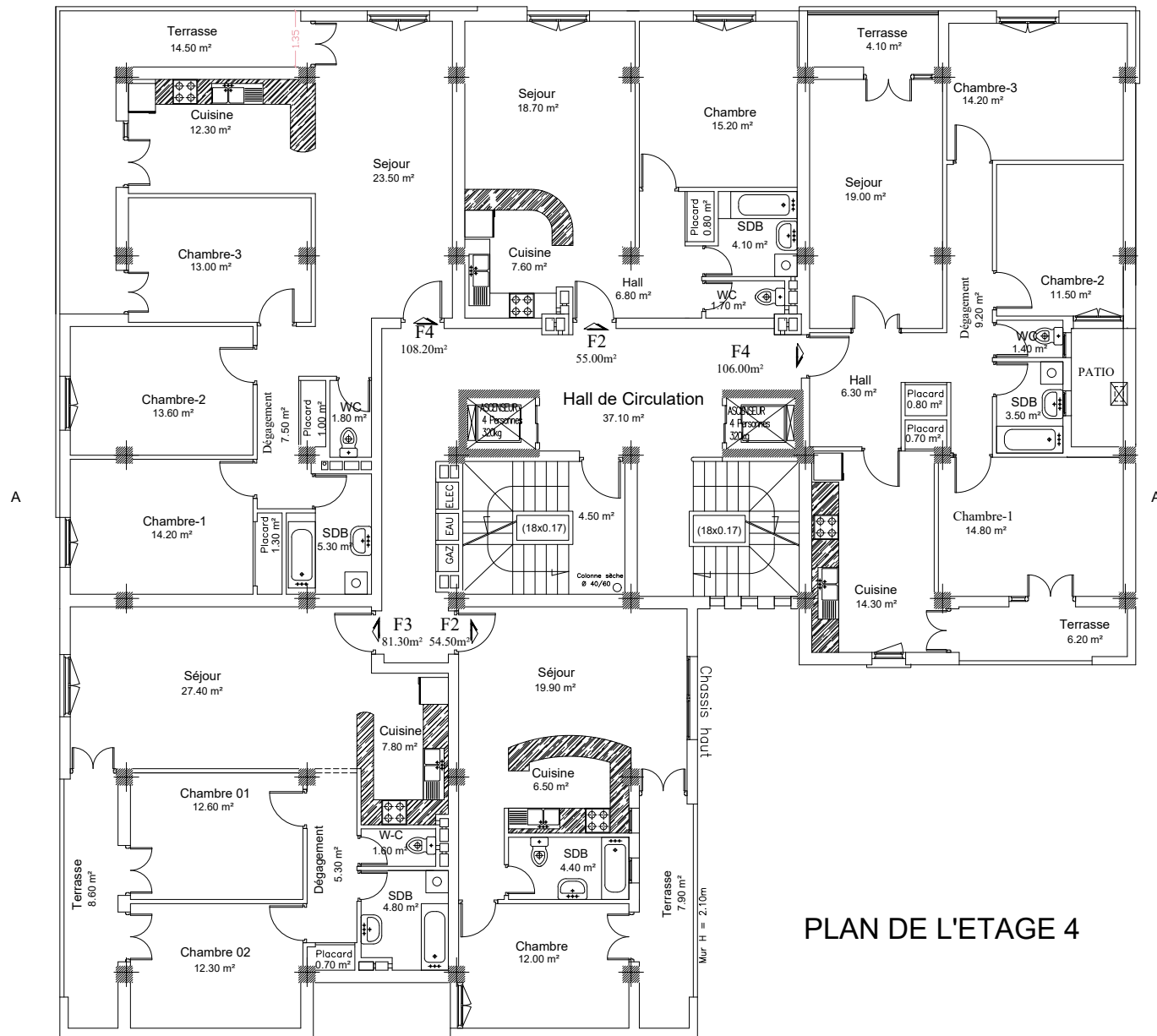
PLAN DE L'ETAGE 2

<p>Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil</p>	<p>Mr. LAKHEL Yanis Mr. BOUGHENA Faycel Promotion : © 2024</p>	<p>Dossier : Génie civil Désignation : Plancher de RDC Niveau : +0.00</p>	<p>Planche N° : 7 Echelle : 1/50</p>
---	--	---	---



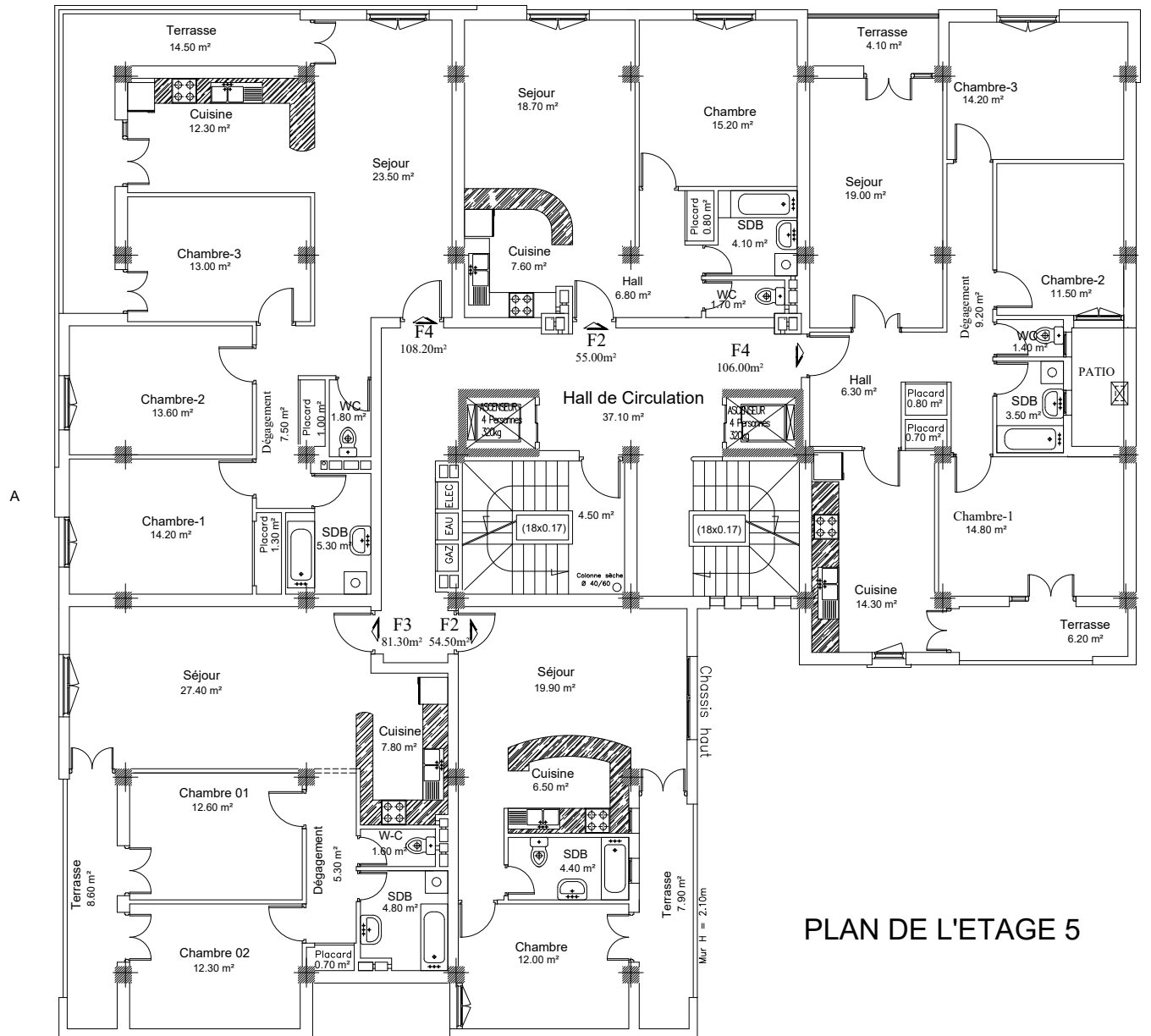
PLAN DES ETAGES 3 ET 6

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mr. LAKHEL Yanis Mr. BOUGHENA Faycel Promotion : © 2024	Dossier : Architecture Désignation : Plancher Etages 3 et 6 Niveau : +13.60 et 22.78	Planche N° : 8 Echelle : 1/50
--	---	--	----------------------------------



PLAN DE L'ETAGE 4

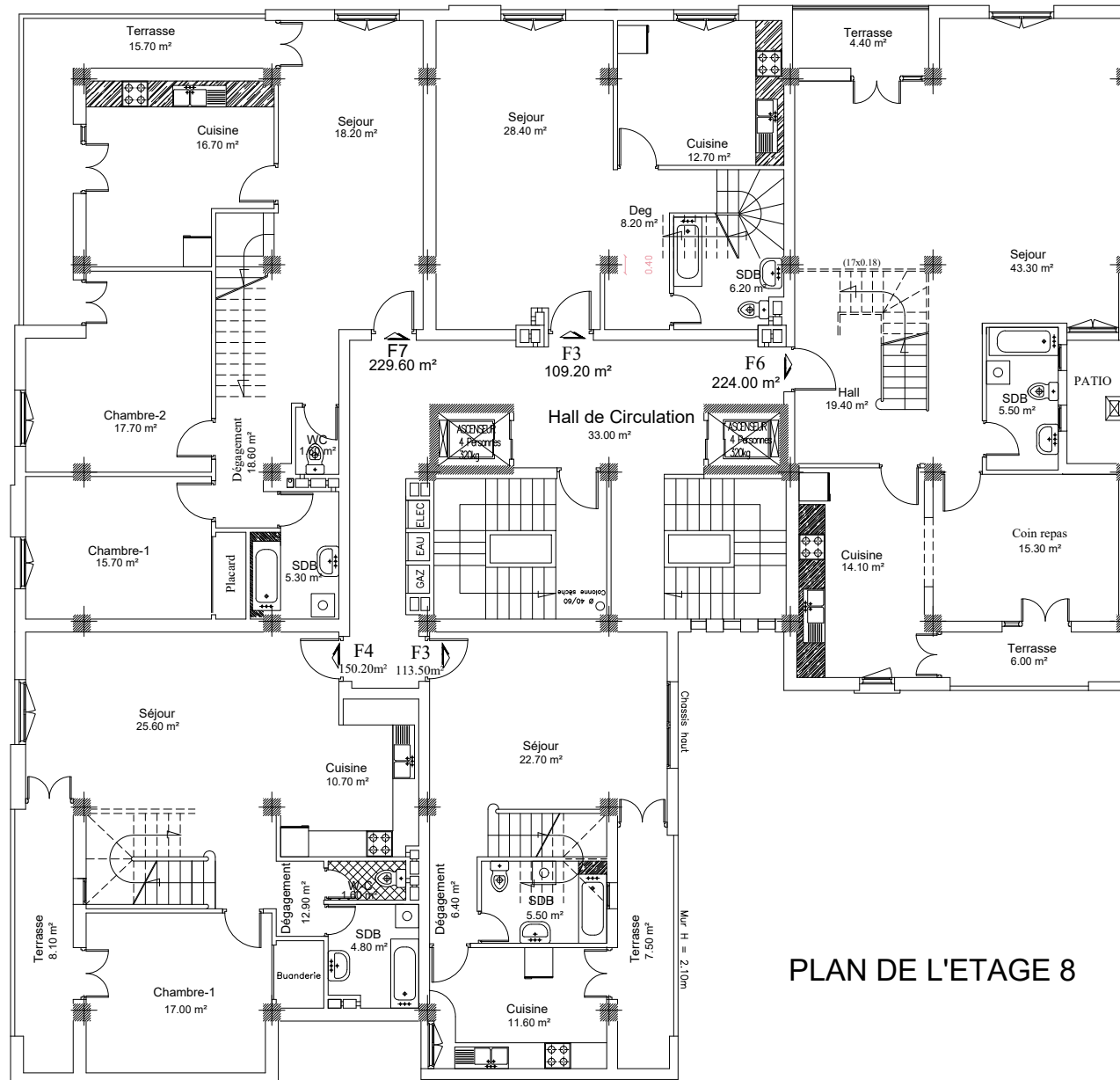
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mr. LAKHEL Yanis Mr. BOUGHENA Faycel Promotion : © 2024	Dossier : Architecture Désignation : Plancher Etage 4 Niveau : +16.66	Planche N° : 9 Echelle : 1/50
--	---	---	----------------------------------



PLAN DE L'ETAGE 5

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mr. LAKHEL Yanis Mr. BOUGHENA Faycel Promotion : © 2024	Dossier : Architecture Désignation : Plancher Etage 5 Niveau : +19.72	Planche N° : 10 Echelle : 1/50
--	---	---	-----------------------------------

A



A

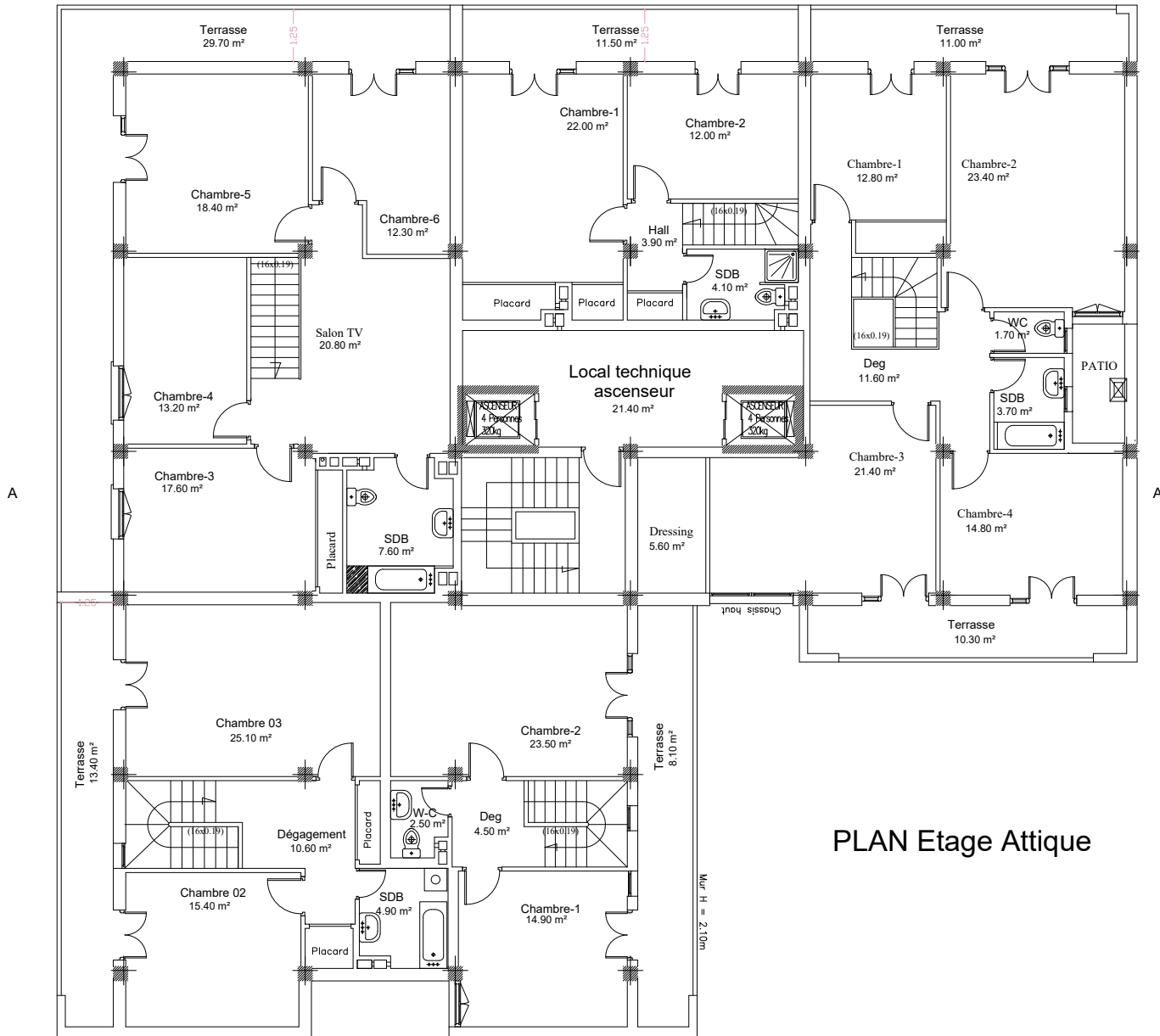
PLAN DE L'ETAGE 8

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

Mr. LAKHEL Yanis
 Mr. BOUGHENA Faycel
 Promotion : © 2024

Dossier : Architecture
 Désignation : Plancher Etage 8
 Niveau : +28.90

Planche N° : 11
 Echelle : 1/50



PLAN Etage Attique

Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mr. LAKHEL Yanis Mr. BOUGHENA Faycel Promotion : © 2024	Dossier : Génie civil Désignation : Plancher Etage Attique Niveau : +31.96	Planche N° : 12 Echelle : 1/50
--	---	--	-----------------------------------

Introduction générale

Depuis des temps ancestraux, l'architecture et la construction ont été le reflet de la créativité humaine et de l'évolution des sociétés. De simples abris en matériaux naturels aux gratte-ciels modernes en acier et en béton armé, l'histoire de la construction des bâtiments témoigne de l'ingéniosité et de la progression technologique de l'humanité.

En Algérie, un pays doté d'une richesse architecturale diversifiée, cette évolution est également perceptible. Des structures traditionnelles en pisé et en pierre aux infrastructures contemporaines complexes, l'Algérie a vu son paysage urbain se transformer au fil des siècles.

Cependant, la tâche de concevoir et de construire des édifices modernes dans un pays comme l'Algérie n'est pas sans ses défis uniques. En tant que région caractérisée par une forte activité sismique, la sécurisation des structures contre les séismes est une préoccupation primordiale pour les ingénieurs civils.

Dans le cadre de ce mémoire de fin d'études en génie civil, nous nous pencherons sur la conception et le calcul d'une structure à plusieurs étages, précisément une structure R+8 avec un étage de service ainsi qu'un étage attique, conformément aux normes et réglementations en vigueur en Algérie notamment le règlement Parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99. Notre objectif est de comprendre les principes fondamentaux de conception d'une structure et d'appliquer nos connaissances pour garantir la stabilité et la sécurité de cette dernière dans un environnement sismique exigeant.

Ainsi, cette étude se concentrera sur l'analyse des charges que subira notre structure, sa modélisation en utilisant un instrument informatique intitulée ETABS, le calcul des différents éléments résistants, ainsi que la vérification de sa résistance et de sa performance sismique selon les exigences du règlement algérien et dans le cadre de notre devise à savoir sécurité, durabilité, économie. En mettant l'accent sur la pratique du génie civil acquise toute au long

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Introduction

L'analyse des structures dans le domaine du Génie Civil nécessite une évaluation visant à garantir à la fois la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des individus, tant pendant sa construction que dans sa phase d'utilisation ultérieure, tout en optimisant les coûts associés. Dans cette optique, nos calculs doivent être conformes aux normes réglementaires, notamment le Règlement Parasismique Algérien **RPA99 version 2003**, ainsi qu'aux techniques de conception et de calcul spécifiques aux ouvrages et aux constructions en béton armé, définies par le **BAEL 91 modifié 99**.

I.1. Description de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment à **usage d'habitation, de groupe d'usage 2** (importance moyenne).

Sa structure est en « **R+ 8 + Etage de service + Etage Attique** », implantée à **DRAA BEN KHEDDA TIZI-OUZOU**, une région de moyenne sismicité, classée en **zone sismique IIa** selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Pour le présent projet la contrainte du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$.

Cet ouvrage est composé de :

- Rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial ;
- Un étage de service ;
- Huit (08) étages à usage d'habitation + un étage attique à usage d'habitation ;
- Une terrasse inaccessible ;
- Deux cages d'escalier ;
- Deux cages d'ascenseur.

I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

- **En élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment : $h_t = 35,02 \text{ m}$.
- Hauteur de rez-de-chaussée : $h_{RDC} = 4,08 \text{ m}$.
- Hauteur d'étage courant : $h_{EC} = 3,06 \text{ m}$.

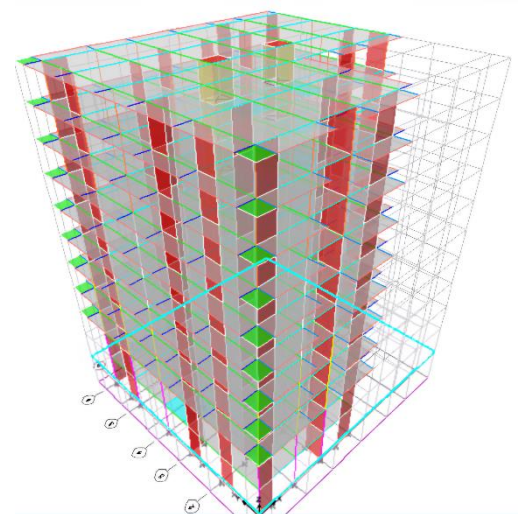


Figure I.1 Illustration 3D de l'ouvrage avec ETABS

- **En plan :**

- Longueur totale : $L = 24,55$ m
- Largeur totale : $l = 22,05$ m

I.3. Règlements utilisés et normes de conception

Pour assurer la stabilité et la sécurité de ce bâtiment, que ce soit pendant sa construction ou lors de son utilisation, notre étude se basera sur les références suivantes :

- La réglementation parasismique algérienne RPA 99/Version 2003 ;
- Les normes de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé, B.A.E.L.91/modifié 99 ;
- Les documents techniques réglementaires, plus particulièrement le D.T.R-B.C.2.2, qui détaille les charges permanentes et les charges d'exploitation ;
- Les règles de conception et de calcul spécifiques aux structures en béton armé CBA93.

I.4. Éléments de l'ouvrage

Ce bâtiment est composé d'éléments principaux et d'éléments secondaires, qui sont comme suit :

I.4.1. Ossature

La structure de cet ouvrage se compose de deux éléments principaux :

- **Des portiques**, formés des poutres et des poteaux, qui sont responsables de la reprise des charges et des surcharges verticales.
- **Des voiles**, qui sont disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement rigide pour maintenir la stabilité de l'ouvrage face aux forces horizontales (séismes, vent, poussée des terres).

I.4.2. Les planchers

Les planchers, des surfaces planes délimitant les différents étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et charges supplémentaires, remplissent principalement deux fonctions essentielles :

- La résistance mécanique : ils supportent leurs poids propres et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.

- L'isolation : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

On peut distinguer :

1. **Planchers en Corps Creux** : Ces planchers sont composés de nervures appelées poutrelles, qui assurent la capacité portante, avec une distance typique entre les axes des poutrelles de 56 cm à 65 cm. Un matériau de remplissage en corps creux, également connu sous le nom d'hourdis ou entrevous, est installé entre les poutrelles. Le corps creux est fabriqué à partir de béton, de gravillons, de terre cuite ou de polystyrène. Les corps creux remplissent une double fonction en servant de coffrage perdu et en offrant une isolation phonique. Le plancher est complété par une dalle de compression en béton armé, qui a pour objectif de limiter les risques de fissuration due au retrait, de résister aux charges concentrées, et de répartir les charges localisées, en particulier celles provenant des cloisons.



Figure I.2 : plancher à corps creux.

2. **Dalles pleines en béton armé** : Il s'agit de planchers en béton armé d'une épaisseur de 15 à 25 cm, coulés sur un coffrage plat. Le diamètre et la quantité des armatures incorporées varient en fonction des dimensions de la dalle et de la charge qu'elle doit supporter. Ces dalles sont principalement utilisées dans des zones où la réalisation de planchers en corps creux n'est pas envisageable, notamment pour la cage d'ascenseur et les consoles.

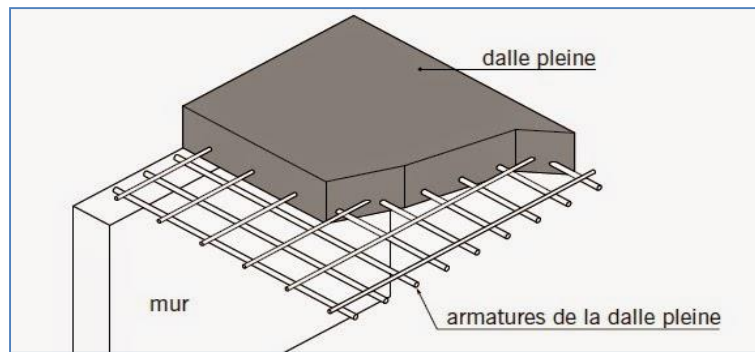


Figure. I.3 : Dalle pleine.

I.4.3. La terrasse inaccessible

Le dernier niveau de cette habitation sert de terrasse inaccessible. Il s'agit d'un type de couverture moins courant dans les maisons individuelles, mais plus fréquent dans les bâtiments à usage collectif. Ces terrasses sont exposées à diverses agressions climatiques telles que le vent, la pluie, le gel et la chaleur excessive. Par conséquent, elles doivent être étanches et offrir une isolation thermique efficace.

Le modèle de terrasse inaccessible signifie que seuls les accès nécessaires à des fins de maintenance et de réparation sont autorisés. La terrasse inaccessible sera réalisée en plancher en corps creux avec une dalle de compression. Elle sera équipée d'un revêtement comprenant les éléments suivants :

- Une pente de 1,5% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Un isolant thermique de protection contre les variations thermiques et limite les pertes de chaleur. Les matériaux isolants peuvent être du polystyrène, du liège ou de la mousse de verre.
- Un revêtement d'étanchéité.
- Une protection lourde, généralement constituée de graviers roulés.

I.4.4. L'acrotère

C'est un élément en béton armé encastré dans la poutre du plancher de la terrasse, servant de garde-corps, avec une hauteur de 60 cm et une épaisseur de 10 cm.

I.4.5. Les escaliers

Les escaliers sont des structures essentielles pour la circulation entre les niveaux d'un bâtiment, notamment dans les immeubles de grande hauteur, où ils revêtent une importance particulière en matière de sécurité en cas d'incendie. Dans ce bâtiment, une cage d'escalier composée d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettra l'accès aux différents niveaux.

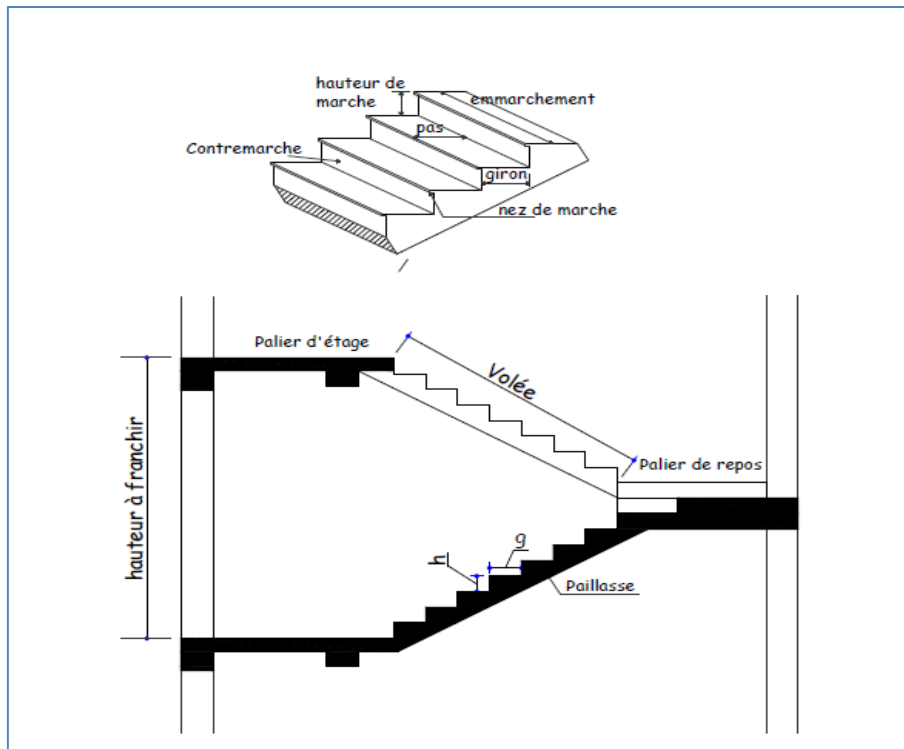


Figure. I. 4 : Caractéristiques d'un escalier.

I.4.6. Cage d'ascenseur

Un ascenseur est un équipement essentiel pour déplacer verticalement des personnes ou des charges entre les étages d'un bâtiment, en particulier dans les édifices de cinq étages ou plus, où les escaliers peuvent s'avérer pénibles. Il comprend une cabine se déplaçant le long d'une glissière verticale à l'intérieur d'une cage d'ascenseur. De plus, l'ascenseur est équipé de mécanismes tels qu'un moteur électrique, un contrepoids et des câbles pour garantir son bon fonctionnement.

I.4.7. Maçonnerie

La maçonnerie prédominante en Algérie consiste en briques creuses. Dans le cadre de ce projet, nous utilisons deux types de murs :

a. Murs Extérieurs : Les façades extérieures sont conçues avec de la maçonnerie non rigide, composée d'une double cloison de briques creuses avec 8 perforations, d'une épaisseur de 10 cm, et une lame d'air de 5 cm d'épaisseur pour garantir une isolation thermique efficace.

b. Murs Intérieurs : Les murs intérieurs seront construits à l'aide de briques creuses d'une épaisseur de 10 cm, destinées à délimiter les espaces intérieurs habitables.

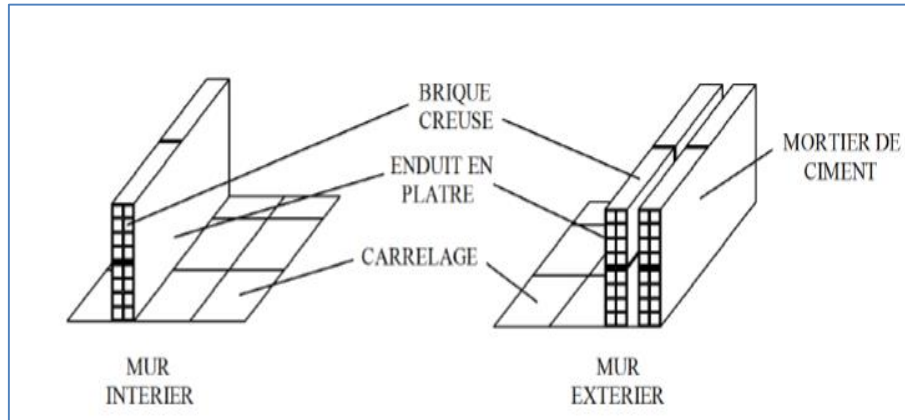


Figure. I.5 : Les murs intérieurs et extérieurs.

I.4.8. Revêtement

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

I.4.9. Système de coffrage

Nous choisissons d'utiliser un coffrage en bois classique pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles afin de minimiser le temps nécessaire à la réalisation des travaux. De plus, ce type de coffrage présente plusieurs avantages supplémentaires, notamment la réduction des tâches manuelles, l'achèvement rapide des chantiers et une meilleure sécurité pour la main-d'œuvre.

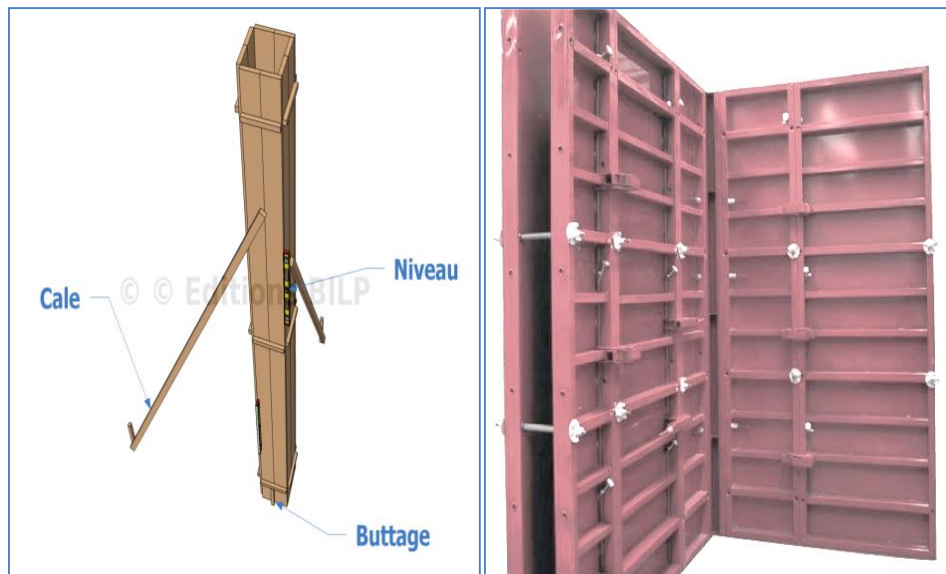


Figure. I.6 : Coffrage en bois et en métallique.

I.4.10. Les fondations

Les fondations représentent l'élément situé à la base de toute structure. Leur fonction principale est de transférer les charges et surcharges provenant de la superstructure vers le sol, ce qui les place au cœur de l'ouvrage, car leur conception correcte conditionne la stabilité globale.

Le choix du type de fondation dépend principalement de deux facteurs clés : la nature du sol sur lequel la structure est construite et l'importance de l'ouvrage en question.

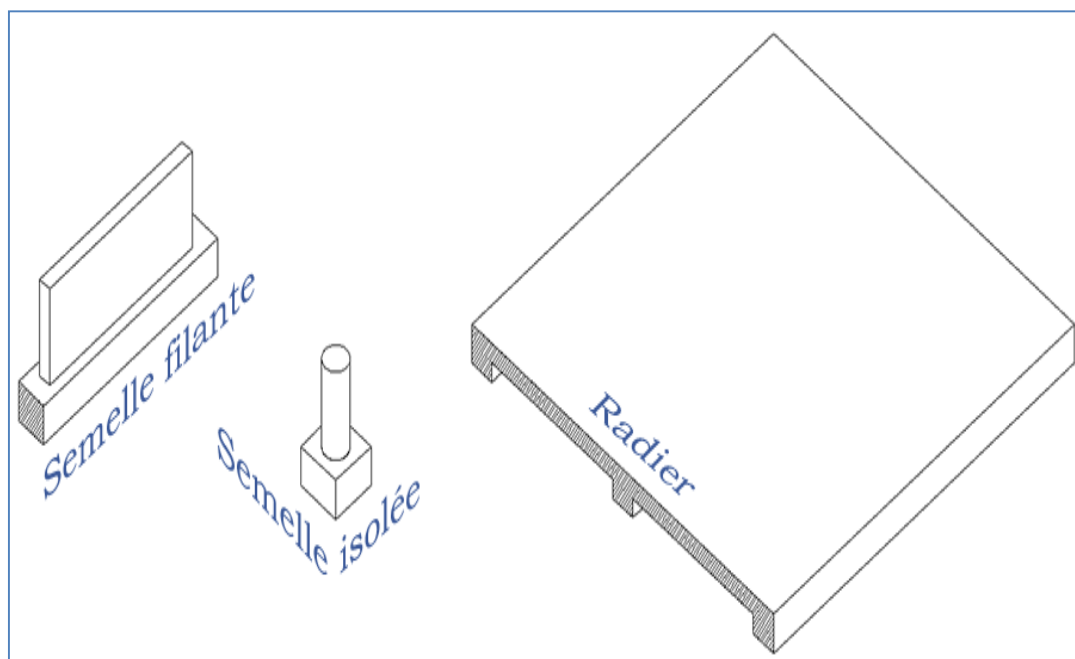


Figure. I.7 : Les fondations.

I.5. Les hypothèses de calcul

L'étude de notre ouvrage est menée conformément aux règlements suivant :

- R.P.A 99 version 2003 : Règlement parasismique algérien ;
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C 2.2) : Le document technique réglementaire pour la détermination des charges et des surcharges ;
- BAEL 91 modifié 99 : Règles techniques de conception et de calcul des constructions et ouvrages en béton armé suivant des états limites ;
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C. 2-41) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A. 93) ;
- Document Technique Réglementaire (DTR BC 2.331) : Règles de calcul des fondations superficielles.

I.6. Les états limites

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

- État Limite Ultime (ELU).
- État Limite de Service (ELS).

Les états limites ultimes correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Équilibre statique.
- Résistance des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

I.6.1. Etat limite ultime (ELU)

Ils mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes. Ils correspondent à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments, à cause de :

- La perte d'équilibre statique.
- La rupture de sections par déformation excessive.
- L'instabilité de forme (flambement).

Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple.

I.6.2. Etat limite de service (ELS)

Ils constituent les frontières au-delà de lesquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites ; soient :

- Ouverture excessive des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformation des éléments porteurs (flèches).

Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$).

I.7. Matériaux

Le béton armé résulte d'une combinaison astucieuse de deux matériaux aux propriétés complémentaires : l'acier, reconnu pour sa résistance à la traction, et le béton, qui excelle dans la résistance à la compression. Il est essentiel que le béton et l'acier puissent satisfaire les normes du

Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/Version 2003) ainsi qu'aux règles de conception du béton armé (B.A.E.L.91/modifié.99).

I.7.1. Béton

Le béton est un matériau composite hétérogène obtenu en mélangeant du ciment (un liant hydraulique), des granulats (comme le sable et le gravier), de l'eau pour le gâchage, ainsi que de faibles quantités d'adjuvants. Le dosage précis de ces constituants est crucial pour obtenir, après durcissement, un matériau solide aux propriétés mécaniques potentiellement supérieures à celles des roches naturelles. Le béton est connu pour sa grande résistance à la compression, bien qu'il présente une résistance relativement plus faible à la traction.

Du point de vue mécanique, la résistance à la compression du béton dépend de plusieurs facteurs, notamment la granulométrie des granulats, la quantité de ciment, le rapport eau/ciment, et l'âge du béton. Il est essentiel que la composition du béton respecte les normes, notamment les règles du BAEL 91 et du RPA 99 version 2003, applicables en Algérie.

I.7.1.1. Résistance caractéristiques à la compression

Le béton est défini par sa résistance à 28 jours, dite résistance caractéristique à la compression et notée $[f_{c28}]$, elle est obtenue par des essais d'écrasement d'éprouvette normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur par compression axiale après 28 jours de durcissement.

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton.

- Lorsque la sollicitation s'exerce sur le béton à l'âge $j < 28$ jours sa résistance à la compression est calculée selon la formule ci- dessous : (**ART A.2.1,11/BAEL91modifié99**)

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4.76 + 0.83 j} \quad \text{en [MPa] ; pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1.4 + 0.95 j} \quad \text{en [MPa] ; pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Pour $j \geq 28$ jours, f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections :

$$F_{Cj} = f_{c28} \quad \text{en [MPa]} \quad \text{(ART A.2.1.11/ BAEL 91modifie 99)}$$

Avec :

f_{cj} : La résistance de béton a la compression a (j) jours en MPa.

J : Nombre de jours.

f_{c28} : La résistance de béton a la compression à 28 jours en MPa.

Dans notre étude, on choisit une résistance caractéristique du béton 28 jours de 25 MPa.

I.7.1.2. Résistance à la traction

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{ART A.2.1, 12 / BAEL91 modifié99})$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; donc $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

Note : f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa ou bien N/mm^2

I.7.1.3. La contrainte à la compression

ELU :

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement) et surtout a la perte de résistance (rupture) qui conduise à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{en [MPa]} \quad (\text{ART.A.4.3.41/ BAEL 91 modifié99})$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.50 \text{ en situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ en situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

- θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \text{si la durée d'application est supérieure à 24 heures,} \\ \theta = 0.9 \quad \text{si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures,} \\ \theta = 0.85 \quad \text{si la durée d'application est inférieure à 1 heures.} \end{array} \right.$$

- t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée

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

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 1$ on aura $f_{bc} = 18.4 \text{ MPa}$

I.7.1.4. Diagramme contraintes déformations de calcul du béton : (ART.A.4.3.41/ BAEL 91 modifié99)

Le diagramme contraintes déformations de calcul pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme dit « parabole rectangle ».

Pour les vérifications à l'état limite de service le béton, considéré comme élastique et Linéaire, est défini par son module d'élasticité.

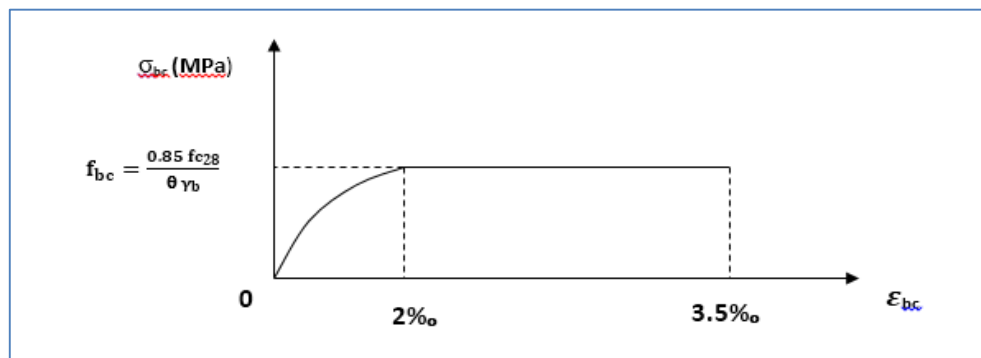


Figure. I.8 : Diagramme contrainte – déformation de béton à l'ELU.

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰
- Pour $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5‰$: $\sigma_{bc} = f_{bc}$

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{bc} \quad \text{en [Mpa]}. \quad (\text{ART.A.4.5.2 / BAEL 91 modifié99})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

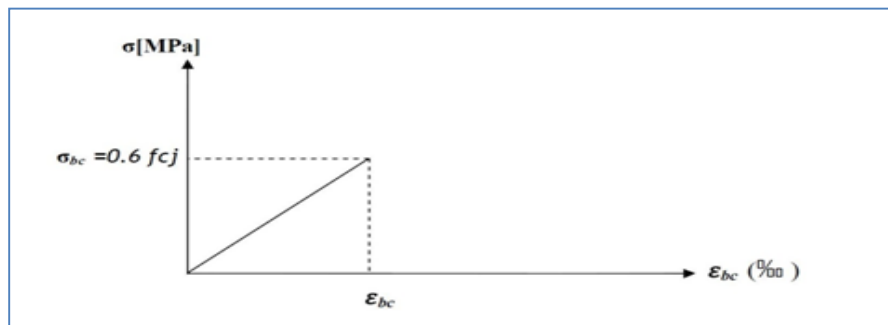
B. Diagramme de contrainte - déformation :

Figure. I.9 : Diagramme contraintes- déformations de béton à L'ELS.

C. Contrainte limite de cisaillement

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ en [MPa]} \quad (\text{ART. A.5.1.211 /BAEL 91modifié 99})$$

Avec :

- V_u : l'effort tranchant à ELU.
- b_0 : largeur de la section cisailée.
- h : la hauteur de la section cisailée.
- d : hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

La contrainte doit respecter les conditions limites suivant :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\} \quad \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Dans notre cas :

- Pour $\gamma_b = 1.5$
 - $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ Fissuration peu préjudiciable.
 - $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.
- Pour $\gamma_b = 1.15$
 - $\bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa}$ Fissuration peu préjudiciable.
 - $\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

I.7.1.5. Module de déformation longitudinale

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules

A. Module de déformation instantanée :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieur à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton âge de (j) jours note E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art. A.2.1,21/ BAEL91 modifiés 99})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{MPa} \longrightarrow E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$$

B. Module de déformation différée

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{en} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{Art .A.2.1, 22/ BAEL91 modifiés 99})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$$

I.7.1.6. Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec : **E** : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson, qui est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale. (**Art A.2.1.3 /BAEL91 modifié99**)

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson sera pris égal à:

- $\nu = 0$ pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré (à l'ELU).
- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à l'ELS).

I.7.2. Les aciers

Dans le domaine du béton armé, l'acier se différencie des autres types d'acier par sa forme géométrique et sa catégorie. Les barres d'acier utilisées dans le béton armé se présentent sous la forme de barres circulaires ayant une longueur significative par rapport à leur diamètre. La surface extérieure de ces barres, en contact direct avec le béton, existe en deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant ses propres applications.

Les aciers sont employés pour compenser les contraintes de traction auxquelles le béton est moins résistant. Ils se distinguent par leurs catégories et leurs états de surface, notamment les ronds lisses (R.L) et les barres à haute adhérence (H.A).

I.7.2.1. Les aciers utilisés

Le tableau suivant donne les types d'acier que nous allons utiliser :

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Allongement relatif à la rupture (%)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence Fe E500	HA	500	14‰	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	520	8‰	1.3	1

Tableau I.1: caractéristiques des aciers.

I.7.2.2. Module de déformation longitudinal

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{Art: A.2.2.1/BAEL 91 modifiés 99})$$

I.7.2.3. Contraintes limites**A. ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art .A.4. 3. 2/ BAEL91 modifié 99})$$

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1.15$ pour les situations durables (S.D).

$\gamma_s = 1.00$ pour les situations accidentelles (S.A).

f_e : limite d'élasticité.

Les résultants de sont résumés dans le tableau suivant :

Nuance de l'acier	Situation durable	Situation accidentelle
$f_e = 500 \text{MPa}$	$\sigma_s = 435 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 500 \text{ Mpa}$
$f_e = 520 \text{MPa}$	$\sigma_s = 452 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 520 \text{ Mpa}$

Tableau I.2: Les contraintes des aciers utilisés.

B. ELS

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

D'après les règles BAEL 91 modifié 99.

On distingue trois cas de fissurations :

1) Fissurations peu préjudiciables

Cas des armatures intérieures où aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

2) Fissurations préjudiciables

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce. Dans ce cas, la règle est la suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

3) Fissuration très préjudiciables

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

Dans ce cas, on observe les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min}\{ 0.5f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \}$$

Avec :

- **f_e** : limite d'élasticité de l'acier utilisé.
- **f_{tj}** : résistance caractéristique à la traction du béton.
- **η**: coefficient de fissuration qui vaut :
 - **η=1.6** pour les adhérence (HA) de diamètre ≥ 6 mm.
 - **η=1.3** pour les HA < 6 mm
 - **η=1.0** pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

I.7.2.4. Diagrammes des contraintes –déformations de calcul (Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifié 99)

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant :

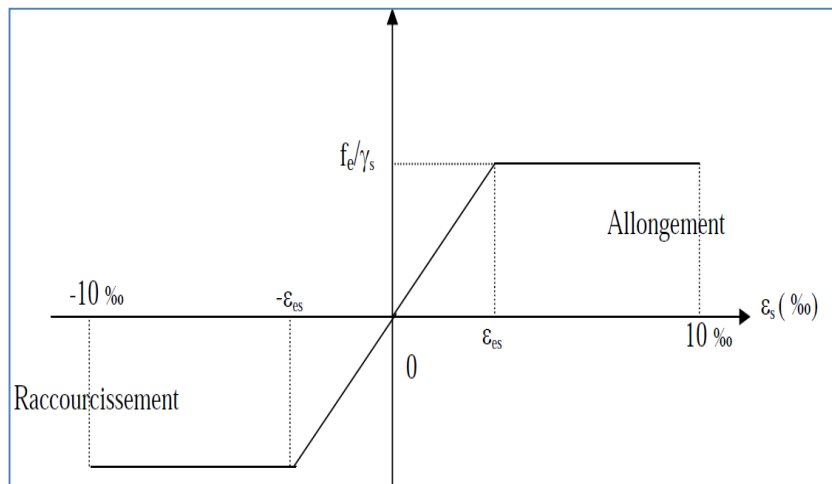


Figure. I.10 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

Avec :

- **f_e** : Limite d'élasticité
- **ε_{es}** : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

I.7.2.5. Protection des armatures (Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99)

Afin de garantir un bétonnage correct et de protéger les armatures contre les effets des intempéries et des agents corrosifs, il est essentiel de respecter les recommandations suivantes concernant l'enrobage (c) des armatures :

- **$C \geq 5 \text{ cm}$** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **$3 \leq C \leq 5 \text{ cm}$** : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- **$1 \leq C \leq 3 \text{ cm}$** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

Ces directives visent à assurer la durabilité des structures en béton armé en protégeant les armatures contre la corrosion et les agressions environnementales.

I.8. Les actions sur la structure**I.8.1. Définitions**

Les charges sont des forces appliquées à une structure, soit directement, telles que les charges permanentes, les charges variables d'exploitation, les charges climatiques et les charges accidentelles, soit indirectement, résultant des effets du retrait, du fluage, des variations de température et du tassement.

I.8.2. Les actions permanentes « G »

Les actions permanentes, qu'elles aient une intensité constante ou varient peu dans le temps, englobent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des éléments, tels que la maçonnerie de remplissage, les cloisons et les revêtements.
- Les forces résultant du poids, de la poussée de l'eau et des terres.
- Les forces dues à des déformations permanentes, telles que celles liées au mode de construction, au tassement et au retrait.

I.8.3. Les actions variables «Q»

Les actions variables, qui varient considérablement dans le temps, incluent :

- Les charges d'exploitation, liées à l'utilisation de la structure.
- Les charges climatiques.
- Les variations de température.

I.8.4. Les actions accidentelles

Les actions accidentelles découlent de phénomènes qui se produisent rarement et de manière instantanée, tels que :

- Charges climatiques exceptionnelles.
- Chocs causés par des véhicules, des engins de levage ou des ponts roulants.
- Explosions (gaz, bombes, etc.).
- Séismes.

Conclusion

Ce premier chapitre met en lumière l'importance accordée à la présentation de notre ouvrage. En explorant la structure et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, nous avons établi les données initiales de notre projet.

Enfin, tous les calculs ainsi que les vérifications sont faits dans le respect des règles en vigueur à savoir celles du « BAEL91/modifiées99 » ainsi que celles du « RPA99/version2003 », et les données recueillies seront exploitées dans les chapitres suivants dans les différents calculs.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction

Dans ce chapitre, nous explorerons en détail les dimensions préliminaires des éléments tels que les poutres principales et secondaires, les voiles ainsi que les poteaux.

Ce pré dimensionnement stratégique constitue une étape cruciale pour assurer la robustesse et la performance optimale de notre structure, en tenant compte des charges et des contraintes spécifiques qui lui seront appliquées, le tout dans le cadre des lois issue des règlements suivant : **RPA 99 V 2003, CBA 93, BAEL 91 modifie 99.**

II.1. Les planchers en corps creux (Art B.6.8.424 BAEL 91/99)

Comme stipulé antérieurement dans le chapitre I, il est établi que le plancher représente une structure horizontale qui sépare deux niveaux distincts d'une construction résidentielle. Selon les matériaux employés et les méthodes de construction mises en œuvre, le plancher assume une fonction structurelle en supportant les charges et les surcharges, tout en remplissant un rôle essentiel en matière d'isolation thermique et acoustique.

Il s'agit de plancher constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriqués en béton arme.

Le tout complété par une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur ferrailée de treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- 20 cm pour les armateurs perpendiculaires aux poutrelles
- 30 cm pour les armatures parallèle aux poutrelles

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_{t \geq} \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99/Art b 6.8.423})$$

- Avec :
- **Lmax** : La portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nu des appuis.
 - **d**: Hauteur du corps creux.
 - **e** : La hauteur de la dalle de compression.

D'après le **RPA99/version 2003 ART 7.4.1** les dimensions minimales des poteaux dans la zone IIa sont :(25X25) Dans notre cas nous avons :

$$\mathbf{L_{max} = 4.15 \text{ m}}$$

$$L_{\max} = 415 - 25 = 390 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{390}{22.5} \longrightarrow h_t = 17.33 \text{ cm}$$

- on adoptera donc un plancher de (16+4) à savoir $h_t = 20 \text{ cm}$

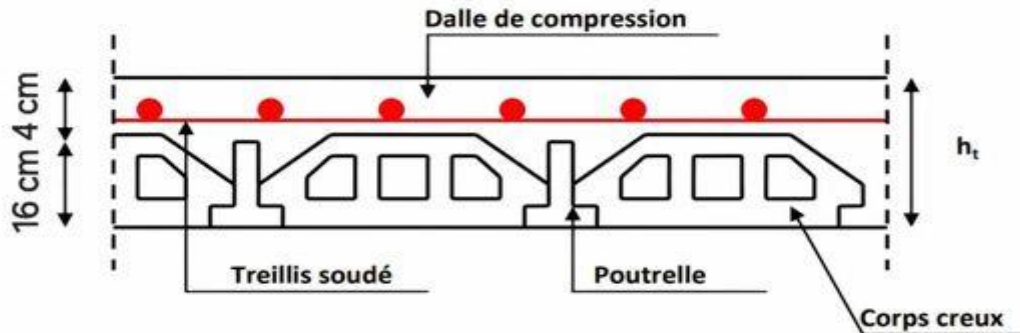


Figure II.1 coupe vertical d'un plancher en corps creux

II.2. Les poutres

Les poutres en béton sont des éléments structuraux conçus pour la construction de cadres d'ouvrages ou de bâtiments à un ou plusieurs niveaux. Ces poutres, généralement en béton armé, sont coulées sur place et assument la responsabilité de supporter les charges et les surcharges provenant des planchers, afin de les transférer aux éléments verticaux, tels que les poteaux et les voiles. Il existe deux catégories de poutres :

- Les poutres principales, qui constituent les éléments porteurs principaux de la structure.
- Les poutres secondaires, qui jouent un rôle dans le chaînage de l'ensemble.

Pour garantir une performance optimale, les poutres de construction doivent présenter des sections régulières, qui peuvent être soit rectangulaires soit carrées.

Selon les directives du code «B.A.E.L.91_modifiées.99», les poutres doivent être pré-dimensionnées en fonction des critères de rigidité, en particulier en ce qui concerne la flèche. De plus, elles doivent être vérifiées conformément aux dispositions du règlement «RPA 99 / Version 2003».

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont déterminées comme suit :

- ❖ Hauteur « ht » : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- ❖ Largeur « b » : $0.4 h \leq b \leq 0.7 h$

Avec :

L_{\max} : La plus grande travée dans le sens considéré.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

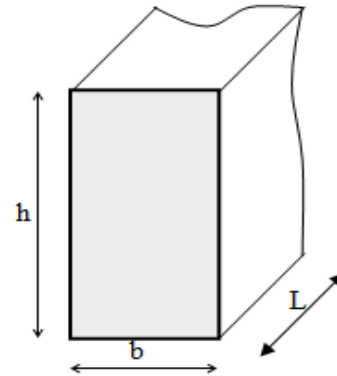


Figure II. 2 : Dimensions de poutre.

En plus, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Largeur: } b \geq 20\text{cm} \\ \text{Hauteur: } h \geq 30\text{cm} \\ \text{Le rapport : } \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \quad (\text{RPA99. Art 7.5.1})$$

A. Poutres principales (pp)

Elles supportent les poutres secondaires et les poutrelles et elles se reposent sur des porteurs verticaux (poteaux et voiles).

- Hauteur

Sachant que : $L = 430 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \\ 28.66 \leq h \leq 43 \end{array} \right\} \quad \text{On opte pour } h = 40 \text{ cm}$$

- Largeur

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.4 h \leq b \leq 0.7 h \\ 0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \\ 16 \leq b \leq 28 \end{array} \right\} \quad \text{On opte pour } b = 25 \text{ cm}$$

B. Poutres secondaires (ps)

Elles sont parallèles aux poutrelles, leurs rôles est de transmettre les efforts aux poutres principales.

- **Hauteur**

Sachant que : **L= 390 cm**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \\ 26 \leq h \leq 39 \end{array} \right\}$$

On opte pour **h = 35 cm**

- **Largeur**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.4 h \leq b \leq 0.7 h \\ 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \\ 14 \leq b \leq 24.5 \end{array} \right\}$$

On opte pour **b = 25 cm**

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	25	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	35	25	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.6	1.5	Vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Poutres principales : **(25 x 40) cm²**.
- Poutres secondaires : **(25 x 35) cm²**.

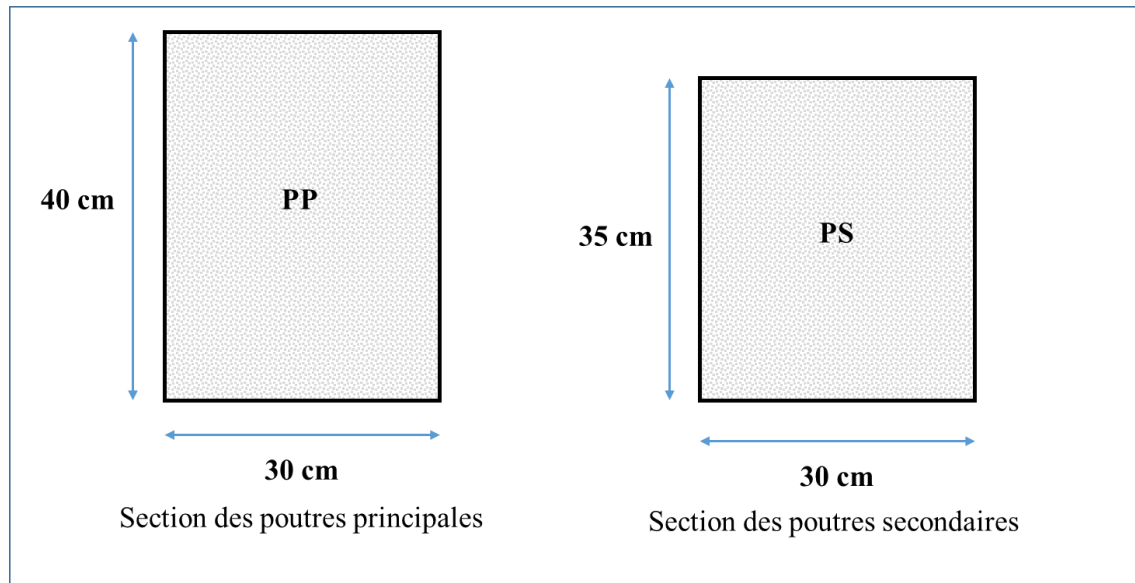


Figure II.3 : Sections transversales des poutres principales et secondaires

II.3. Les voiles (Art 7.7.1 de RPA 99)

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

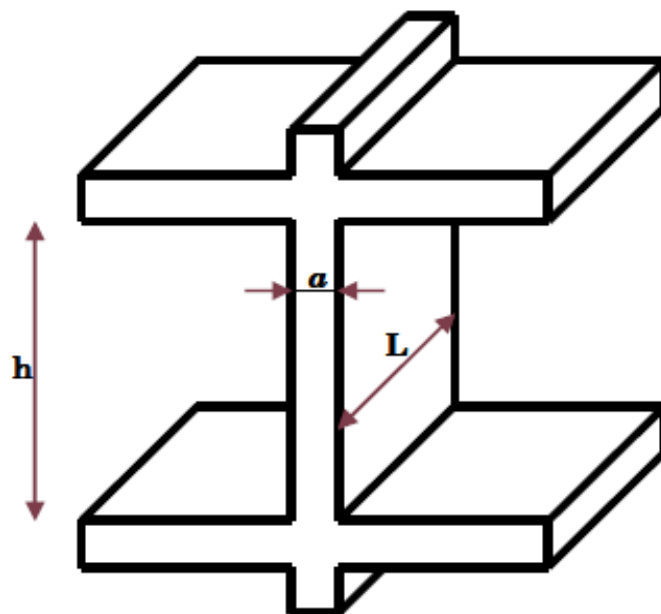


Figure II.4 : Coupe verticale du voile.

D'après le RPA 99 version 2003, le pré dimensionnement doit satisfaire la condition suivante :

$$L \geq 4a$$

L'épaisseur du voile (e):

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, le pré dimensionnement des voiles se fera conformément comme la montre la figure si dessous de plus l'épaisseur minimale est de **15 cm**.

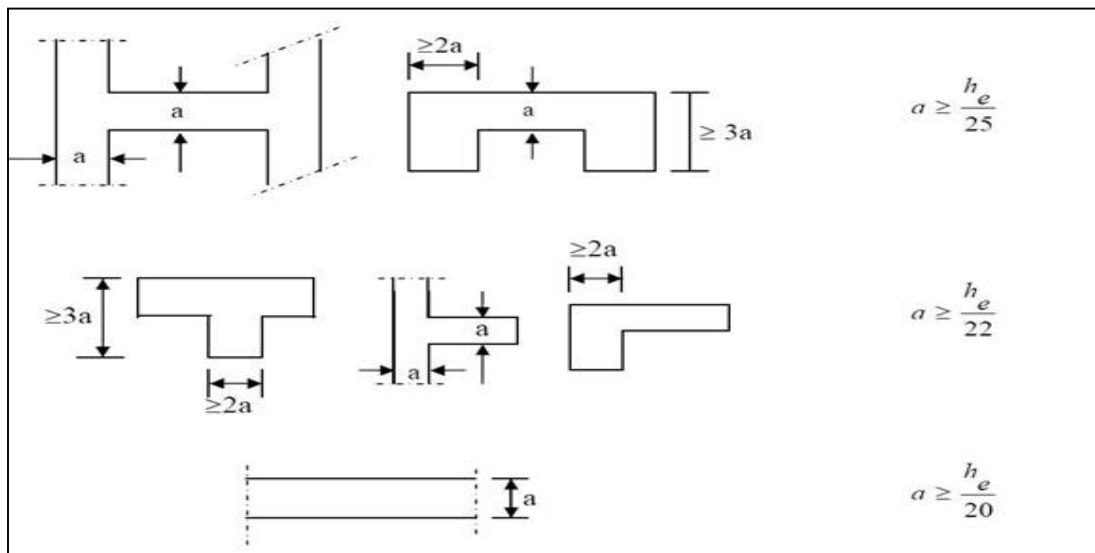


Figure II.5 : Coupe de voile en plan.

Avec : **L** : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

$$e_p \geq \max \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} = \frac{h_e}{20}$$

Remarque

Les voiles de la structure seront étudiées suivant : $a \geq \frac{h_e}{20}$

Avec:

$$h_e = h - e_p \quad \text{et} \quad e_p : \text{Hauteur de plancher.}$$

➤ **Pour le RDC :**

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

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.40 \text{ cm} \quad \text{On opte pour une épaisseur } a = 20 \text{ cm}$$

➤ Pour l'étage de service

$$h_e = h - e_p = 340 - 20 = 320 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{320}{20} = 16 \text{ cm} \quad \text{On opte pour une épaisseur } a = 20 \text{ cm}$$

➤ Pour les étages courant et l'étage attique

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

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} \quad \text{On opte pour une épaisseur } a = 20 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur de $a = 20 \text{ cm}$ pour tous les voiles et suivant toute la hauteur de la structure.

$$A = 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Longueur minimal des voiles est donnée comme suit : $L_{\min} \geq 4a$

$$\text{Donc : } L \geq L_{\min} = 80 \text{ cm}$$

Tous les voiles doivent avoir une longueur L telle que : $L \geq 80 \text{ cm}$

II.4. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N , on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante

$$S \geq \frac{N_d}{0.3 \times f_{c28}} \quad \text{RPA 99 modifié 2003, Art 7.4.3.1}$$

Avec $-S$: section du poteau .

$-N_d$: effort normal repris par le poteau qui sera déterminé de la descente de charge (BAEL91)

Tel que $N_d = G + Q$

Avec : G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation,

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du RPA 99/Version 2003 :

➤ **Section rectangulaire**

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I et IIa.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ en zone III et IIb.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ Avec : b_1 : petit cote de la section des poteaux.

h_1 : grand cote de la section des poteaux.

h_e : la hauteur d'étage de poteaux.

Dans notre cas, la section transversale des poteaux doit donc vérifier :

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ (zone sismique IIa)

II.5.1. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation

Les valeurs des poids volumiques des composants des planchers et des murs sont fournies par le DTR B.C.2.2, de même que les données relatives aux surcharges d'exploitation. Ces informations sont essentielles pour effectuer des calculs précis lors de la conception et de la vérification de la structure.

Niveaux	Exploitation de la surface	Types d'utilisation	Les surcharges d'exploitation (KN/m ²)	Articles du DTR B.C 2.2
Sous-sol	Parking	Parcs de stationnement de voitures légères	2,5	IV.7.1, 15
RDC	Logements	Usage habitation	1,5	IV.7.2.1
Étages courants	Logements	Usage habitation	1,5	IV.7.2.1
Plancher terrasse	Terrasse inaccessible	Inaccessible	1,0	IV.7.2.1

Tableau II.2 : Attribution des types d'utilisation aux différents niveaux

II.5.1.1. Charge permanente

A. Plancher terrasse inaccessible

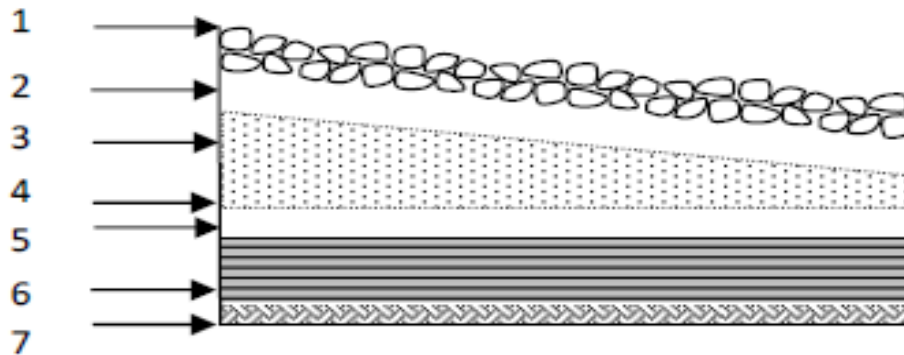


Figure II.6 : Coupe verticale du dernier plancher (terrasse inaccessible).

N°	Elément	Épaisseur(m)	poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	20	1.00
2	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	13.75	2.75
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.20
G total				5.83

Tableau II.3 : Calcul de la charge permanente de plancher terrasse.

B. Plancher d'étage courant

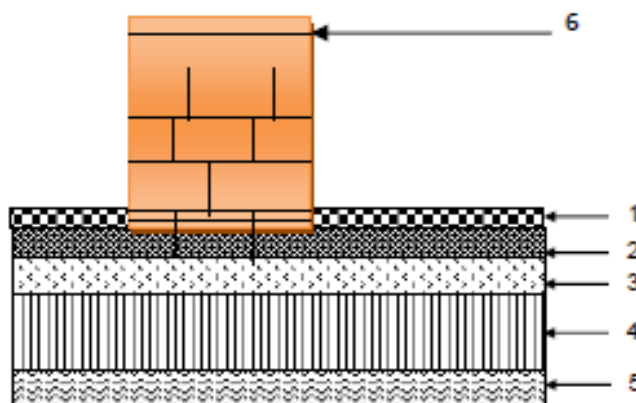


Figure II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.

❖ Etage à usage d'habitation

N°	Elément	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	revêtement carrelage	0.02	20	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.4
3	couche de sable	0.02	18	0.54
4	Plancher en corps creux	0.20	/	2.75
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.1
6	Cloison de séparation	0.1	9	0.9
G total				5.06

Tableau II.4 : Calcul de la charge permanente de l'étage usage d'habitation.

C. Maçonnerie

❖ Mur extérieur

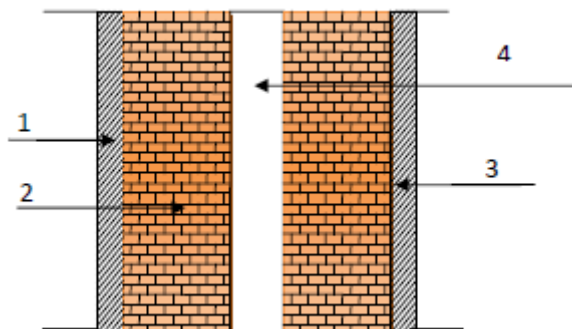


Figure II.8 : Coupe verticale du mur extérieur.

N°	Elément	Épaisseur (m)	pds volumique[KN/m ³]	G [KN/m ²]
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse (intérieure et extérieure)	2 x 0.1 = 0.2	9	1.8
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
4	L'âme d'air	0.05	0	0
G total				2.36

Tableau II.5 : Calcul de la charge permanente des murs extérieurs.

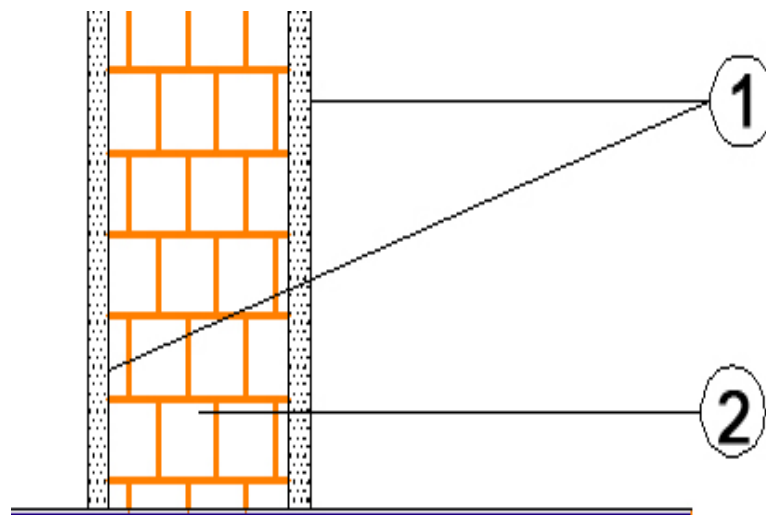
❖ Mur intérieur :

Figure II.9 : Coupe verticale du mur intérieur.

N°	Elément	Épaisseur(m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G total				1.3

Tableau II.6: Calcul de la charge permanente des murs intérieurs.

❖ Plancher en dalles pleine

N°	Elément	Épaisseur(m)	poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armée	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	20	0.40
6	Maçonnerie en brique interieur	/	/	1.30
G total				6.61

Tableau II.7: Calcul de la charge permanente de la dalle pleine.

II.5.2. Charge d'exploitation

Élément	Surcharges [KN/m ²]
Plancher RDC	2.5
Plancher étage de service	2.5
Plancher d'étage courant et attique	1.5
Plancher terrasse inaccessible	1
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

Tableau II.8: récapitulatif des surcharges d'exploitations.

II.5. Descente de charge**II.5.1. Définition de la descente de charge**

La descente de charges consiste en la détermination du cheminement des forces au sein de la structure, depuis leur point d'application initial jusqu'aux fondations. En règle générale, les charges se répartissent en fonction des zones attribuées à chaque élément porteur de la structure, à savoir les poutres, les poteaux ou les voiles. Ces zones spécifiques, délimitant la répartition des charges, sont désignées sous le terme de "surfaces d'influence".

II.5.2. Charges et surcharges revenant au poteau

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

Dans notre cas, on dimensionne le poteau (D6).

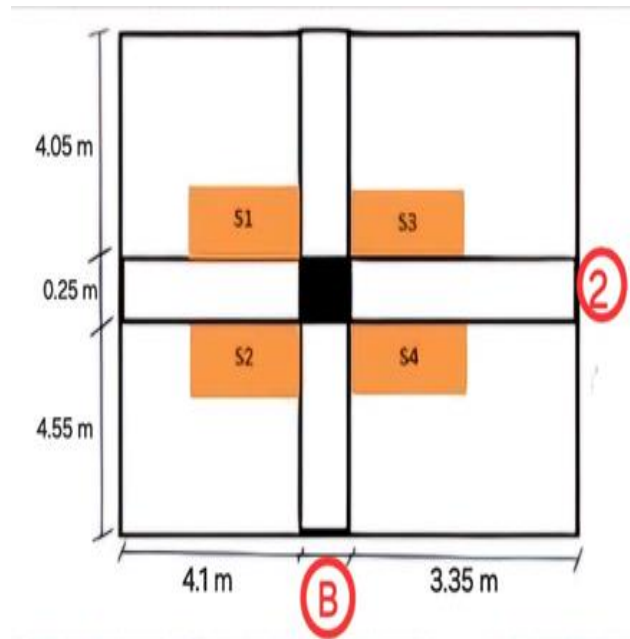


Figure II.10: Surface d'influence du poteau.

- **Surface nette :**

$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = (2.05 \times 2.025) + (2.05 \times 2.275) + (1.675 \times 2.025) + (1.675 \times 2.275)$$

$$S = 4.15 + 4.66 + 3.39 + 3.81 \longrightarrow S = 26.54 \text{ m}^2$$

- **Section brute :**

$$S = 8.86 \times 7.7 = 68.22 \text{ m}^2$$

II.6.3. Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence

a. Poids du plancher : $P = G_{\text{plancher}} \times S$

- **Etage courant et RDC**

$$P_{\text{Plancher}} = G_{\text{Plancher}} \times S = 5,06 \times 26,54 = 134.29 \text{ KN}$$

- **Terrasse inaccessible**

$$P_{\text{Plancher}} = G_{\text{Plancher}} \times S = 5,83 \times 26,54 = 154.73 \text{ KN}$$

b. Poutre :

$$P_{\text{Poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L \quad \text{Avec } \rho: \text{ Poids volumique du béton } 25 \text{ KN /m}^3$$

L : longueur de la poutre

Les poutres principales (30 x 40) cm² $P_{PP} = (b \times h \times \rho) \times L = 0,30 \times 0,40 \times 25 \times 4,8 = 14.4 \text{ KN}$

Les poutres secondaires (25x 30) cm² $P_{PS} = (b \times h \times \rho) \times L = 0,25 \times 0,30 \times 25 \times 4,15 = 7.78 \text{ KN}$

D'où le poids total : $P = P_{ps} + P_{PP} = 14,4 + 7,78 = 22.18 \text{ KN}$

c. Les poteaux

$$P = S \times \rho \times h_e$$

Avec :

- **S** : section des poteaux en zone IIa $\geq 25\text{cm}$ (RPA 99/version 2003).
- **ρ** : Poids volumique du béton 25 KN/m^3 .
- **he**: hauteur d'étage.

- **Pour le RDC**

$$P = S \times \rho \times h_e = (0,25.0,25) \times 25 \times 4.08 = 6.375 \text{ KN}$$

- **Pour étage de service**

$$P = S \times \rho \times h_e = (0,25.0,25) \times 25 \times 3.40 = 5.31 \text{ KN}$$

- **Les étages courants et l'étage attique**

$$P = S \times \rho \times h_e = (0,25.0,25) \times 25 \times 3.06 = 4.78 \text{ KN}$$

d. Surcharge d'exploitation

- **Plancher terrasse:** $Q = 1 \times 68.22 = 68.22 \text{ KN}$
- **Plancher étage courant :** $Q = 1.5 \times 26.54 = 23.57 \text{ KN}$
- **RDC :** $Q = 3.5 \times 26.54 = 92.89 \text{ KN}$

II.5.4. Dégression des surcharges d'exploitations (DTR.B.C2.2.art.6.3)

Les dispositions du code BAEL 99 imposent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation, en particulier dans le cas des bâtiments comportant un grand nombre d'étages (ou niveaux), où les utilisations des différents niveaux peuvent être considérées comme indépendantes les unes des autres. Le nombre minimum d'étages requis pour que la loi de dégression soit prise en compte est de cinq (05), ce qui est le cas pour le bâtiment sous examen.

Par conséquent, nous pouvons utiliser la formule recommandée par le DTR B.C 2.2, qui traite des charges permanentes et des charges d'exploitation. La loi de dégression est donc définie de la manière suivante :

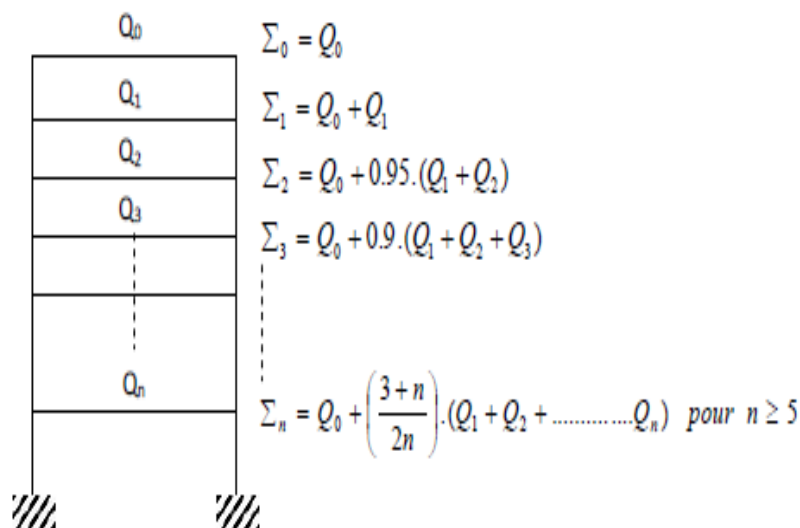


Figure II.11 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

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

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

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

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

Coefficients de dégression de surcharges

NIVEAUX	EA	8	7	6	5	4	3	2	1	ES	RDC
COEFFICIENTS	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687	0.667	0.650

Tableau II.9: Coefficients de dégression de surcharges.

Les surcharges cumulées :

Niveaux	Opération
terrasse	Q_0
8	$Q_0 + Q_1$
7	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
6	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
5	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
4	$Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
3	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
2	$Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
1	$Q_0 + 0.687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
ES	$Q_0 + 0.667(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$
RDC	$Q_0 + 0.650(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

Tableau II.10: Les surcharges cumulées.

Application numérique

Niveaux	Opération	Résultats [KN]
Etage Attique	68.22 KN	68.22
8	$68.22 + 39.81$	108.03
7	$68.22 + 0,95 \times (39.81 \times 2)$	143.86
6	$68.22 + 0,9 \times (39.81 \times 3)$	175.7
5	$68.22 + 0,85 \times (39.81 \times 4)$	203.57
4	$68.22 + 0,8 \times (39.81 \times 5)$	227.46
3	$68.22 + 0,75 \times (39.81 \times 6)$	247.36
2	$68.22 + 0,714 \times (39.81 \times 7)$	267.19
1	$68.22 + 0,687 \times (39.81 \times 8)$	287.01
ES	$68.22 + 0,667 \times (39.81 \times 9)$	307.19
RDC	$68.22 + 0,650 \times (39.81 \times 9 + 92.89)$	393.9

Tableau II.11: Résultats des surcharges cumulées.

Dimensionnement des poteaux

Niveau	Poids des planchers (KN)	Poids des poteaux (KN)	Poids des poutres (KN)	G total (KN)	G cumulé (KN)	Q cumulé (KN)	$N_d = G_c + Q_c$	S_{min} (cm ²)	L_{min} (cm)	S adoptée (cm ²)
Etage attique	154.73	4.78	22.18	181.69	181.69	68.22	249.91	333.21	18.25	35×35
Etage 8	134.29	4.78	22.18	161.25	342.94	108.03	450.97	601.29	24.52	35×35
Etage 7	134.29	4.78	22.18	161.25	504.19	143.86	648.05	864.066	29.39	35×35
Etage 6	134.29	4.78	22.18	161.25	665.44	175.7	841.14	1121.52	33.48	40×40
Etage 5	134.29	4.78	22.18	161.25	826.69	203.57	1030.26	1373.68	37.06	40×40
Etage 4	134.29	4.78	22.18	161.25	987.94	227.46	1215.4	1520.53	38.9	40×40
Etage 3	134.29	4.78	22.18	161.25	1149.19	247.36	1396.55	1862.06	43.15	45×45
Etage 2	134.29	4.78	22.18	161.25	1310.44	267.19	1577.63	1910.5	43.7	45×45
Etage 1	134.29	4.78	22.18	161.25	1471.69	287.01	1758.7	1939.8	44.04	45×45
ES	134.29	5.31	22.18	161.78	1633.47	307.19	1940.66	2287.5	47.82	50×50
RDC	134.29	6.375	22.18	162.845	1796.315	393.9	2190.2	2405.26	49.04	50×50

Tableau II.12 : Pré dimensionnement des poteaux.

Remarque : Il est à noter que les sections des poteaux spécifiées dans ce chapitre pourraient être sujettes à des modifications à l'avenir pour les raisons suivantes :

- Si les sections des armatures métalliques requises dans les poteaux sont significativement accrues, il pourrait être nécessaire d'augmenter les sections en béton correspondantes.
- En cas de non-validation de la période de vibration de la structure.

Vérifications de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux est : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$ (BAEL91modifié99 ; B.8.3)

Avec : l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7l_0$) (BAEL91modifié99 ; B.8.3.3.1)

l_0 : hauteur libre du poteau

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

S : section transversale du poteau ($b \times h$).

I : moment d'inertie du poteau ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$).

$$\lambda = \frac{0,7 \times l_0 \sqrt{12}}{b} = 2,42 \frac{l_0}{B}$$

Section des poteaux (cm ²)	$I = \frac{b \times h^3}{12} \times 10^{-2}$ (m ⁴)	$i = \sqrt{\frac{I}{S}} \times 10^{-2}$ (m)	Lo (m)	Lf (m)	$\lambda = \frac{L_f}{i}$	Vérification
(30x30)	0,068	0,866	3,06	2,14	24,47	Condition vérifiée
(35x35)	0,125	1,010	3,06	2,14	21,18	Condition vérifiée
(40x40)	0,213	1,155	3,06	2,14	18,52	Condition vérifiée
(45x45)	0,342	1,299	3,06	2,14	16,64	Condition vérifiée
(50x50)	0,521	1,443	3,40	2,38	16,49	Condition vérifiée
(50x50)	0,521	1,443	4,08	2,856	19,79	Condition vérifiée

Tableau II.13. Vérification des poteaux au flambement

Remarque : Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement: $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Conclusion

À ce stade, nous avons réalisé une pré-dimensionnement de tous les éléments structuraux de cet ouvrage. Il est important de noter que les sections obtenues à ce stade ne sont pas définitives, car elles peuvent être modifiées après la réalisation de l'étude dynamique. Par conséquent, nous avons choisi de procéder au pré-dimensionnement conformément aux paramètres suivants :

- **Plancher à corps creux :** 16 + 4 cm
- **Poutre**
 - ✓ Poutres principales : (25x40) cm².
 - ✓ Poutres secondaires : (25x35) cm².
- **Poteaux ;**

Niveau	S adoptée (cm ²)
Etage attique	35×35
Etage 8	35×35
Etage 7	35×35
Etage 6	40×40
Etage 5	40×40
Etage 4	40×40
Etage 3	45×45
Etage 2	45×45
Etage 1	45×45
EA	50×50
RDC	50×50

Tableau II.14. Résumé des sections adoptées pour poteaux.

- **Voiles :** Épaisseur de 20 cm (longueur minimale égale à 80 cm).

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul des éléments secondaires ou non-structuraux présents dans notre construction. Ces éléments ne contribuent pas au contreventement de la structure et ne remplissent donc pas une fonction porteuse. Ils sont considérés comme étant soumis à des charges négligeables par rapport aux sollicitations sismiques et seront dimensionnés selon les prescriptions de la norme BAEL91 ainsi qu'aux exigences du RPA99 version 2003 en termes des ferrillages minimaux ou maximaux et des dispositions constructives.

Les éléments pris en compte dans ce calcul comprennent :

1. L'acrotère ;
2. Le plancher à corps creux ;
3. Les poutrelles ;
4. La dalle de la salle machine ;
5. L'escalier ;

III .1. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de protection qui se trouve au niveau supérieure de l'ouvrage sur tout le périphérique, il forme une paroi, contre toute chute, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale ($Q = 1 \text{KN/ml}$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moments de flexion (M) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de 1m de largeur.

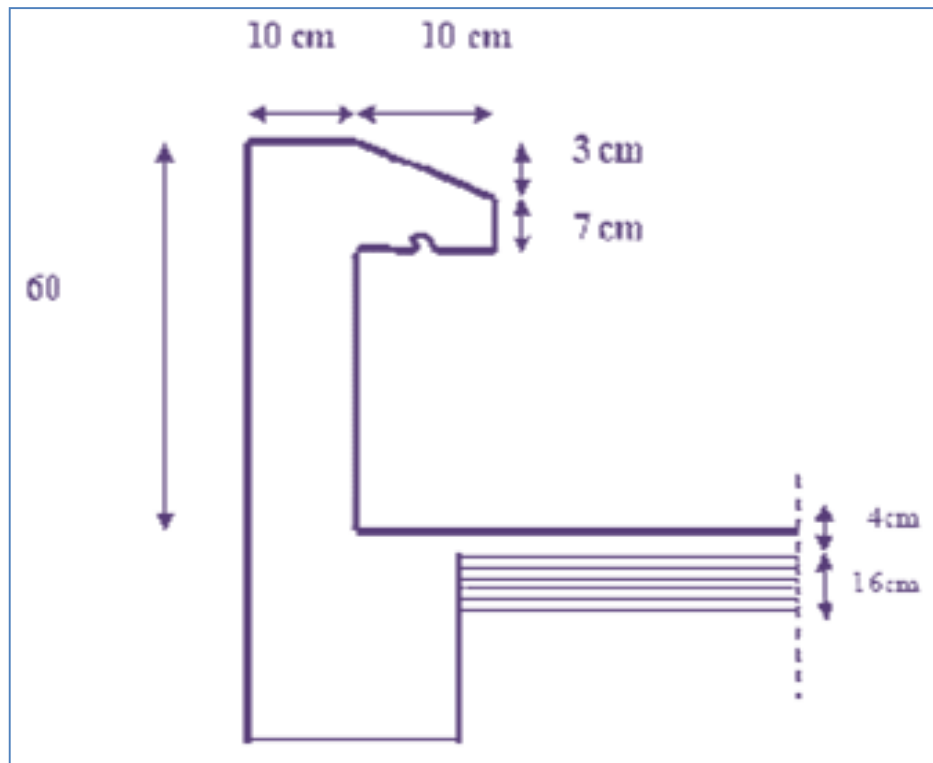


Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

III .1.1 Dimensionnement de l'acrotère

- Hauteur : 60 cm
- Epaisseur : 10cm
- La surface longitudinale (S) : $S = (0.1 \times 0.06)/2 + (0.1 \times 0.08) + (0.6 \times 0.1) = 0.071 \text{ m}^2$

III .1.2 Calcul des efforts internes

- Poids propre de l'acrotère : $G = S \times \phi$

Avec : S : section longitudinale. ; ϕ : poids volumique du béton.

$$G = 0.071 \times 25 = 1.775 \text{ KN} \longrightarrow G = 1.775 \text{ KN}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$
- Effort Normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 = 1.775 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = Q \times H = 1 \text{ ml} \times 0.60 = 0.60 \text{ KN.m}$

III .1.3 Combinaison des charges

- A l'ELU : $1.35G + 1.5Q$

- Effort Normal de compression : $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.775 = 2.396 \text{ KN.m}$
- Moment fléchissant : $M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN}$

- A l'ELS

- Effort Normal de compression : $N_s = G = 1.775 \text{ KN/ml}$
- Moment fléchissant : $M_s = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_s = Q = 1.5 \text{ KN}$

Diagramme des efforts :

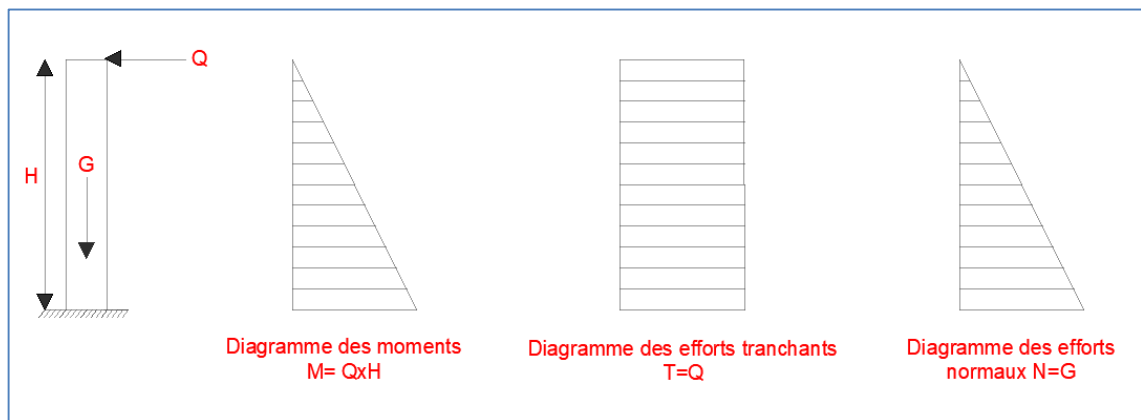


Figure III.2: Diagrammes des efforts internes.

III .1.4 Ferrailage

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s). Le calcul se fera pour une bande d'un mètre.

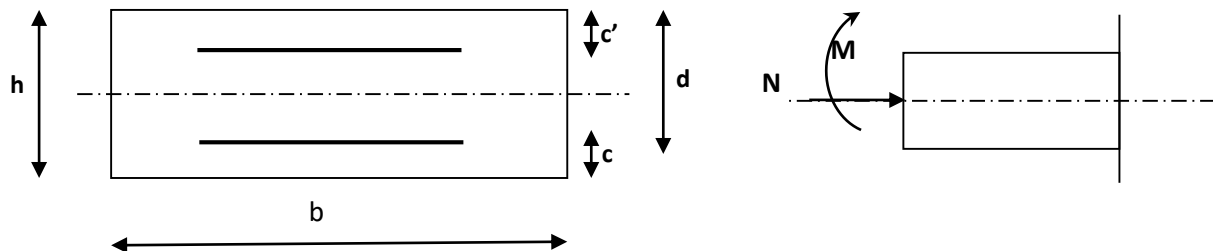


Figure III.3: La section d'armature

Avec :

h : Epaisseur de la section ($h = 10 \text{ cm}$).

b : Largeur de la section ($b = 100 \text{ cm}$).

c et c' : Enrobage ($c = c' = 2 \text{ cm}$).

d : Hauteur utile ($h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$).

Mr : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

Avec : $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$

Et les paramètres suivants :

- **Cp :** centre de pression.
- **eu :** excentricité.
- **a :** distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures.
- **C :** l'enrobage.
- **Mu :** moment dû à la compression.
- **Nu :** effort de compression.

III.1.4.1 Position du centre de pression

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.03 = 0.02 \text{ m} = 2 \text{ cm}$$

$$eu = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.396} - 0.03 = 0.375 \text{ m} = 38 \text{ cm} \longrightarrow eu = 38 \text{ cm}$$

$eu > \frac{h}{2} - c$; le centre de pression étant dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une **section partiellement comprimée**.

III.1.4.2 Calcul des armatures en flexion simple , section fictive

- Moment fictif

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec} \quad g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

g : distance entre le centre de compression et centre de gravité de la section des armatures tendues.

$$M_f = 2.396 \times (0.380 + 0.02) = 0,958 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad M_f = 0,958 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.958 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.014$$

$\mu_u = 0.014 < \mu_l = 0.392$; la section est simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire $A_{sc}=0$.

$$\mu_u = 0.014 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.993$$

III.1.4.3 Les armatures fictives (flexion simple)

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{avec: } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.993$$

$$A_{stf} = \frac{0.958 \times 10^6}{0.993 \times 70 \times 435} = 31.6 \text{ mm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_{stf} = 0.316 \text{ cm}^2$$

III.1.4.4 Les armatures réelles (flexion composée)

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = 0.316 - \frac{2.396 \times 10^3}{435 \times 10^2} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

III.1.4.5 Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

III 1.5 Vérifications

III 1.5.1 Vérifications à l'ELU

III 1.5.1.1 Condition de non fragilité : (BAEL91/Art A.4.2.1)

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{500} = 0.67 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,05 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0,67 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III 1.5.1.2 Vérification au cisaillement : (Art III.2.BAEL 99)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.02 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5}; 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,02 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III 1.5.1.3 Vérification de l'adhérence dans les barres : (Art 6.1.3 BAEL91)

$$\text{Il faut vérifier que : } \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec

- Ψ_s : coefficient de scellement. Tell que $\Psi_s = 1,5$ pour barre de haute adhérence.
- $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\text{Tell que } \sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.23 \text{ Mpa} \quad \tau_{se} = 0.23 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

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

III 1.5.1.4 Vérification des espacements des barres (Art A.4.5,33/BAEL 91 modifiée 99)

La fissuration est préjudiciable

- Armatures principales

$$St \leq \min \{ 3h ; 33 \text{ cm} \} = \{ 3 \times 10 ; 33 \text{ cm} \} = \{ 30 ; 33 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

- Armatures de répartition

$$St \leq \min \{ 4h ; 45 \text{ cm} \} = \min \{ 4 \times 10 ; 45 \text{ cm} \} = \{ 40 ; 45 \text{ cm} \} = 40 \text{ cm}$$

$$St = 28 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

III.1.5.2 Vérifications à l'ELS

III.1.5.2.1 Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)

- Vérification des contraintes dans l'acier

La fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier que

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

Avec

- $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ $f_e = 500 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- η : coefficient de fissuration tel que $\eta = 1.6$ pour $HA\emptyset \geq 6 \text{ mm}$

$$\text{donc} \quad \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\longrightarrow \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho_1 = 0.287 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.915 \\ K_1 = 43.82 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{0.60 \times 10^3}{2.01 \times 0.915 \times 7} = 46.6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 46.60 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III .1.5.2.2 Vérification des contraintes dans le béton

il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{46.6}{43.82} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.06 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III .1.5.2.3 Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99/version 2003 Art.6.2.3)

On doit vérifier que : $F_p \leq Q = 1 \text{ KN/ml}$

L'RPA 99 version 2003 nous préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante : $F_p = 4.A.C_p.W_p$

Avec

- **A** : coefficient d'accélération de la zone tel que $A=0.15$ Pour une zone IIa et de groupe d'usage 2. (RPA99/version 2003 Art.4.2.3 Tab 4.1)
- **C_p** : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art.4.2.3 Tab 4.1) dans notre cas : $C_p = 0.8$
- **W_p** : poids de l'acrotère = 1.775 KN/ml.

$$\text{D'où } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.775 = 0.852 \text{ KN/ml.}$$

$$\longrightarrow F_p = 0.852 \text{ KN/ml} \leq Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Conclusion

Ferrailage adopté : Armatures principales : **4HA8/ml = 2,01 cm²** avec : **S_t = 25 cm**

Armatures de répartition : **4HA8/ml = 2,01 cm²** avec : **S_t = 25 cm**

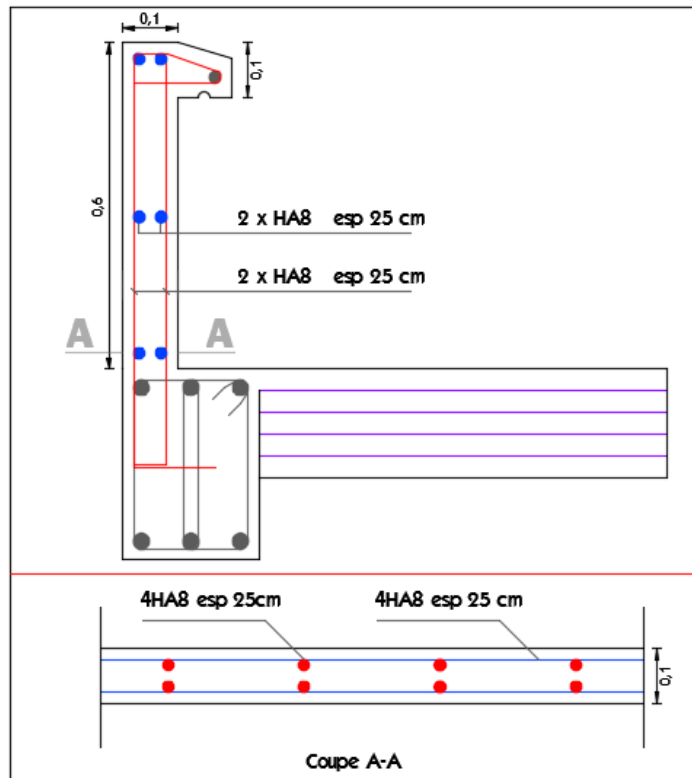


Figure III.4: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III .2. Plancher en corps creux

La structure comporte des planchers en corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal (le sens de la petite portée) et sur lesquelles repose le corps creux.

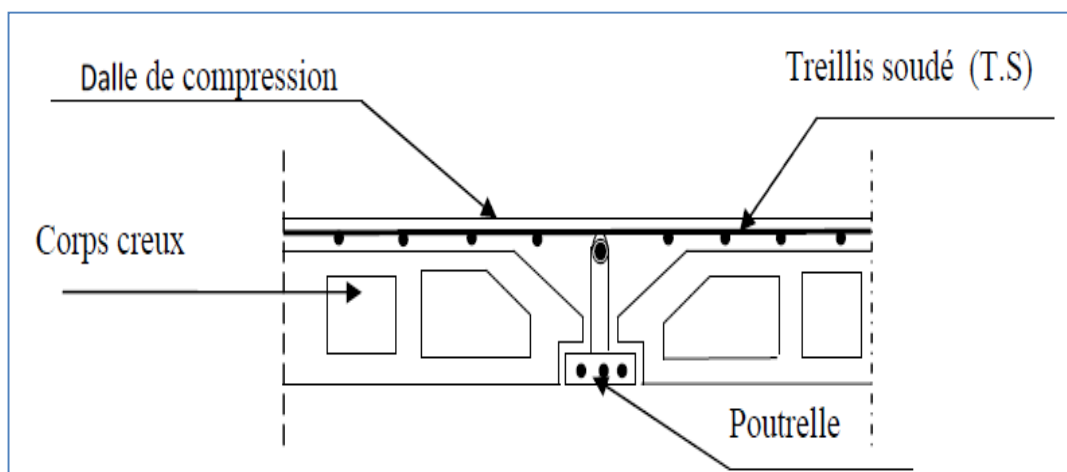


Figure III.5 : Coupe verticale sur un plancher en corps creux.

Les poutrelles sont des sections en Té, distantes de **65 cm** entre axes, elles possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu.

III .2.1. Etude de la dalle de compression

La table de compression de 4 à 5 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont le but de :

- Limiter l'effet des efforts appliqués et de répartir les forces sur toute la surface.
- limiter les risques de fissurations par retrait.
- répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Le BA91modifié 99 (article B.6.8.423) nous interdit de dépasser les valeurs suivantes comme dimensions des mailles :

- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles,
- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

III 2.1.1 Calcul des armatures

III 2.1.1.1 Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Avec :

- $L = 65 \text{ cm}$; distance entre axes des poutrelles ($50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$)
- A_{\perp} : section d'armatures (cm^2 / ml)
- f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$$\longrightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adoptera $A_{\perp} = 6T6/ \text{ml} = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

III 2.1.1.2 Armatures parallèles aux poutrelles

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

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

On adoptera $A_{//} = 6T6/ \text{ml} = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

Conclusion : nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(6 \times 6 \times 150 \times 150) \text{ mm}^2$.

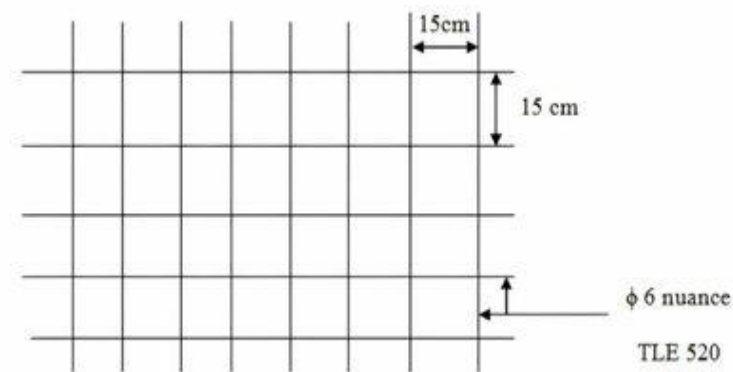


Figure III.6 : Treillis soudé de $(15 \times 15) \text{ cm}^2$.

III 3. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives (voisine).

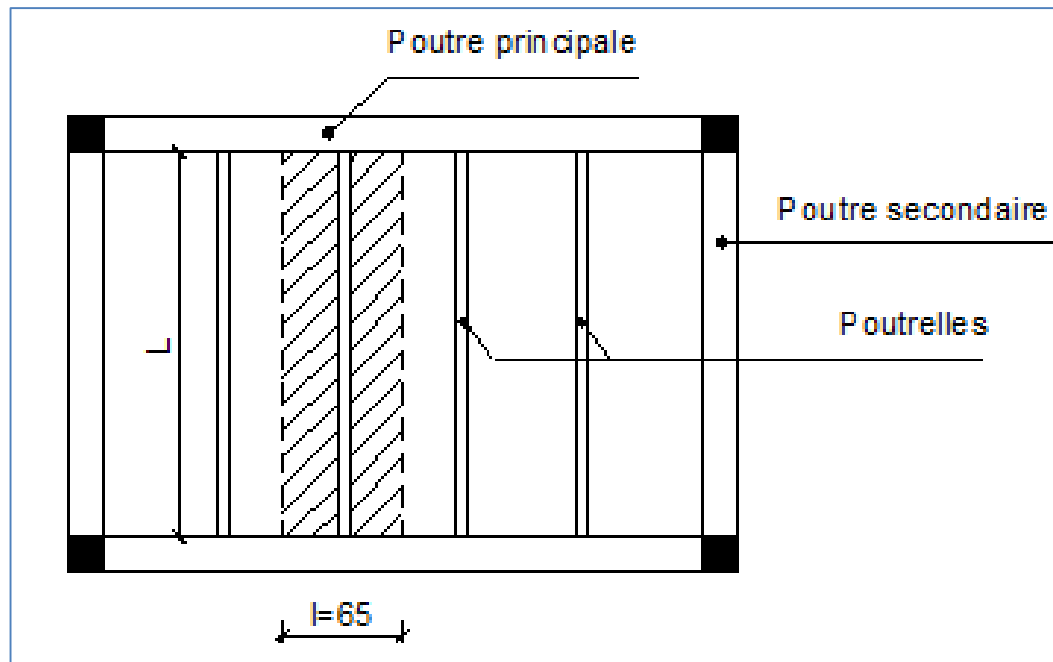


Figure III .7 : Vue en plan de plancher a corps creux.

III 3.1 Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles suit deux critères :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- **Critère de la continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les

Poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de cette dernière :

III 3.1.1 1ère étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales.

Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids du corps creux et le poids de la main d'œuvre.

➤ Le chargement :

- Poids propre de la poutrelle : $G_p = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$.
- Poids propre de corps creux : $G_c = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$.

- Poids propre total : $G_t = G_p + G_c = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$.
- La surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

➤ **La combinaison des charges:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.72 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Ferraillage à l'état limite ultime (ELU) :**

- **Moment en travée :**

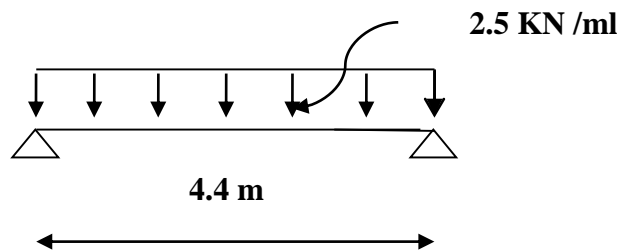


Figure III.8 : schéma statique de la poutre en travée.

$$M_t = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.4)^2}{8} = 6.05 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

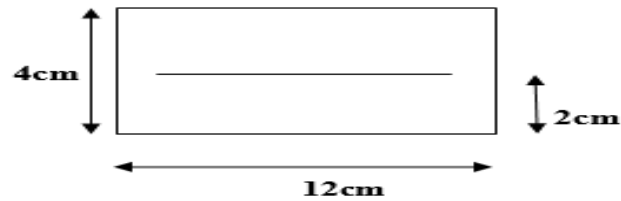
$$\tau_U = \frac{qu \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.4}{2} = 5.5 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des armatures :**

Soit l'enrobage $c=2\text{cm}$.

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.05 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 8.87 > \mu_l = 0.392$$



On a :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

Donc c'est une section doublement armée (SDA).

Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles sont soumises avant coulage. Ces étais sont en général distants de (0.80 à 1.20) m.

III 3.1.2. 2ème étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en **Té** reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

➤ Le chargement :

- **Plancher étage courant :**

- Charges permanentes : $G = 5.06 \times 0.65 = 3.289 \text{ KN/ml}$
- Charges d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

- **Plancher RDC (commercial) :**

- Charges permanentes : $G = 5.06 \times 0.65 = 3.289 \text{ KN/ml}$.
- Charges d'exploitation : $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN/ml}$.

- **Plancher terrasse inaccessible :**

- Charges permanentes : $G = 5.89 \times 0.65 = 3.828 \text{ KN/ml}$.
- Charges d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$.

➤ **Combinaison des charges :**

• **Plancher étage courant :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.289 + 1.5 \times 0.975 = 5.903 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.289 + 0.975 = 4.264 \text{ KN/ml.}$$

• **Plancher RDC (commercial) :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.289 + 1.5 \times 2.275 = 7.853 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.289 + 2.275 = 5.564 \text{ KN/ml.}$$

• **Plancher étage terrasse inaccessible**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.828 + 1.5 \times 0.65 = 6.14 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.828 + 0.65 = 4.48 \text{ KN/ml.}$$

Remarque :

Comme on prend toujours le cas le plus défavorable dans les calculs ; ici c'est le plancher RDC à usage commercial, donc on utilisera pour le calcul du ferrailage :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.289 + 1.5 \times 2.275 = \mathbf{7.853 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.289 + 2.275 = \mathbf{5.564 \text{ KN/ml}}$$

III 3.2 Détermination des poutres à étudier :

Nous avons trois types de poutres à calculer avec un nombre d'appuis et de travées différent pour chaque type :

• **1^{er} cas :**

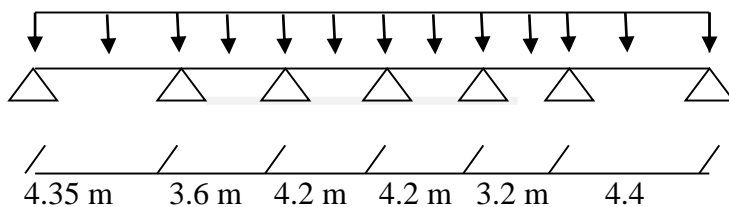


Figure III.9 : schéma statique de la poutre du 1^{er} cas.

- 2^{ème} cas :

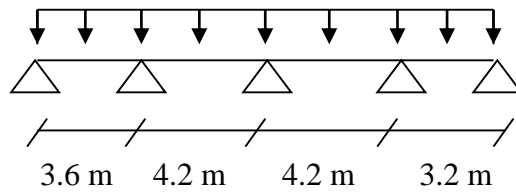


Figure III.10 : schéma statique de la poutre du 2^{ème} cas.

- 3^{ème} cas :

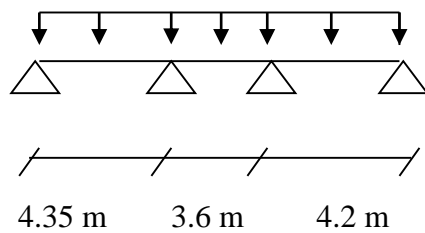


Figure III.11 : schéma statique de la poutre du 3^{ème} cas

III 3.3 Choix de la méthode de calcul :

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

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

III 3.3.1 Méthode forfaitaire

➤ Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- La valeur de la surcharge respecte la condition suivante : $Q \leq 2G$ ou 5 KN/m^2 .
- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25 .

➤ Principe de la méthode : (BAEL91/(modifié 99) Art B.2.11) :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et au niveau des appuis M_w et M_e à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de

moment M_0 dans la travée dite de comparaison, qui est supposée isostatique, Indépendante, de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

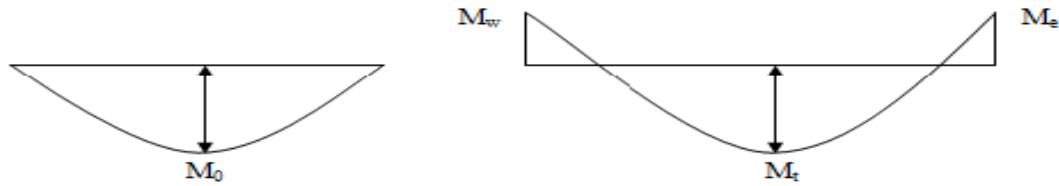


Figure III.12 : Diagrammes des moments (principe de la méthode forfaitaire).

➤ **Domaine d’application de la méthode : (BAEL91/Art B.6.2.210) :**

La méthode forfaitaire s’applique aux constructions courantes dont les charges d’exploitations restent modérées c’est-à-dire : $Q \leq \max \{2G, 5KN\}$

➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (article : B.6.2.210) :**

Nous considérons pour nos calculs, les planchers qui présentent le cas le plus défavorable a savoirs le plancher du RDC à usage commerciale pour notre cas.

a) $Q \leq \{2G; 5KN\}$

$$2 \times G = 2 \times 3.289 = 6.578 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.275 \leq \max \{6.578; 5\} = 6.578 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Les moments d’inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées **condition vérifiée.**

c) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{L_1}{L_{1+1}} \leq 1.25$$

• 1^{er} cas :

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4.35}{3.6} = 1.208 \leq 1.25$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{3.6}{4.2} = 0.85 \leq 1.25$$

$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{4.2}{4.2} = 1 \leq 1.25$$

$$\frac{L4}{L5} = \frac{4.2}{3.2} = 1.31 \geq 1.25$$

$$\frac{L5}{L6} = \frac{3.2}{4.4} = 0.72 \leq 1.25 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Car les portées des travées ne sont pas toutes dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

Conclusion : La méthode forfaitaire n'est pas applicable puisque l'une de ces conditions n'est pas vérifiée. Alors on applique la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre dans le calcul des moments aux appuis seulement $g = \frac{2}{3}g$

- pour le calcul des moments en travées on prend la totalité de des charges Permanentes.

- **2^{ème} cas :**

$$\frac{L2}{L3} = \frac{3.6}{4.2} = 0.85 \leq 1.25$$

$$\frac{L3}{L4} = \frac{4.2}{4.2} = 1 \leq 1.25$$

$$\frac{L4}{L5} = \frac{4.2}{3.2} = 1.31 \geq 1.25$$

Condition non vérifiée.

- **3^{ème} cas :**

$$\frac{L1}{L2} = \frac{4.35}{3.6} = 1.208 \leq 1.$$

$$\frac{L2}{L3} = \frac{3.6}{4.2} = 0.85 \leq 1.25$$

Condition vérifiée.

III 3.3.2 Application de la méthode Caquot minorée :

➤ **Type 01 :**

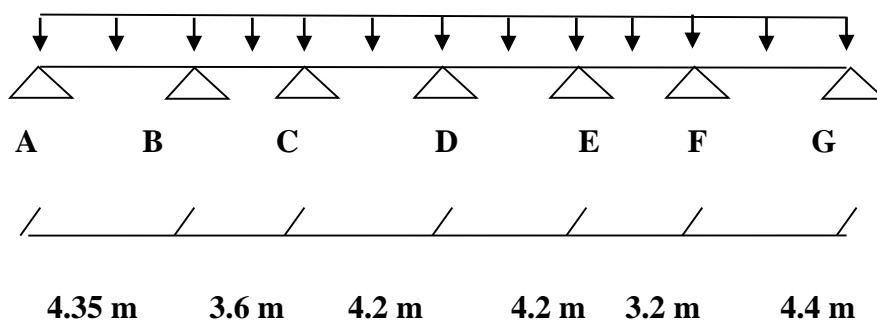


Figure III.13 : schéma statique de la poutre reposant sur sept appuis.

➤ **Moments aux appuis :**

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante :

$$M_i = \frac{(qg \times L'^3) + (qd \times L'^3 d)}{8.5 \times (L'g + L'd)}$$

Avec : - q_g , q_d : étant le chargement à gauche (respectivement à droite) de l'appui.

- L'_g , L'_d : étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

$$L = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Calcul des longueurs fictives :

$$L'_{AB} = L_{AB} = 4.35\text{m}$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} = 2.88\text{m}$$

$$L'_{CD} = 0.8 \times L_{CD} = 3.36\text{m}$$

$$L'_{DE} = 0.8 \times L_{DE} = 3.36\text{m}$$

$$L'_{EF} = 0.8 \times L_{EF} = 2.56\text{m}$$

$$L'_{FG} = L_{FG} = 4.4\text{m}$$

Les moments aux appuis :

• **A l'ELU :**

$$G' = 2/3 \times 3.289 = 2.19 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.35G' + 1.5Q = 1.35 \times 2.19 + 1.5 \times 2.275 = 6.37 \text{ KN/ml}$$

$$M_A = M_G = 0$$

$$M_B = \frac{6.37 \times (4.35^3 + 2.88^3)}{8.5 \times (4.35 + 2.88)} = -11 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{6.37 \times (2.88^3 + 3.36^3)}{8.5 \times (2.88 + 3.36)} = -7.425 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{6.37 \times (3.36^3 + 3.36^3)}{8.5 \times (3.36 + 3.36)} = -8.46 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \frac{6.37 \times (3.36^3 + 2.56^3)}{8.5 \times (3.36 + 2.56)} = -6.93 \text{ KN.m}$$

$$M_F = \frac{6.37 \times (2.56^3 + 4.4^3)}{8.5 \times (2.56 + 4.4)} = -11 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS:**

$$q_s = G' + Q = 2.19 + 2.275 = 4.47 \text{ KN/ml}$$

$$M_A = M_G = 0$$

$$M_B = \frac{4.47 \times (4.353 + 2.883)}{8.5 \times (4.35 + 2.88)} = -7.72 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{4.47 \times (2.883 + 3.363)}{8.5 \times (2.88 + 3.36)} = -5.21 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{4.47 \times (3.363 + 3.363)}{8.5 \times (3.36 + 3.36)} = -5.93 \text{ KN.m}$$

$$M_E = \frac{4.47 \times (3.363 + 2.563)}{8.5 \times (3.36 + 2.56)} = -4.86 \text{ KN.m}$$

$$M_F = \frac{4.47 \times (2.563 + 4.43)}{8.5 \times (2.56 + 4.4)} = -7.72 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments aux travées :**

Les moments aux travées sont donnés par l'expression suivante :

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left\{ 1 - \frac{X}{L} \right\} + M_d \times \left\{ \frac{X}{L} \right\} = \frac{q_x}{2} \times (L-X) \times M_g \left\{ 1 - \frac{X}{L} \right\} + M_d \times \left\{ \frac{X}{L} \right\}$$

Travée AB :

- **A l'ELU :**

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{4.35 \times 7.853} = 1.85 \text{ m}$$

$$M(1.85) = \frac{7.853 \times 1.85 \times (4.35 - 1.85)}{2} - 11 \times \frac{1.85}{4.35}$$

$$M_{tAB}^{\text{Max}} = 13.48 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{4.35 \times 5.564} = 1.85 \text{ m}$$

$$M(1.85) = \frac{5.564 \times 1.85 \times (4.35 - 1.85)}{2} - 7.72 \times \frac{1.85}{4.35}$$

$$M_{tAB}^{\text{Max}} = 9.58 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

- A l'ELU:

$$x = \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{3.6 \times 7.853} = 1.92 \text{ m}$$

$$M(1.92) = \frac{7.853 \times 1.92 \times (3.6 - 1.92)}{2} - 11 \times \left(1 - \frac{1.92}{3.6}\right) - 7.425 \times \frac{1.92}{3.6}$$

$$M_{tBC}^{\text{Max}} = 3.56 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS:

$$x = 1.92 \text{ m}$$

$$M_{tBC}^{\text{Max}} = 2.43 \text{ KN.m}$$

Travée CD:

- A l'ELU:

$$x = 2.07 \text{ m}$$

$$M_{tCD}^{\text{Max}} = 9.38 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS:

$$x = 2.07 \text{ m}$$

$$M_{tCD}^{\text{Max}} = 6.7 \text{ KN.m}$$

Travée DE:

- A l'ELU:

$$x = 2.15 \text{ m}$$

$$M_{tCD}^{\text{Max}} = 9.62 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS:

$$x = 2.15 \text{ m}$$

$$M_{tCD}^{\text{Max}} = 6.87 \text{ KN.m}$$

Travée EF:

- A l'ELU:

$$x = 1.44\text{m}$$

$$M_{\text{tEF}}^{\text{Max}} = 1.63\text{KN.m}$$

- A l'ELS:

$$x = 1.44\text{m}$$

$$M_{\text{tEF}}^{\text{Max}} = 0.912\text{KN.m}$$

Travée FG:

- A l'ELU:

$$x = 2.52\text{m}$$

$$M_{\text{tFG}}^{\text{Max}} = 13.9\text{KN.m}$$

- A l'ELS:

$$x = 2.52\text{m}$$

$$M_{\text{tFG}}^{\text{Max}} = 9.88\text{KN.m}$$

➤ **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$V_{i-1} = \frac{qL}{2} + \frac{(M_i - M_{i-1})}{L_i}$$

$$V_i = -\frac{qL}{2} + \frac{(M_i - M_{i-1})}{L_i}$$

- A l'ELU

Travée AB :

$$T_A = \frac{qu \times LAB}{2} + \frac{MB - MA}{LAB} = \frac{7.853 \times 4.35}{2} + \frac{-11}{4.35} = 14.55\text{KN}$$

$$T_B = \frac{-qu \times LAB}{2} + \frac{MB - MA}{LAB} = \frac{-7.853 \times 4.35}{2} + \frac{-11}{4.35} = -19.61\text{KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{qu \times LBC}{2} + \frac{MC - MB}{LBC} = \frac{7.853 \times 3.6}{2} + \frac{-7.425 + 11}{3.6} = 15.13\text{KN}$$

$$T_C = \frac{-qu \times LBC}{2} + \frac{MC - MB}{LBC} = \frac{-7.853 \times 3.6}{2} + \frac{-7.425 + 11}{3.6} = -13.14\text{KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{qu \times LCD}{2} + \frac{MD - MC}{LCD} = \frac{7.853 \times 4.2}{2} + \frac{-8.46 + 7.425}{4.2} = 16.24\text{KN}$$

$$T_D = \frac{-qu \times LCD}{2} + \frac{MD - MC}{LCD} = \frac{-7.853 \times 4.2}{2} + \frac{-8.46 + 7.425}{4.2} = -16.73 \text{KN}$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{qu \times LDE}{2} + \frac{ME - MD}{LDE} = \frac{7.853 \times 4.2}{2} + \frac{-6.93 + 8.46}{4.2} = 16.13 \text{KN}$$

$$T_E = \frac{-qu \times LDE}{2} + \frac{ME - MD}{LDE} = \frac{-7.853 \times 4.2}{2} + \frac{-6.93 + 8.46}{4.2} = -16.85 \text{KN}$$

Travée EF :

$$T_E = \frac{qu \times LEF}{2} + \frac{MF - ME}{LEF} = \frac{7.853 \times 3.2}{2} + \frac{-10.98 + 6.93}{3.2} = 11.3 \text{KN}$$

$$T_F = \frac{-qu \times LEF}{2} + \frac{MF - ME}{LEF} = \frac{-7.853 \times 3.2}{2} + \frac{-10.98 + 6.93}{3.2} = -13.82 \text{KN}$$

Travée FG :

$$T_F = \frac{qu \times LFG}{2} + \frac{MG - MF}{LFG} = \frac{7.853 \times 4.4}{2} + \frac{10.98}{4.4} = 19.77 \text{KN}$$

$$T_G = \frac{-qu \times LFG}{2} + \frac{MG - MF}{LFG} = \frac{-7.853 \times 4.4}{2} + \frac{10.98}{4.4} = -14.78 \text{KN}$$

• **A l'ELS :**

Travée AB :

$$T_A = \frac{qs \times LAB}{2} + \frac{MB - MA}{LAB} = \frac{5.564 \times 4.35}{2} + \frac{-7.72}{4.35} = 10.32 \text{KN}$$

$$T_B = \frac{-qs \times LAB}{2} + \frac{MB - MA}{LAB} = \frac{-5.564 \times 4.35}{2} + \frac{-7.72}{4.35} = -13.87 \text{KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{qs \times LBC}{2} + \frac{MC - MB}{LBC} = \frac{5.564 \times 3.6}{2} + \frac{-5.21 + 7.72}{3.6} = 10.7 \text{KN}$$

$$T_C = \frac{-qs \times LBC}{2} + \frac{MC - MB}{LBC} = \frac{-5.564 \times 3.6}{2} + \frac{-5.21 + 7.72}{3.6} = -9.31 \text{KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{qs \times LCD}{2} + \frac{MD - MC}{LCD} = \frac{5.564 \times 4.2}{2} + \frac{-5.93 + 5.21}{4.2} = 11.50 \text{KN}$$

$$T_D = \frac{-qs \times LCD}{2} + \frac{MD - MC}{LCD} = \frac{-5.564 \times 4.2}{2} + \frac{-5.93 + 5.21}{4.2} = -11.85 \text{KN}$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{qs \times LDE}{2} + \frac{ME - MD}{LDE} = \frac{5.564 \times 4.2}{2} + \frac{-4.86 + 5.93}{4.2} = 11.93 \text{KN}$$

$$T_E = \frac{-qs \times LDE}{2} + \frac{ME - MD}{LDE} = \frac{-5,564 \times 4.2}{2} + \frac{-4.86 + 5.93}{4.2} = -11.42 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_E = \frac{qs \times LEF}{2} + \frac{MF - ME}{LEF} = \frac{5.564 \times 3.2}{2} + \frac{-7.70 + 4.86}{3.2} = 8.01 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{-qs \times LEF}{2} + \frac{MF - ME}{LEF} = \frac{-5.564 \times 3.2}{2} + \frac{-7.70 + 4.86}{3.2} = -9.78 \text{ KN}$$

Travée FG :

$$T_F = \frac{qs \times LFG}{2} + \frac{MG - MF}{LFG} = \frac{5.564 \times 4.4}{2} + \frac{7.70}{4.4} = 14 \text{ KN}$$

$$T_G = \frac{-qs \times LFG}{2} + \frac{MG - MF}{LFG} = \frac{-5.564 \times 4.4}{2} + \frac{7.70}{4.4} = -10.49 \text{ KN}$$

➤ **Conclusion : A l'ELU**

- Le moment max aux appuis : **$M_{a\max} = 11 \text{ KN.m}$**
- Le moment max en travée : **$M_{t\max} = 13.9 \text{ KN.m}$**
- L'effort tranchant max : **$T^{\max} = 19.77 \text{ KN}$**

➤ **Conclusion : A l'ELS**

- Le moment max aux appuis : **$M_{a\max} = 7.72 \text{ KN.m}$**
- Le moment max en travée : **$M_{t\max} = 9.88 \text{ KN.m}$**
- L'effort tranchant max : **$T^{\max} = 14 \text{ KN}$**

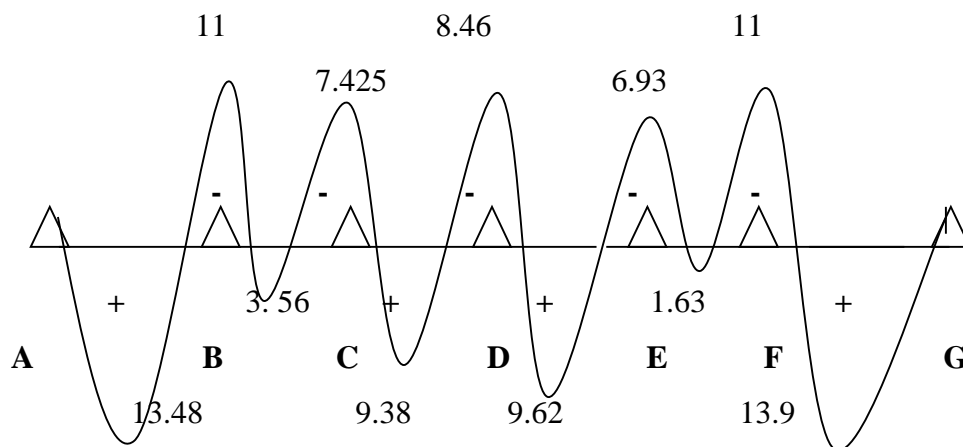


Figure III.14: diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

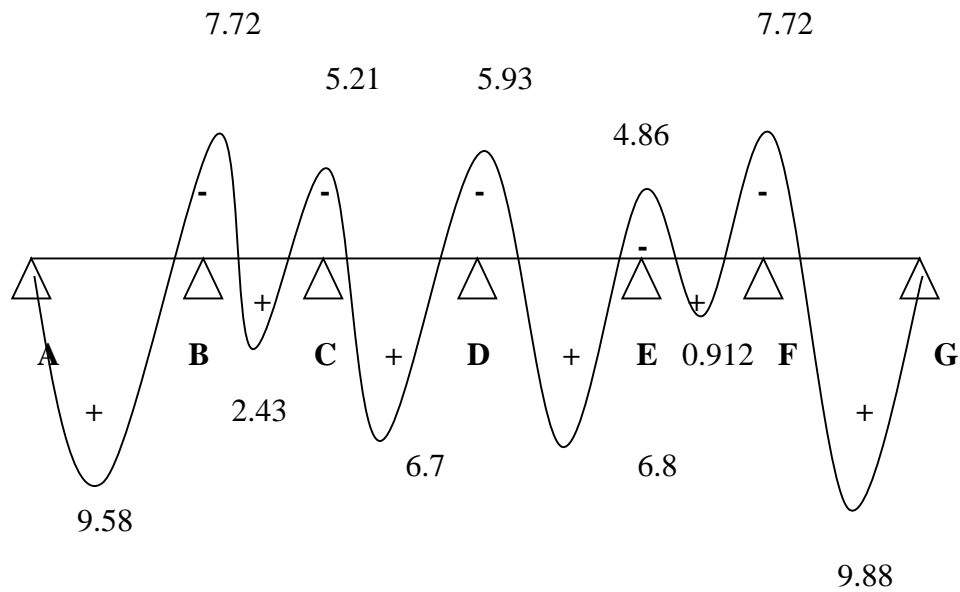


Figure III.15 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS

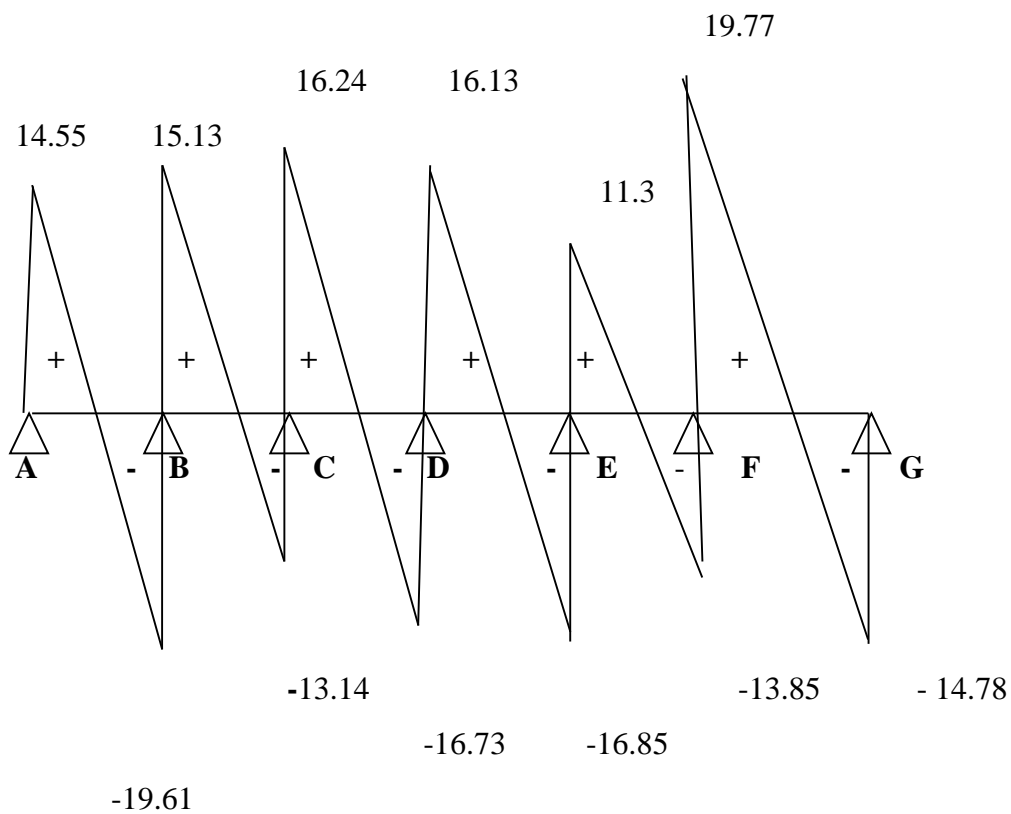


Figure III.16 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

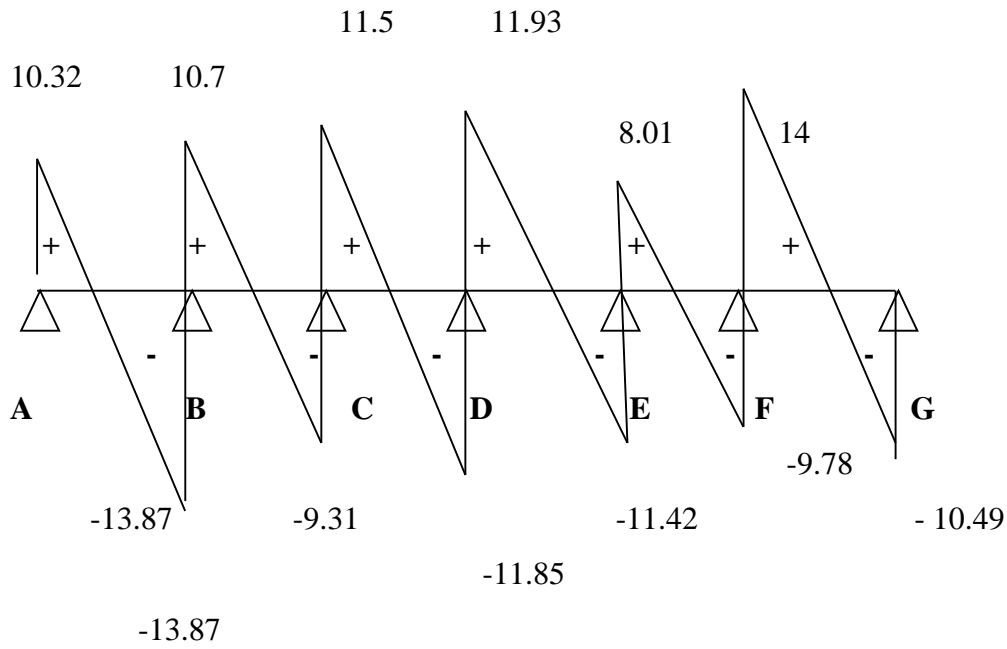


Figure III.17 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

➤ Type 02 :

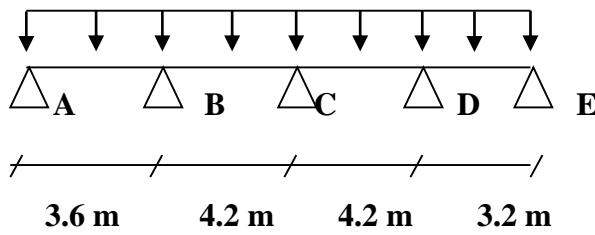


Figure III.18 : Schéma statique de la poutre reposant sur cinq appuis.

➤ Moments aux appuis :

Calcul des longueurs fictives :

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.6\text{m}$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} = 3.36\text{m}$$

$$L'_{CD} = 0.8 \times L_{CD} = 3.36\text{m}$$

$$L'_{DE} = L_{DE} = 3.2\text{m}$$

Les moments aux appuis :

• A P'ELU :

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = \frac{6.37 \times (3.6^3 + 3.36^3)}{8.5 \times (3.6 + 3.36)} = -9.1\text{KN.m}$$

$$M_C = \frac{6.37 \times (3.36^3 + 3.36^3)}{8.5 \times (3.36 + 3.36)} = -8.46 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{6.37 \times (3.36^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (3.36 + 3.2)} = -8.07 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS:**

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = \frac{4.47 \times (3.6^3 + 3.36^3)}{8.5 \times (3.6 + 3.36)} = -6.39 \text{ KN.m}$$

$$M_C = \frac{4.47 \times (3.36^3 + 3.36^3)}{8.5 \times (3.36 + 3.36)} = -5.93 \text{ KN.m}$$

$$M_D = \frac{4.47 \times (3.36^3 + 3.2^3)}{8.5 \times (3.36 + 3.2)} = -5.66 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments aux travées :**

Travée AB :

- **A l'ELU :**

$$x = \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{3.6 \times 7.853} = 1.48 \text{ m}$$

$$M(1.48) = \frac{7.853 \times 1.48 \times (3.6 - 1.48)}{2} - 9.1 \times \frac{1.48}{3.6}$$

$$M_{tAB}^{\text{Max}} = 8.58 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$x = 1.48 \text{ m}$$

$$M(1.48) = \frac{5.564 \times 1.48 \times (3.6 - 1.48)}{2} - 6.39 \times \frac{1.48}{3.6}$$

$$M_{tAB}^{\text{Max}} = 6.1 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

- **A l'ELU:**

$$x = \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{4.2 \times 7.853} = 2.12 \text{ m}$$

$$M(1.92) = \frac{7.853 \times 2.12 \times (4.2 - 2.12)}{2} - 9.1 \times \left(1 - \frac{2.12}{4.2}\right) - 8.46 \times \frac{2.12}{4.2}$$

$$M_{tBC}^{\text{Max}} = 8.53 \text{ KN.m}$$

A P'ELS:

$$x = 2.12\text{m}$$

$$M_{IBC}^{\text{Max}} = 6.11 \text{ KN.m}$$

Travée CD:• **A P'ELU:**

$$x = 2.11\text{m}$$

$$M_{ICD}^{\text{Max}} = 9.04 \text{ KN.m}$$

• **A P'ELS:**

$$x = 2.11\text{m}$$

$$M_{ICD}^{\text{Max}} = 6.47 \text{ KN.m}$$

Travée DE:• **A P'ELU:**

$$x = 1.92\text{m}$$

$$M_{ICD}^{\text{Max}} = 6.42 \text{ KN.m}$$

• **A P'ELS:**

$$x = 1.92\text{m}$$

$$M_{ICD}^{\text{Max}} = 4.58 \text{ KN.m}$$

➤ **Evaluation des efforts tranchants :**• **A P'ELU****Travée AB :**

$$T_A = \frac{qu \times LAB}{2} + \frac{MB - MA}{LAB} = \frac{7.853 \times 3.6}{2} + \frac{-9.1}{3.6} = 11.61 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-qu \times LAB}{2} + \frac{MB - MA}{LAB} = \frac{-7.853 \times 3.6}{2} + \frac{-9.1}{3.6} = -16.66 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{qu \times LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = \frac{7.853 \times 4.2}{2} + \frac{-8.46+9.1}{4.2} = 16.64KN$$

$$T_C = \frac{-qu \times LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = \frac{-7.853 \times 4.2}{2} + \frac{-8.46+9.1}{4.2} = -16.34KN$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{qu \times LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = \frac{7.853 \times 4.2}{2} + \frac{-8.07+8.46}{4.2} = 16.58KN$$

$$T_D = \frac{-qu \times LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = \frac{-7.853 \times 4.2}{2} + \frac{-8.07+8.46}{4.2} = -16.40KN$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{qu \times LDE}{2} + \frac{ME-MD}{LDE} = \frac{7.853 \times 3.2}{2} + \frac{8.07}{4.2} = 14.48KN$$

$$T_E = \frac{-qu \times LDE}{2} + \frac{ME-MD}{LDE} = \frac{-7.853 \times 3.2}{2} + \frac{8.07}{4.2} = -10.63KN$$

- **A P'ELS :**

Travée AB :

$$T_A = \frac{qs \times LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = \frac{5.564 \times 3.6}{2} + \frac{-6.39}{3.6} = 8.245KN$$

$$T_B = \frac{-qs \times LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = \frac{-5.564 \times 3.6}{2} + \frac{-6.39}{3.6} = -11.8KN$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{qs \times LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = \frac{5.564 \times 4.2}{2} + \frac{-5.93+6.39}{4.2} = 11.79KN$$

$$T_C = \frac{-qs \times LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = \frac{-5.564 \times 4.2}{2} + \frac{-5.93+6.39}{4.2} = -11.57KN$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{qs \times LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = \frac{5.564 \times 4.2}{2} + \frac{-5.66+5.93}{4.2} = 11.74KN$$

$$T_D = \frac{-qs \times LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = \frac{-5.564 \times 4.2}{2} + \frac{-5.66+5.93}{4.2} = -11.61KN$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{qs \times LDE}{2} + \frac{ME-MD}{LDE} = \frac{5.564 \times 3.2}{2} + \frac{5.66}{3.2} = 10.67KN$$

$$T_E = \frac{-qs \times LDE}{2} + \frac{ME-MD}{LDE} = \frac{-5.564 \times 3.2}{2} + \frac{5.66}{3.2} = -7.13KN$$

➤ **Conclusion : A l'ELU**

- Le moment max aux appuis : $M_{a\max} = 9.1 \text{ KN.m}$
- Le moment max en travée : $M_{t\max} = 9.04 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant max : $T^{\max} = 16.66 \text{ KN}$

➤ **Conclusion : A l'ELS**

- Le moment max aux appuis : $M_{a\max} = 6.39 \text{ KN.m}$
- Le moment max en travée : $M_{t\max} = 6.47 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant max : $T^{\max} = 11.8 \text{ KN}$

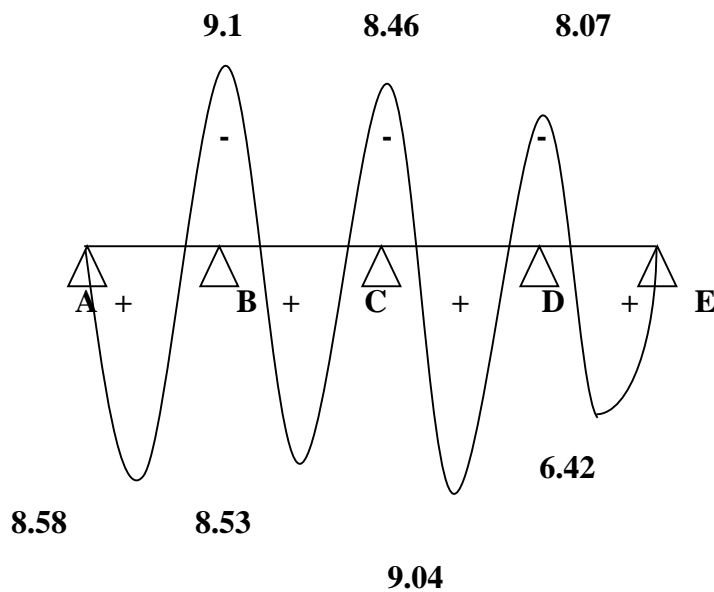


Figure III.19 : diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

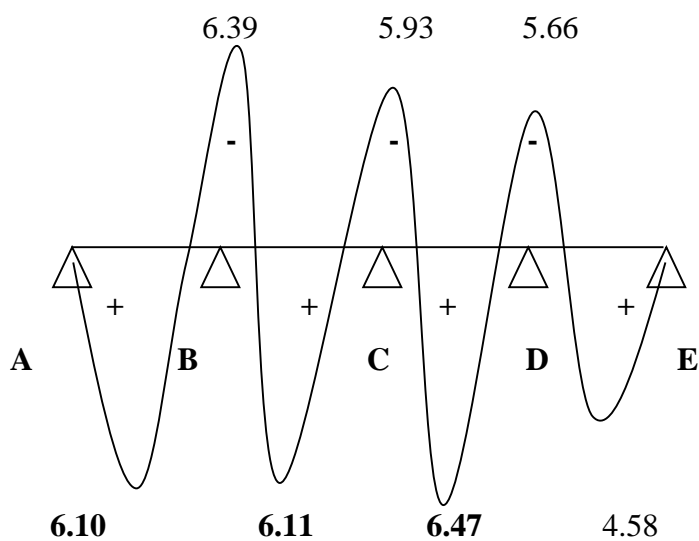


Figure III.20 : diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

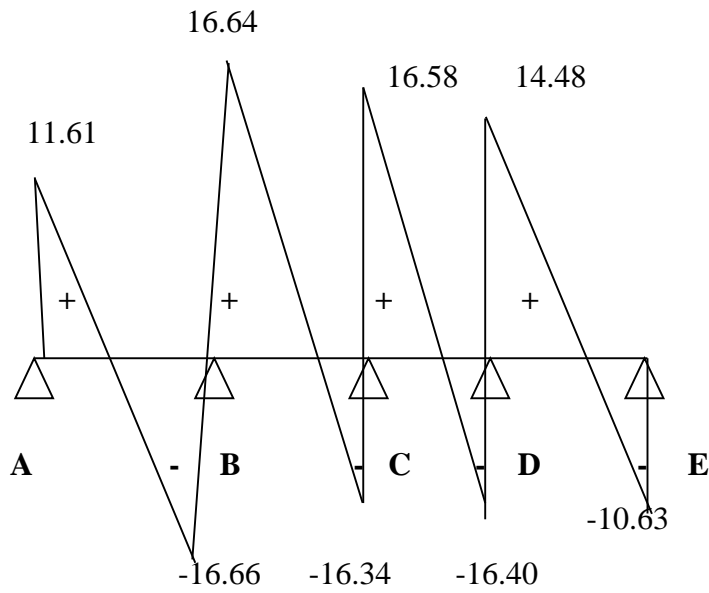


Figure III.21 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

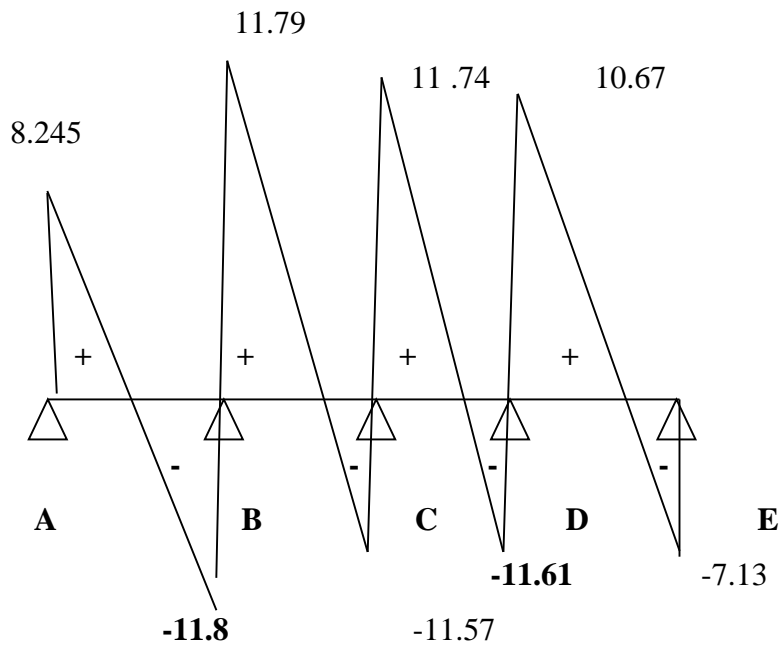


Figure III.22 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

III 3.3.3 Application de la méthode forfaitaire : A l'ELU

➤ Type 03 :

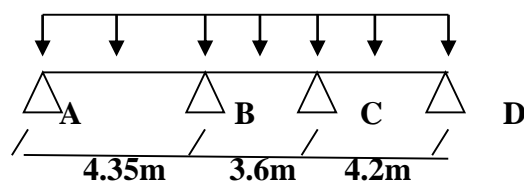


Figure III.23 : schéma statique de la poutre reposant sur 4 appuis.

➤ **Exposé de la méthode forfaitaire :**

α : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation :

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

Il varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

(En effet pour $Q = 0 \rightarrow \alpha = 0$ et pour $Q = 2G \rightarrow \alpha = 2/3$)

Mt: moment Max en travée dans la travée considérée.

M0: moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérées ou mise aux mêmes charges.

$$M0 = \frac{qu \times l^2}{8}$$

Avec L: la longueur entre nus d'appuis .

Mw, Me: moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée considérée.

Les valeurs de Mw, Me et Mt doivent vérifiées les conditions suivantes :

1. $Mt \geq \max \{1.05M0; (1+0.3\alpha)M0\} - \frac{Mw+Me}{2}$
2. $Mt \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M0$ travée intermédiaire
3. $Mt \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M0$ travée de rive

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

- **0.6 M0**: Pour une poutre à deux travées.
- **0.5 M0**: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- **0.4 M0**: Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- La valeur absolue de moment sur appui de rive ne doit pas être inférieure à **0.3M0**

Avec :

M0: La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$$M0 = \frac{ql^2}{8}$$

- **l**: longueur de la travée entre axes d'appuis.
- **qu**: charge uniformément répartie.

- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.
- M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$q_u = 7.853 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du rapport de charge α :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.275}{3.289+2.275} = 0.408$$

Nous aurons besoin pour nos calculs, les valeurs suivantes :

$$1+0.3\alpha = 1+0.3 \times 0.408 = 1.122$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = \frac{1.122}{2} = 0.561 \text{ (travée intrmédiaire).}$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.322}{2} = 0.661 \text{ (travée de rive).}$$

- **Calcul des moments isostatique M_{0i} :**

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

$$M_{01} = \frac{7.853 \times 4.35^2}{8} = 18.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{7.853 \times 3.6^2}{8} = 12.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{7.853 \times 4.2^2}{8} = 17.32 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis:**

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 18.57 = 5.57 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0.5 \text{Max} (18.57; 12.72) = 9.285 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.5 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0.5 \text{Max} (12.72; 17.32) = 8.66 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0.3M_{03} = 0.3 \times 17.32 = 5.196 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées:**

Travée de rive (AB)

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

$$M_{tAB} \geq \frac{1}{2} (1.2+0.3\alpha) M_{01}$$

$$M_{tAB} \geq \max \{ (1+0.3 \times 0.408) 18.57; 1.05 \times 18.57 \} - \frac{1}{2} (5.57 + 9.285) = 13.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.408) \times 18.57 = 12.28 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 13.41 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire (BC) :

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

$$M_{tBC} \geq \frac{1}{2}(1+0.3\alpha) M_{02}$$

$$M_{tBC} \geq \max \{ (1+0.3 \times 0.408) 12.72 ; 1.05 \times 12.72 \} - \frac{1}{2}(9.285 + 8.66) = 3.899 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1}{2}(1+0.3 \times 0.408) \times 12.72 = 7.14 \text{ KN.m}$$

On prend: $M_{tBC} = 7.14 \text{ KN.m}$

Travée de rive (CD) :

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

$$M_{tCD} \geq \frac{1}{2}(1.2+0.3\alpha) M_{03}$$

$$M_{tCD} \geq \max \{ (1+0.3 \times 0.408) 17.32 ; 1.05 \times 17.32 \} - \frac{1}{2}(8.66 + 5.196) = 12.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1}{2}(1.2+0.3 \times 0.408) \times 17.32 = 11.45 \text{ KN.m}$$

On prend: $M_{tCD} = 12.51 \text{ KN.m}$

- **Calcul des efforts tranchants : A l'ELU**

Travée AB

$$T_A = \frac{qu \times LAB}{2} + \frac{MB - MA}{LAB} = \frac{7.853 \times 4.35}{2} + \frac{9.285 - 5.57}{4.35} = 17.93 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-qu \times LAB}{2} + \frac{MB - MA}{LAB} = \frac{-7.853 \times 4.35}{2} + \frac{9.285 - 5.57}{4.35} = -16.23 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{qu \times LBC}{2} + \frac{MC - MB}{LBC} = \frac{7.853 \times 3.6}{2} + \frac{8.66 - 9.285}{3.6} = 13.97 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-qu \times LBC}{2} + \frac{MC - MB}{LBC} = \frac{-7.853 \times 3.6}{2} + \frac{8.66 - 9.285}{3.6} = -14.31 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{qu \times LCD}{2} + \frac{MD - MC}{LCD} = \frac{7.853 \times 4.2}{2} + \frac{5.196 - 8.66}{4.2} = 15.66 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{-qu \times LCD}{2} + \frac{MD - MC}{LCD} = \frac{-7.853 \times 4.2}{2} + \frac{5.196 + 8.66}{4.2} = -13.19 \text{KN}$$

➤ **Conclusion : A l'ELU**

- Le moment max aux appuis : **$M_a \text{max} = 9.285 \text{KN.m}$**
- Le moment max en travée : **$M_t \text{max} = 13.41 \text{KN.m}$**
- L'effort tranchant max : **$T^{\text{max}} = 17.93$**

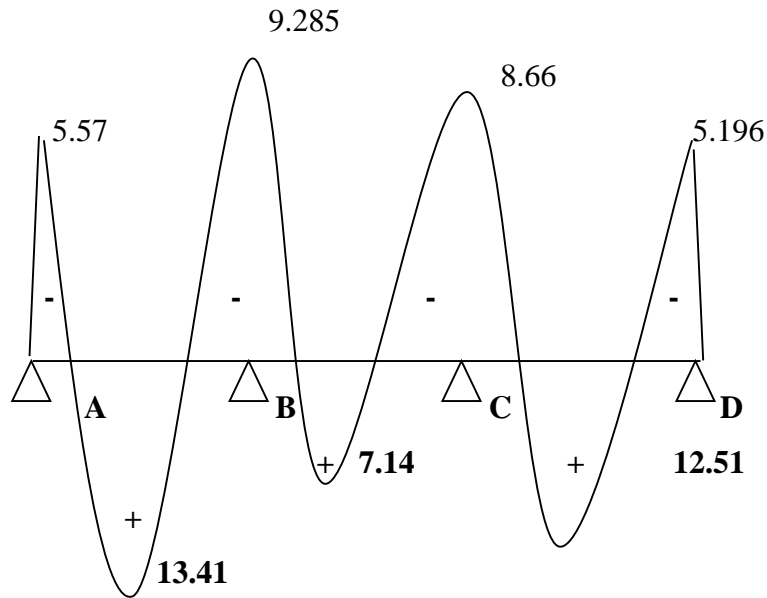


Figure III.24: diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

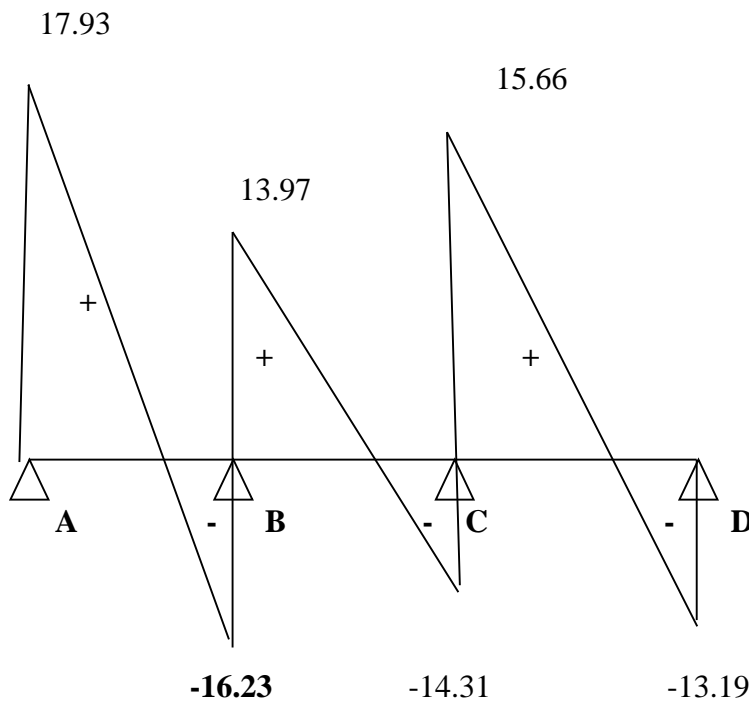


Figure III.25: diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

III 3.3.4 Application de la méthode forfaitaire à l'ELS

$$q_s = 5.564 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des moments isostatique M0i**

$$M0 = \frac{qsl^2}{8}$$

$$M01 = \frac{5.564 \times 4.35^2}{8} = 13.16 \text{ KN.m}$$

$$M02 = \frac{5.564 \times 3.6^2}{8} = 9.01 \text{ KN.m}$$

$$M03 = \frac{5.564 \times 4.2^2}{8} = 12.27 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0.3M01 = 0.3 \times 13.16 = 3.95 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \text{Max} (M01; M02) = 0.5 \text{Max} (13.16; 9.01) = 6.58 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \text{Max} (M02; M03) = 0.5 \text{Max} (9.01; 12.27) = 6.135 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3M03 = 0.3 \times 12.27 = 3.68 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travée :**

Travée de rive (AB) :

$$M_{tAB} \geq \max \{ (1+0.3\alpha) M01 ; 1.05M01 \} - \frac{1}{2}(M_A + M_B)$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1}{2} (1.2+0.3\alpha) M01$$

$$M_{tAB} \geq \max \{ (1+0.3 \times 0.408) 13.16 ; 1.05 \times 13.16 \} - \frac{1}{2}(3.95+6.58) = 9.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1}{2} (1.2+0.3 \times 0.408) \times 13.16 = 8.7 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{tAB} = 9.5 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire (BC) :

$$M_{tBC} \geq \max \{ (1+0.3\alpha) M02 ; 1.05M02 \} - \frac{1}{2}(M_B + M_C)$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1}{2} (1+0.3\alpha) M02$$

$$M_{tBC} \geq \max \{ (1+0.3 \times 0.408) 9.01 ; 1.05 \times 9.01 \} - \frac{1}{2}(6.58+6.135) = 3.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1}{2} (1+0.3 \times 0.408) \times 9.01 = 5.06 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{BC}=5.06\text{KN}$.

Travée de rive (CD) :

$$M_{tCD} \geq \max \{ (1+0.3\alpha) M_03 ; 1.05M_03 \} - \frac{1}{2}(M_C+M_D)$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1}{2} (1.2+0.3\alpha) M_03$$

$$M_{tCD} \geq \max \{ (1+0.3 \times 0.408) 12.27 ; 1.05 \times 12.27 \} - \frac{1}{2}(6.135+3.68) = 8.86\text{KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1}{2} (1.2+0.3 \times 0.408) \times 12.27 = 8.11 \text{ KN.m}$$

On prend: $M_{t CD} = 8.86\text{KN.m}$

• **Calcul des efforts tranchants : A l'ELS**

Travée AB :

$$T_A = \frac{qs \times LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = \frac{5.564 \times 4.35}{2} + \frac{6.58-3.95}{4.35} = 12.70\text{KN}$$

$$T_B = \frac{-qs \times LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = \frac{-5.564 \times 4.35}{2} + \frac{6.58-3.95}{4.35} = -11.50\text{KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{qs \times LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = \frac{5.564 \times 3.6}{2} + \frac{6.135-6.58}{3.6} = 9.88\text{KN}$$

$$T_C = \frac{-qs \times LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = \frac{-5.564 \times 3.6}{2} + \frac{6.135-6.58}{3.6} = -10.13\text{KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{qs \times LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = \frac{5.564 \times 4.2}{2} + \frac{3.68-6.135}{4.2} = 11.10\text{KN}$$

$$T_D = \frac{-qs \times LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = \frac{-5.564 \times 4.2}{2} + \frac{3.68-6.135}{4.2} = -12.26\text{KN}$$

➤ **Conclusion : A l'ELS**

- Le moment max aux appuis : $M_{a\max}=6.58\text{KN.m}$
- Le moment max en travée : $M_{t\max}=9.5\text{KN.m}$
- L'effort tranchant max : $T^{\max}=12.70\text{KN}$

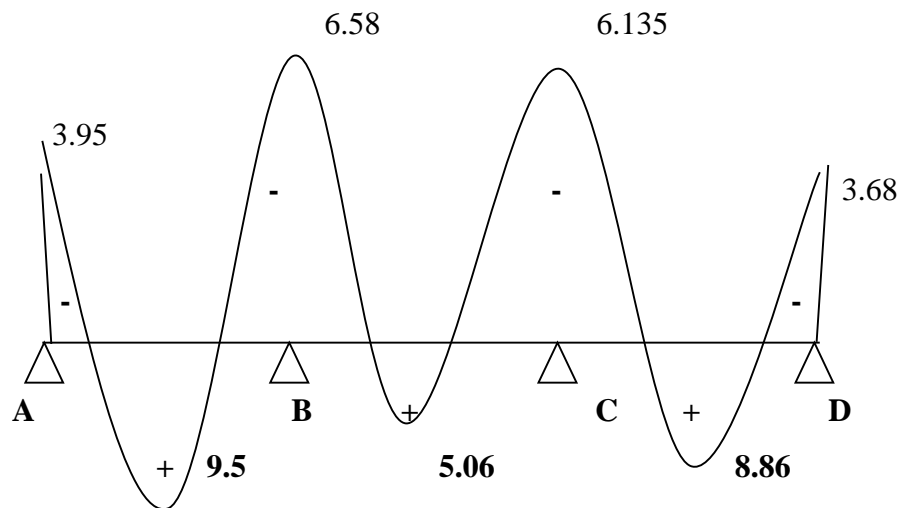


Figure III.26: diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

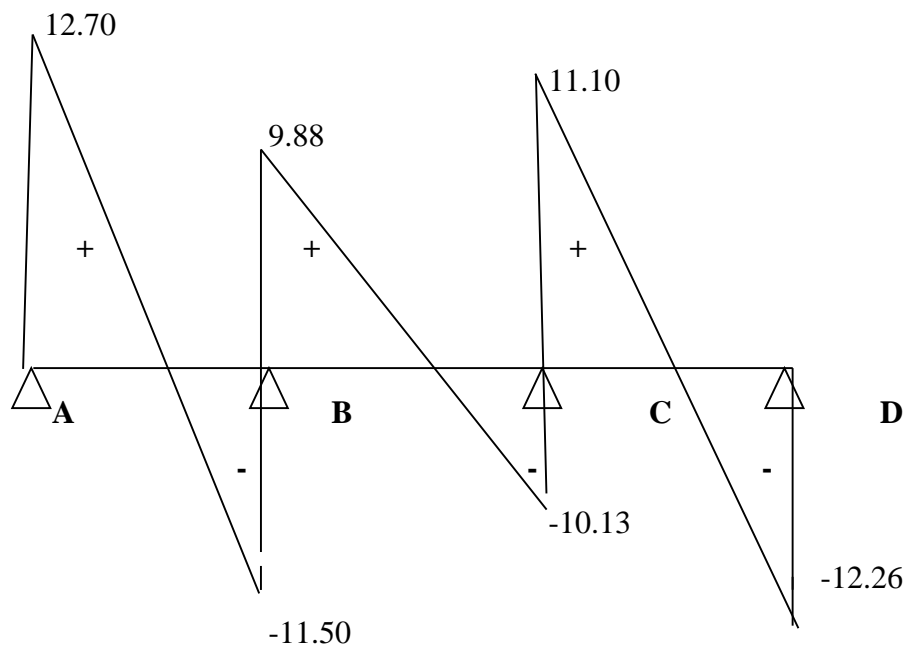


Figure III.27: diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

III 3.4 Ferrailage : A l'ELU.

Le ferrailage à l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis (cas le plus Défavorable)

➤ Armatures longitudinales

Les poutrelles seront calculées comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $d = h - c = 20 - 2 = 18\text{cm}$

➤ **En travée**

$$M_{tmax}=13.90 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

- Si $M_{tmax} > M_0$ (l'axe neutre est dans la nervure)
- Si $M_{tmax} < M_0$ (l'axe neutre est dans la table de compression)

M0: Le moment qui peut être repris par la table de compression

$$M_0 = b_0 \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bc} \text{ avec : } f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$$

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

$$M_{tmax} = 13.90 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, le béton tendu est négligeable
On aura à calculer une section rectangulaire ($b \times h$) = (65×20 cm²)

$$\mu_b = \frac{M_{t \max}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{13.90 \times 1000}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.046 < \mu_l = 0.392$$

→ Section simplement armée.

$$\mu_b = 0.046 \rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_t = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.90 \times 10^3}{0.976 \times 18 \times 435} = 1.82 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A = 3HA10 = 2,35cm²**

➤ **Aux appuis :**

$$M_{a \max} = 11 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b₀ = 10 cm** et de hauteur **h = 20 cm**.

$$\mu_b = \frac{M_{a \max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.200 < \mu_l = 0.392$$

→ Section simplement armée.

$$\mu_b = 0.200 \rightarrow \beta = 0.887$$

$$A_{St} = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11 \times 10^3}{0.887 \times 18 \times 435} = 1.58 \text{ cm}^2$$

On adopte : **A = 1HA10 + 1HA12 = 1,92 cm²**

➤ **Armatures transversales [Art A.7.2, 21/BAEL 91 modifié 99] :**

$$\emptyset t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$\emptyset t$: Diamètre des armatures transversales.

$\emptyset l$: Diamètre des armatures longitudinales

$$\emptyset t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; \emptyset l; \frac{100}{10} \right\} = \{5.71; 10; 10\}$$

On adopte : **A=2HA8=1,01 cm²**.

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$St \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{0.9 \times 18; 40 \text{ cm}\} = 16.20 \text{ cm}$$

Soit : **St=15cm** constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la

Condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 99]

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times St} \geq 0.4 \rightarrow \frac{1 \times 500}{10 \times 15} = 3.33 \text{ Mpa} > 0.4 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

On adopte un étrier de $\emptyset=8\text{mm}$ et d'espacement de **St=15 cm** entre les cadres.

Conclusion :

En travée : **3HA 10 = 2.35cm²**

Aux appuis : **1HA 10+1HA12= 1.92cm²**

Les armatures transversales : **2HA8 = 1.00 cm²**

3.5 Vérifications à L'ELU :

1. Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.21, CBA93)

➤ **Aux appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec: } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{500} = 0.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 0.20 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.92 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **En travée**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec: } f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{avec: } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{500} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 1.13 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91 /Art5.1.1)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \max}{b_0 d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d} = \frac{19.77 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.915 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{Mpa} \right\} = 3.33 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.915 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3. Longueur de scellement droit : (BAEL91/ Art A.6.1 22)

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{se}} \text{ avec } \tau_{se} = 0.6 \Psi_s f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{Mpa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 500}{4 \times 2.835} = 44.09 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un Crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « **Lc** » est au Moins égale à **0.4 × Ls** pour les aciers H.A.

$$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 44.09 = 17.63 \text{cm}$$

4. Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.5.1.313)

➤ **Sur le béton :**

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0 \text{ avec } a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 12 \times 16.2 \times 10^{-1} = 129.6 \text{KN}$$

$$V_u^{\max} = 19.77 \text{KN} \leq 129.6 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sur les aciers :**

$$A_{St} \geq A_{min} \left(V_u^{\max} - \frac{M_a \max}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{min} = \left(19.77 - \frac{11}{0.9 \times 0.18} \right) \times \frac{1.15}{500} = -0.11$$

$$A_{st} = 2.03 \text{cm}^2 \geq A_{min} = -0.11 \text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III 3.6 Vérification: A l'ELS.

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui sont relative :

- Etat limite d'ouvertures des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.

ELS

Moment maximal aux appuis $M_a^{\max}=7.72\text{KN.m}$

Moment maximal en travée $M_t^{\max}=9.88\text{KN.m}$

Effort tranchant maximal $T^{\max}=14\text{KN}$

➤ **Etat limite de résistance du béton en compression :**

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

• **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.92}{12 \times 18} = 0.88$$

$$\rho_1 = 0.88 \rightarrow \beta_1 = 0.867$$

$$\rightarrow K_1 = 22.59$$

➤ **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_a \max}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{7.72 \times 10^3}{1.92 \times 0.867 \times 18} = 257.67 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 257.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 434.78 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{257.67}{19.81} = 11.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.4 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho_l = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{10 \times 18} = 1.087$$

$$\rho_l = 1.3 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.857$$

$$\rightarrow \quad K_1 = 19.81$$

➤ **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_{tmax}}{A_a \beta_1 d} = \frac{9.88 \times 10^3}{2.35 \times 0.857 \times 18} = 272.55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435$$

$$\sigma_s = 272.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 435 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{272.55}{19.81} = 13.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13.75 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation : (Art B.6.8.424 / BAEL 91)**

Lorsqu'on prévoit des étais, on peut se dispenser de justifier la flèche si les conditions

Suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

Avec :

- **h** : la hauteur totale de la section $h = 20 \text{ cm}$
- **L** : longueur de la travée $L = 4.4 \text{ m}$
- **b₀** : largeur de la nervure $b_0 = 10 \text{ cm}$
- **M_{ts}** : moment de flexion maximal $M_{ts} = 9.88 \text{ KN.m}$
- **M₀** : moment isostatique $M_0 = q l^2 / 8 = 13.46 \text{ KN.m}$
- **f_e** : contrainte limite élasticité des armatures $f_e = 500 \text{ MPa}$.
- **A** : section des armatures $A = 2.03 \text{ cm}^2$.

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{0.20}{4.4} = 0.045 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{Mts}{15 \times M0} \rightarrow \frac{0.20}{4.4} = 0.045 < \frac{9.88}{15 \times 13.46} = 0.048 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b0d} < \frac{3.6}{fe} \rightarrow \frac{2.35}{18 \times 10} = 0.013 \leq 0.0072 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

La 3^{ème} condition n'étant pas vérifiée, on procède au calcul de la flèche.

$$\text{Il faut vérifier que : } Fv = \frac{Mts \times l^2}{10 \times Ev \times Itv} \leq F\bar{V} = \frac{l}{500} = \frac{4400}{500} = 8.8 \text{ mm}$$

Avec:

- M_{ts} : moment de flexion maximal à l'ELS = 9.88 kN.m
- E_v : module de déformation différée.
- $EV = 3700 \cdot \sqrt{f_c} = 3700 \cdot \sqrt{283} = 10818.86 \text{ Mpa}$
- $F\bar{V}$: La flèche admissible
- I_{fv} : inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda v)}$$

- I_0 : moment d'inertie total de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b0) h_0 [h_0^3/12 + (V_1 - h_0/2)^2] + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

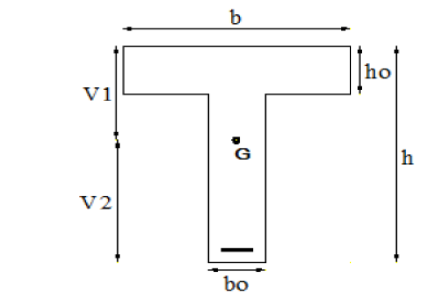


Figure III.28: Schéma de la poutrelle.

- S_{xx} : moment statique de la section homogène

$$S_{xx} = \frac{b0 \cdot h^2}{2} + (b - b0) \frac{h0^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.03 \times 18 = 2988.1 \text{ cm}^3$$

- B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = (b_0 \cdot h) + (b - b_0) \cdot h_0 + (15 \cdot A_t)$$

$$B_0 = (10 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + (15 \times 2.35) = 455.25 \text{ cm}^2$$

Avec:

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{2988.1}{455.25} = 6.56 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.56 = 13.43 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{10}{3}(6.56^3 + 13.43^3) + (65 - 10) \times 4 [10^3/12 + (6.56 - 10/2)^2] + 15 \times 2.35 (13.43 - 2)^2$$

$$I_0 = 32487.767 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{At}{b_0 d} = \frac{2.35}{10 \times 18} = 0.013$$

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

Avec la contrainte dans les aciers tendus $\sigma_s = 199,32 \text{ MPA}$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 215.47 + 2.1}; 0 \right\} = 0.72$$

$$\lambda_V = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 10}{65}) \times 0.013} = 1.31$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 32487.767}{1 + (0.72 \times 1.31)} = 18420.9 \text{ cm}^4$$

$$F_V = \frac{M_{ts} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{9.88 \times 4.4^2}{10 \times 10818.86 \times 10^3 \times 18420.9 \times 10^{-8}} = 9.6 \text{ mm}$$

$F_V = 9.6 \text{ mm} < \bar{F}_V = 10 \text{ mm} \rightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion :

- **Armatures longitudinales :**
 - En travée : **3 HA 10**
 - Aux appuis : **1 HA 10 + 1 HA 12**
- **Armatures transversales :**
 - **2 HA 8** (2 étriers en HA8)

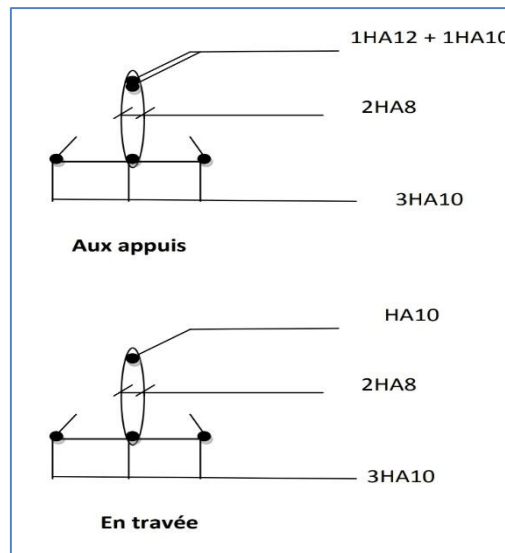


Figure III.29: ferrailage des poutrelle

III 4. La dalle de la salle machine

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité. La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine.

III 4.1. Caractéristiques de la cage d'ascenseur

- La surface de la salle machine est de : $1.95 \times 1.60 = 2.88 \text{ m}^2$.
- La surface de la cabine est de : $1 \times 1.40 = 1.96 \text{ m}^2$.
- La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de : $9t$ ($P=90 \text{ KN}$).

III 4.2. Calcul de la dalle pleine

III 4.2.1. Epaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{30} \Rightarrow h_0 \geq \frac{1.95}{30} \Rightarrow h_0 \geq 6.50 \text{ cm}$$

h_0 : Épaisseur d'une dalle pleine.

Note : Le RPA 2003 exige une hauteur $h_0 \geq 12 \text{ cm}$. Donc : on adopte une hauteur $h_0 = 15 \text{ cm}$.

III 4.2.2. Calcul a l'ELU

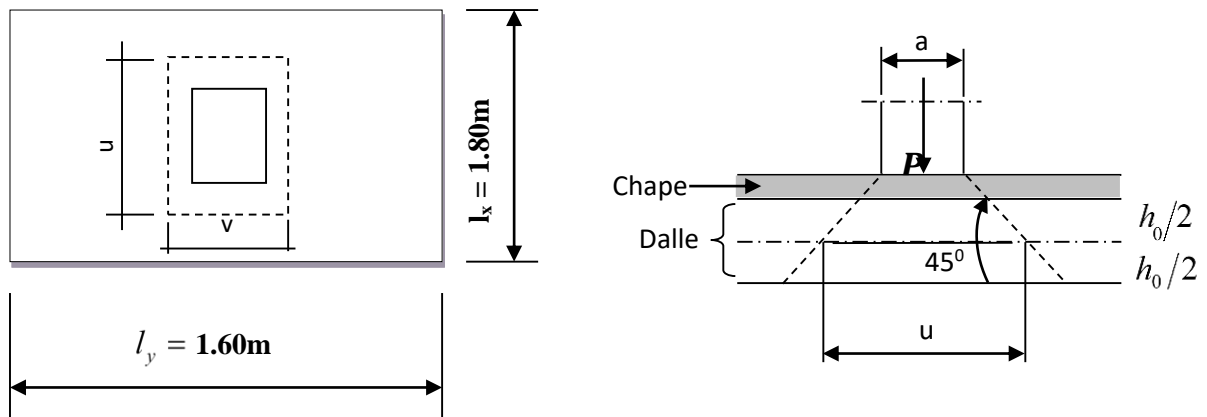


Figure III.30: schéma statique de la salle machine.

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

$$\text{On a: } \begin{cases} U = U_0 + 2e + h_0 \\ V = V_0 + 2e + h_0 \end{cases}$$

Avec :

$$h_0 = 15\text{cm}$$

e : revêtement de la dalle ($e = 5\text{cm}$).

$$U_0 = 120\text{ cm} ; V_0 = 120\text{ cm}$$

$$\text{D'où : } U = 120 + 2 \times 5 + 15 = 145\text{ cm}$$

$$V = 120 + 2 \times 5 + 15 = 145\text{ cm}$$

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{195} = 0.82 \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

III 4.2.2.1. Calcul des moments au centre du panneau

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

ν : coefficient de poisson ; à l'ELU, $\nu = 0$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{145}{160} = 0.906 \quad \text{et} \quad \frac{v}{L_y} = \frac{145}{195} = 0.743$$

A partir des abaques de PIGEAUD, et après interpolation : $M_1 = 0.057$; $M_2 = 0.043$

$$M_{x1} = 1.35 P \times M_1 = 1.35 \times 90 \times 0.057 = 6.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35 P \times M_2 = 1.35 \times 90 \times 0.043 = 5.23 \text{ KN.m}$$

III 4.2.2.2. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.95} = 0.82 \quad ; \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.0468 ;$$

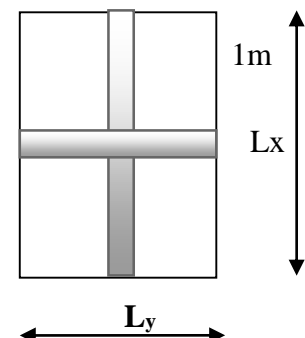
$$\mu_y = 0.759 \quad (\text{Tiré des tableaux de Pigeaud})$$

Poids propre de la dalle

$$G = (0.15 \times 25 + 22 \times 0.05) \times 1\text{m} = 4.85 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$



Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = \mathbf{8.0475 \text{ KN/ml}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 0.0468 \times 8.0475 \times 1.6^2 = \mathbf{0.96 \text{ KN.m}} \\ M_{y2} = 0.759 \times 1.963 = \mathbf{0.63 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

4.2.2.3. Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.93 + 0.96 = \mathbf{7.89 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.23 + 0.73 = \mathbf{5.96 \text{ KN.m}}$$

III 4.2.2.4. Détermination des moments dans les deux sens l_x et l_y en travée et en appuis en tenant compte des encastremets

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

Sens L_x :

$$\checkmark \text{ aux appuis : } M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 7.89 = -2.37 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ en travée : } M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 7.89 = 6.71 \text{ KN.m}$$

Sens L_y :

$$\checkmark \text{ aux appuis : } M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 5.96 = -1.79 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ en travée : } M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 5.96 = 5.07 \text{ KN.m}$$

III 4.2.3. Ferrailage de la dalle

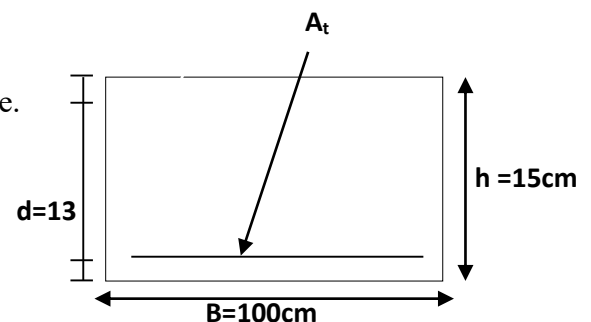
Etude d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 15 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 13 \text{ cm}.$$

III 4.2.3.1. Dans le sens de la petite portée (x-x)

- En travée

$$M_u = 0.85 \times 7.89 = \mathbf{6.71 \text{ KN.m}}$$



$$\mu = \frac{6.71 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.027$$

$\mu = 0.027 < \mu_l = 0.392$ \longrightarrow La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.027 \longrightarrow \beta = 0.987$

$$A_{st} = \frac{6.71 \times 10^2}{0.987 \times 13 \times 34.8} = 1.50 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA8 = 2,51 cm²** avec un espacement : **St = 20cm**

- **Aux appuis :**

$$M_{u,x} = -0.3 \times 11.19 = -2.37 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.37 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.010$$

$\mu = 0.010 < \mu_l = 0.392$ \longrightarrow La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant. $\mu = 0.010 \longrightarrow \beta = 0.995$

$$A_{st} = \frac{2.37 \times 10^2}{0.995 \times 13 \times 34.8} = 0.53 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA8 = 2.51 cm²** avec un espacement **St = 20cm**

III 4.2.3.2. Dans le sens de la grande portée : y-y

- **En travée :**

$$M_{u,y} = 0.85 \times 5.96 = 5.07 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{5.07 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.021$$

$\mu = 0.021 < \mu_l = 0.392$ \longrightarrow La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant. : $\mu = 0.021 \longrightarrow \beta = 0.999$

$$A_{st} = \frac{5.07 \times 10^2}{0.999 \times 13 \times 34.8} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA8 = 2,51 cm²** avec un espacement **St = 20cm**

- **Aux appuis**

$$M_{u,y} = -0.3 \times 5.96 = -1.79 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.79 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.007$$

$$\mu = 0.007 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.007 \longrightarrow \beta = 0.997$

$$A_{st} = \frac{1.79 \times 10^2}{0.997 \times 13 \times 34.8} = 0.40 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

III 4.3. Vérification à L'ELU

III 4.3.1. Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99)

- **Armatures inférieures (suivant X-X)**

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \Rightarrow \quad A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec : $\omega_0 = 0.0006$ pour fe 500

ω_x : Taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

A_{\min} : section minimale d'armatures.

$$A_{\min}^x \geq 0.0006 \frac{3 - 0.889}{2} \times 100 \times 15 = 0.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min}^x = 0.95 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures supérieures (suivant Y - Y) :**

$$\omega_y = \frac{A_{\min}^y}{b h} \geq \omega_0 = 0.0006 \quad \Rightarrow \quad A_{\min}^y \geq 0.0006 \times 100 \times 15 = 0.9 \text{ cm}^2$$

ω_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{ty} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.9 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

III 4.3.2. Diamètre maximale des barres

On doit vérifier que $\theta \leq \theta_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$

Avec :

θ : Diamètre des armatures longitudinales.

$\theta = 8 \text{ mm} < \theta_{\max} = 15 \text{ mm} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

III 4.3.3. Espacement des barres

- Armatures suivant xx

$S_{\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

- Armatures suivant yy

$S_{\max} = 20 < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

III 4.3.4. Poinçonnement (Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99)

Ou admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u < Q = 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1.45 + 1.45) = 5.8 \text{ m.}$$

$$Q = 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 5.8 \times 0.15 \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 652.50 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1.35 \times 90 = 121.50 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121.50 \text{ KN} < Q = 652.50 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

Donc : les armatures transversales sont inutiles.

III 4.3.5. Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- Au milieu de U

$$T_u = \frac{P}{2U+V} \quad \text{avec } p = 1.35 G = 1.35 \times 90 = 121.50 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121.5}{2 \times 1.45 + 1.45} = 27.93 \text{ KN}$$

- Au milieu de V

$$T_u = \frac{P}{3V}$$

$$T_u = \frac{121.50}{3 \times 1.45} = 27.93 \text{ KN}$$

Donc : $T_{u\max} = 27.93 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{27.93 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

III 4.4. Calcul à l'ELS**III 4.4.1. Moments engendrés par le système de levage :**

$$A \text{ L'ELS } \nu = 0.2 \quad ; \quad M_1 = 0.057 \quad , \quad M_2 = 0.043$$

$$M_{x1} = 90(0.057 + 0.2 \times 0.043) = 5.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90(0.2 \times 0.057 + 0.043) = 4.90 \text{ KN.m}$$

III 4.4.2. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

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

Ils sont donnés par les formules :

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\mu_x = 0.0539 \quad ; \quad \mu_y = 0.832 \quad (\text{Tirer des tableaux de Pigeaud})$$

$$q_s = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0539 \times 5.85 \times 1.6^2 = 0.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.832 \times 0.81 = 0.67 \text{ KN.m}$$

III 4.4.3. Superposition des moments :

$$M_x = 5.91 + 0.81 = 6.72 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 4.90 + 0.67 = 5.57 \text{ KN.}$$

III 4.4.4. Détermination des moments dans les deux sens l_x et l_y en travée et en appuis en tenant compte des encastremets :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de (0.85) en travée et (0.3) aux appuis.

Sens Lx :

- **aux appuis** : $M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 6.72 = -2.02 \text{ KN.M}$
- **en travée** : $M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 6.72 = 5.71 \text{ KN.M}$

Sens Ly :

- **aux appuis** : $M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 5.57 = -1.67 \text{ KN.M}$
- **en travée** : $M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 5.57 = 4.73 \text{ KN.M}$

III 4.5. Vérification à l'ELS

III 4.5.1. Etat limite de fissuration

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

III 4.5.2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

a) **Sens x-x**

- **En travée**

$$M_s = 5.71 \text{ KN.m} ; A_u = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.192$$

$$\rho_1 = 0.192 \rightarrow \beta_1 = 0.929 \rightarrow K_1 = 55.42$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.71 \times 10^3}{0.929 \times 13 \times 2.51} = 188.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{55.42} \times 188.37 = 3.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.40 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

- **Aux appuis :**

$$M_s = - 2.02 \text{ KN.m} ; A_u = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.19$$

$$\rho_1 = 0.19 \rightarrow \beta_1 = 0.929 \rightarrow K_1 = 55.42$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.02 \times 10^3}{0.929 \times 13 \times 2.51} = 66.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{55.42} \times 66.64 = 1.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.20 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

b) Sens y-y

- **En travée**

$$M_s = 4.73 \text{ KN.m} ; A_u = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.3$$

$$\rho_1 = 0.30 \rightarrow \beta_1 = 0.913 \rightarrow K_1 = 42.4$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.73 \times 10^3}{0.913 \times 13 \times 2.51} = 158.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{42.47} \times 158.77 = 3.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.74 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

- **Aux appuis**

$$M_s = -1.67 \text{ KN.m} ; A_s = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.19$$

$$\rho_1 = 0.19 \rightarrow \beta_1 = 0.929 \rightarrow K_1 = 55.42$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.67 \times 10^3}{0.929 \times 13 \times 2.51} = 55.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{55.42} \times 55.09 = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,99 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

Conclusion : Après toutes vérifications, la dalle de la salle machine sera ferrillée comme suit :

- **Sens x-x**

En travée : 5HA8/ml avec un espacement $st= 20\text{cm}$.

En appui : 5HA8/ml avec un espacement $st= 20\text{ cm}$.

- **Sens-y-y**

En travée : 5HA8/ml avec un espacement $st= 20\text{ cm}$.

En appui : 5HA8/ml avec un espacement $st= 20\text{ cm}$.

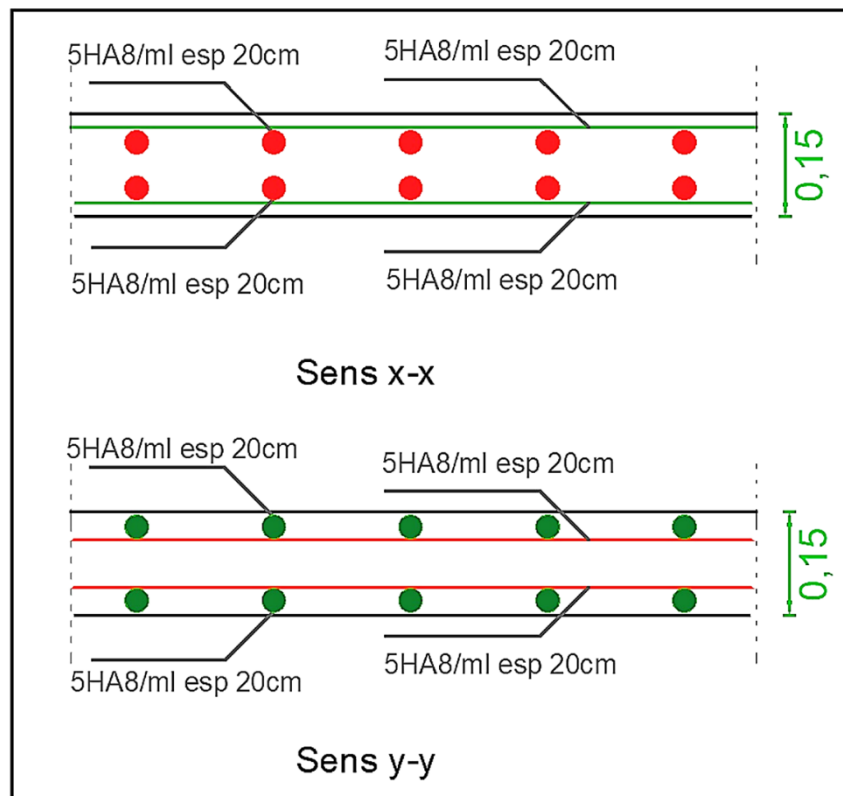


Figure III.31 : Ferrillage de la dalle salle machine

III 5. L'escalier

Introduction

Un escalier est un ouvrage constitué de marches et contremarches qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

III 5.1 Caractéristiques dimensionnelles :

- La marche notée « $m = n - 1$ » est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La contre marche notée « n » est la partie verticale entre deux marches consécutives sa hauteur « h » est la différence de niveau entre deux marches successive.
- Le giron « g » est la distance en plan séparant deux contres marches successives.
- La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers de repos, sa longueur projetée est « l_1 ».
- La paillasse d'épaisseur « ep » est la dalle en béton armé incorporant les marches et les contres marches.
- L'embranchement « E » représente la largeur de la marche.
- La ligne de foulée est le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier ; généralement située à **65 cm** du collet si $E \geq 1$ m.
- La montée « H » représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs.

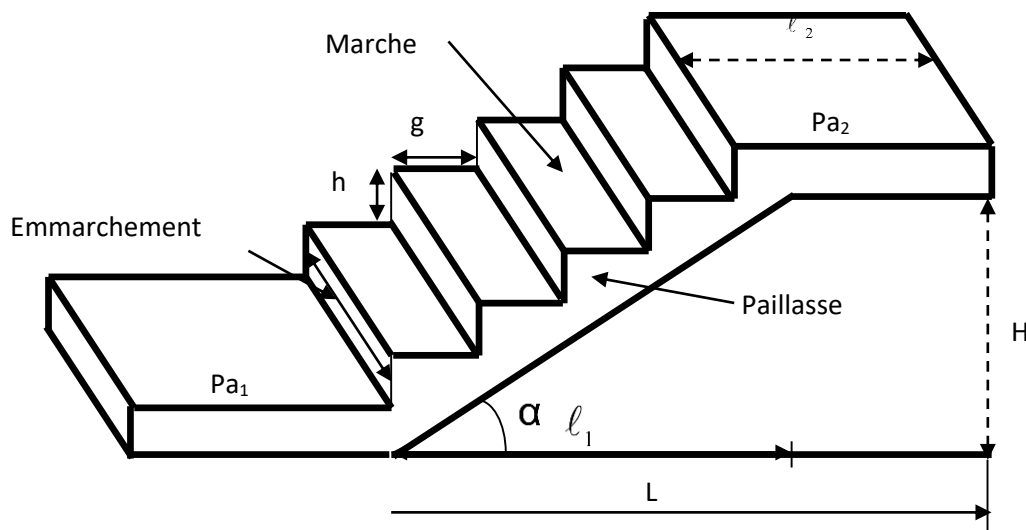


Figure III.32 : Terminologie de l'escalier

- Pour l'étude de la cage d'escalier ; dans notre cas 3 volées différentes on considère que la première et la troisième volée comme une poutre secondaire reposant sur la deuxième volée qui elle est considéré comme une poutre principale.

III 5.2. Pré dimensionnement

Les escaliers desservant notre bâtiment sont de type : Escalier à deux quart tournant comportant trois volées et deux paliers de repos.

Pour les dimensions des marches (g) et (h) on utilise généralement la formule de blondel :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 correspond à des locaux publics.

Avec une hauteur d'étage de 3,06 m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique, la hauteur des marches est :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm.}$$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm.}$$

On prend la hauteur des marches $h = 17 \text{ cm}$.

III 5.2.1. Détermination de l'épaisseur des paillasse et des paliers :

L'épaisseur des paillasse et des paliers est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} ; L_0 = L' + 1,25$$

Avec

- L_0 : La longueur projetée de la travée entre deux appuis de l'escalier
- L' : La longueur de la volée en plan.
- e : épaisseur de la paillasse, à déterminer.

Détermination de l'angle d'inclinaison de la volée

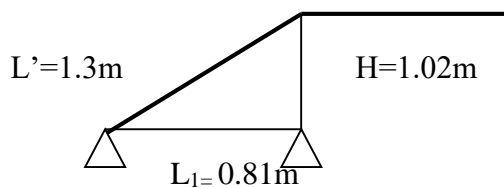
- $L_1 = 0.81 \text{ m}$ (longueur de la volée en plan)

- $H = 1.02$ m (hauteur verticale d'une volée)
- α : Angle d'inclinaison de la volée

$$\tan^{-1} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{1.02}{0.81} = 1.26 \rightarrow \alpha = 51.54^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} \rightarrow L' = 130.65 \text{ cm}$$

$$L_0 = L' + 1.25 \rightarrow L_0 = 130.65 + 1.25 \rightarrow L_0 = 131.9 \text{ cm}$$



Epaisseur de la paille : $\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \rightarrow \frac{131.9}{30} \leq e \leq \frac{131.9}{20} \rightarrow 4.4 \leq e \leq 6.6$

On prend : e = 15 cm

III 5.2.2. Calcul du nombre de marches et des contre marches

- Le nombre de contre marches: $n = \frac{H}{h}$
- Le nombre de marches : $m = n - 1$
- La distance du giron: $g = \frac{L}{n - 1}$

Avec :

- La hauteur de la marche : $h = 17$ cm
- La hauteur de franchissement : $H = 1.02$ m
- La longueur en plan de la volée : $L = 0.81$ m

Volée	n (marches)	m (contre marches)	g (giron en cm)	Vérification de la loi de Blondel
1	6	5	30	Condition vérifiée
2	6	5	30	Condition vérifiée
3	6	5	30	Condition vérifiée

Tableau III.1 : Les vérification de la loi de Blondel.

Vérification de la loi de Blondel

C'est une loi empirique qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable.

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

Dans notre cas, la condition est vérifiée pour les 3 volées.

Finalement, le pré-dimensionnement de l'escalier est comme suit :

- Epaisseur du palier : 15 cm
- Longueur du palier : 1.24 m
- Epaisseur de la volée : 15 cm
- Longueur de la volée : 0.81 m
- Hauteur de la marche : 17 cm
- Longueur du giron : 30 cm

III 5.3. Etude de la 1^{ère} et la 3^{ème} volée

Le calcul se fera en flexion simple pour la 1 mètre d'emmarchement et une bande de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

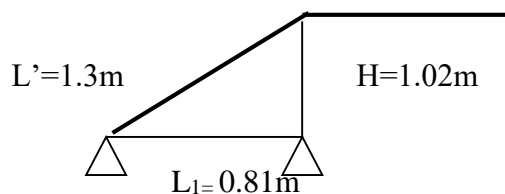


Figure III.33 : Schéma statique des volées 1 et 3

III 5.3.1. Détermination des charges et des surcharges

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			Poids volumique (KN/m ³)	Référence	
01	Enduit en ciment	0,02	18	VI.C.2.2	0,36
02	Couche de sable	0,02	18	VI.A	0,36
03	Chape en mortier de pose	0,02	20	VI.C.4, A	0,40
04	Revêtement en carrelage	0,02	20	VI.C.4, D	0,40
05	Poids propre des marches	0,17	25	VI.C.3, A	2,12
06	Poids propre de la paillasse	0,15	25	VI.C.3, A	6,05
07	Poids propre du garde-corps				0,20
G total :					9,89

Tableau III-2 : Charge totale de la volée.

- Poids propre de la paillasse : $25 \times 0.15 / \text{Cos}\alpha = 6,05 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre des marches : $25 \times ep/2 = 25 \times 0.17 / 2 = 2,12 \text{ KN/m}^2$

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			Poids volumique (KN/m ³)	Référence	
01	Enduit en ciment	0,02	18	VI.C.2.2	0,36
02	Couche de sable	0,02	18	VI.A	0,36
03	Chape en mortier de pose	0,02	20	VI.C.4, A	0,40
04	Revêtement en carrelage	0,02	20	VI.C.4, D	0,40
05	Poids propre de palier	0,15	25	VI.C.3, A	3,75
G total :					5,27

Tableau III-3 : charges totale du palier

III 5.3.2. Combinaisons de charge et surcharge

ELU : 1,35G+1,5Q

La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 9.89 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 17,1 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_{2u} = (1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 10,86 \text{ KN/ml}$

ELS : G+Q

La paillasse : $q_{1s} = (9.89 + 2.5) \times 1 = 12,39 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_{2s} = (5,27 + 2.5) \times 1 = 7,77 \text{ KN/ml}$

III 5.3.3. Calcul à l'ELU

III 5.3.3.1. Calcul des efforts internes

Figure : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU

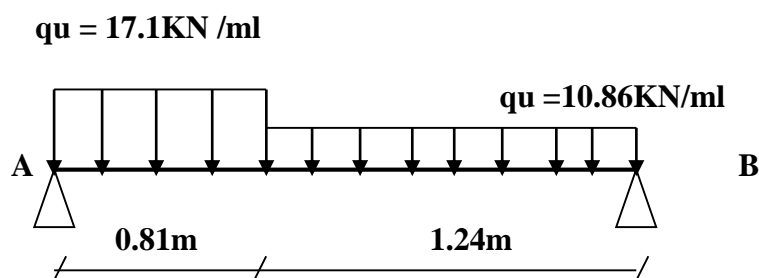


Figure III.34 : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU

III 5.3.3.2. Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F/y = 0$$

$$\rightarrow R_A + R_B = (17,1 \times 0,81) + (10,86 \times 1,24) = 27,31 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\rightarrow R_A \times 2,05 - 13,85(1,645) - 13,46(0,62) = 0$$

$$\rightarrow R_A \times 2,05 - 22,78 - 8,34 = 0$$

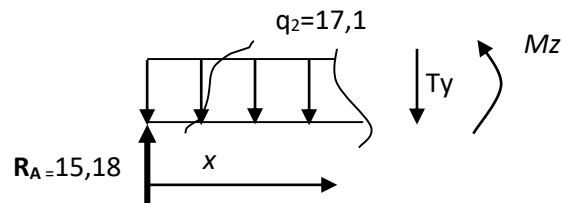
$$R_A = (22,78 + 8,35) / 2,05 \rightarrow R_A = 15,18 \text{ KN} ; R_B + R_A = 27,31 \text{ KN} \rightarrow R_B = 12,13 \text{ KN}$$

III 5.3.3.3. Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU**Tronçon : $0 \leq x \leq 0,81 \text{ m}$** Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0$$

$$\rightarrow T(x) = R_A - q_{u2}(x) = 0$$

$$\rightarrow T(x) = 15,18 - 17,1(x) = 0$$

Moments fléchissant :

$$M(x) = R_A(x) - q_{u2}(x) \cdot \frac{(x)}{2} \rightarrow M(x) = 15,18(x) - 17,1 \frac{x^2}{2}$$

Tronçon : $0,81 \text{ m} \leq x \leq 2,05 \text{ m}$ Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0$$

$$T(x) = -R_B + q_{u1}(x)$$

$$T(x) = -10,86(x) + 12,3$$

Moments fléchissant :

$$M(x) = +R_B(x) - q_{u1}(x) \cdot \frac{(x)}{2} = 12,13(x) - 10,86 \frac{x^2}{2}$$

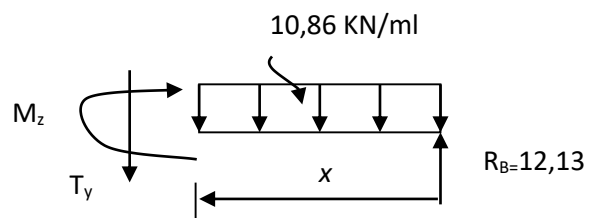
Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -10,86(x) + 12,13 = 0 \Rightarrow x = 1,117 \text{ m}$$

Le moment est max pour la valeur : **1,117 m**

$$D'où : M_z^{\max}(1,4) = -10,86 \times \frac{1,117^2}{2} + 12,13 \times 1,117 \Rightarrow M_z^{\max} = 6,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}(1,117 \text{ m}) = 6,77 \text{ KN.}$$



Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 0,81	15,18 - 17,1 (x)	15,18 (x) - 17,1 $\frac{x^2}{2}$	0	15,18	0
			0,81	- 1,33	6,68
0 ≤ x ≤ 1,24	-12,13 + 10,86 (x)	12,13 (x) - 10,86 $\frac{x^2}{2}$	0	- 12,13	0
			1,24	-1,33	6,69

Tableau III.4 : Les efforts internes à l'ELU.

Remarque : Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment Mu max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

- **Moment en appuis :** $M_a = (-0,3) M_z^{max} = (-0,3) \times (6,77) = -2,031 \text{ KN.m}$

- **Moment en travée :** $M_t = (0,85) M_z^{max} = (0,85) \times (6,77) = 5,75 \text{ KN.m}$

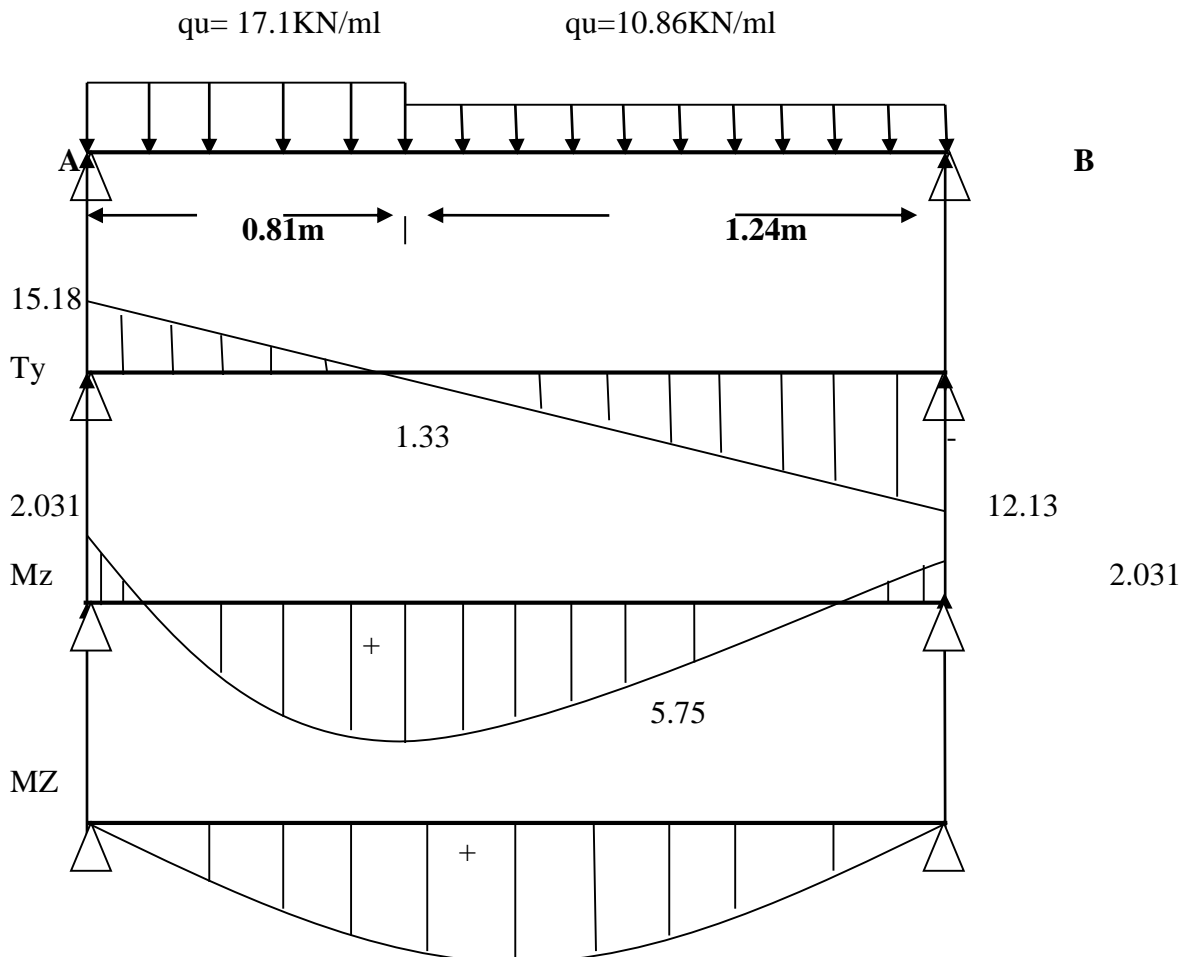


Figure III.35 : Schéma statique et diagramme des efforts internes de l'escalier à l'ELU.

III 5.3.3.4. Ferrailage à l'ELU :

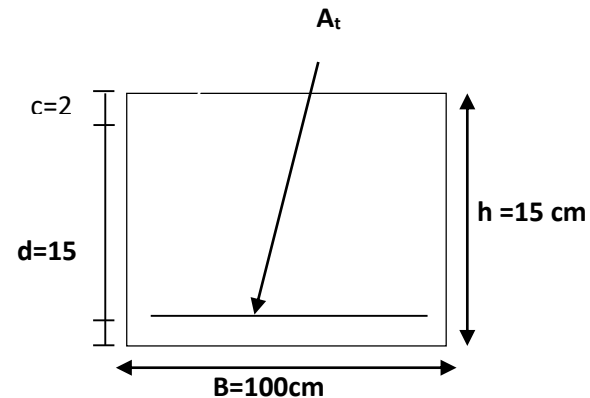
Le ferrailage de l'escalier se fera à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}.$$

Armatures principales :

En travée :

$$M_t = 5,75 \text{ KN.m}$$



$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2fbc} = \frac{5,75 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392 \dots \dots \dots \text{S.S.A}$$

Remarque :

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.
Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_t = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,75 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 435} = 1,03 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5 HA12/ml** ($A_t = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$**

Aux appuis :

$$M_a = 2,031 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2fbc} = \frac{2,031 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0084 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,031 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 435} = 0,36 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **Aa = 5HA12** ($A_a = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{lu}}{4}$$

En travée :

$$A_{rt} = \frac{A_{lu}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8/ml** ($A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$A_{ra} = \frac{A_{lu}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8/ml** ($A_{ra} = 2,01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

III 5.3.3.5. Vérification à l'ELU**❖ Condition de non fragilité (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.4.2.1) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\text{ad-tr}} = 5\text{HA}12/\text{ml} (A_t = 5,65 \text{ cm}^2) > 1,56 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{500} = \frac{0.23 \times 13 \times 100 \times 2.1}{500} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad-ap}} = 5\text{HA}12 (A_a = 5,65 \text{ cm}^2) > 1,26 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Espacement des armatures (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.8.2.4.2) :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales

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

$$S_{t_r} = 20\text{cm} < 33\text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$S_{t_a} = 20\text{cm} < 33\text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

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

$$S_{t_r} = 25\text{ cm} < 45\text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$S_{t_a} = 25\text{ cm} < 45\text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :**

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

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{ MPa} \quad \text{La fissuration est peu préjudiciable.}$$

Avec :

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

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\text{Calcul de } \tau_u^{\max} : \tau_u^{\max} = \frac{V_U^{\max}}{b_0 d}$$

Avec : V_U^{\max} : effort tranchant.

$$V_U^{\max} = 12,13\text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{12,13 \times 10^3}{1000 \times 13} = 0,093\text{ MPa} \leq 0,2 \times \frac{25}{1,5} = 3,33\text{ MPa} \quad \text{D'où : } \tau_u^{\max} < \bar{\tau}_u$$

Donc : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 99, Art5-1-3) :**

Influence sur le béton :

On doit vérifier que : $T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$

Avec :

T_{\max} : Effort tranchant.

$$T_{\max} = 12,13 \text{ KN}$$

a: Longueur d'appuis de la bielle. (**a = 0.9 × d**)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0,13 \times 1 = 780 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 12,13 \text{ KN} \leq 780 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A_a$$

Avec :

$$M_a = -2,031 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = -12,13 \text{ KN}$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(Vu_{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{500} \left(-12.13 + \frac{-2.031}{0.9 \times 0.13} \right) = -0.067 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > -0,42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

Travée: 5 HA 12

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 188.4 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{12,13 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,55 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a de risque d'entraînement des barres longitudinales

Appui : 5 HA 12

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 188,4 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{12,13 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188,4} = 0.49 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.55 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.2.1) :

La longueur de scellement doit être : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } l_s = \frac{\phi \times 500}{4 \times 2.84} = 44.01 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } l_s = 45 \text{ cm.}$$

Remarque : Vu que l_s dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrées les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4 L_s$.

Appuis :

$L_a = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$ On prend : $L_a = 18 \text{ cm}$.

III 5.3.3. Calcul à l'ELS

III 5.3.3.1. Calcul des efforts internes

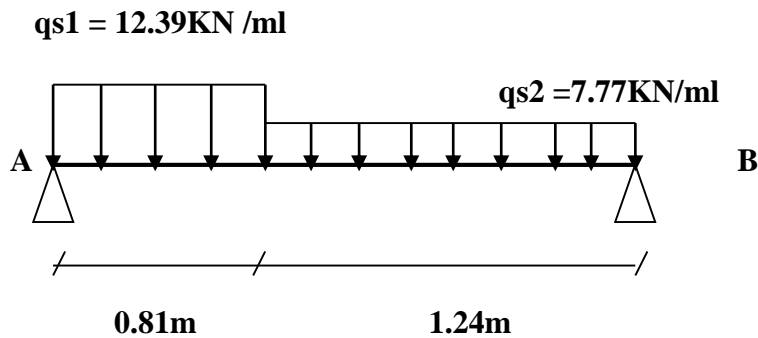


Figure III.36: Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELS

III 5.3.3.2. Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F/y = 0$$

$$\rightarrow R_A + R_B = (12.39 \times 0.81) + (7.77 \times 1.24) = 19.67 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\rightarrow R_A \times 2.05 - 10.036(1.645) - 9.635(0.62) = 0$$

$$\rightarrow R_A \times 2.05 - 16.51 - 5.97 = 0$$

$$R_A = (16.51 + 5.97) / 2.05 \rightarrow R_A = 10.96 \text{ KN} \quad ; \quad R_B + R_A = 19.67 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad R_B = 8.7 \text{ KN}$$

III 5.3.3.3. Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU

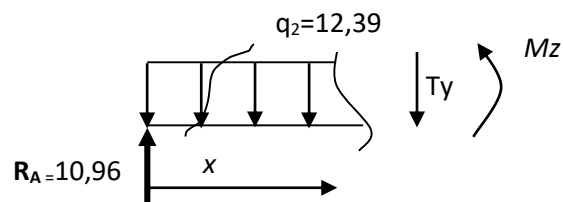
Tronçon : $0 \leq x \leq 0.81 \text{ m}$

Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0$$

$$\rightarrow T(x) = R_A - q_{u2}(x) = 0$$

$$\rightarrow T(x) = 10.96 - 12.39(x) = 0$$



Moments fléchissant :

$$M(x) = R_A(x) - q_{u2}(x) \cdot \frac{(x)}{2} \rightarrow M(x) = 10,96(x) - 12,39 \frac{x^2}{2}$$

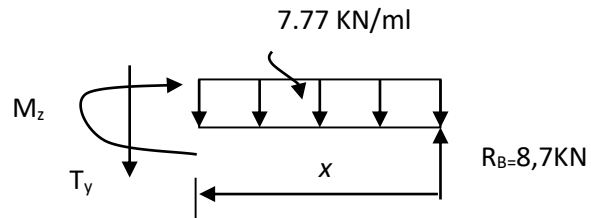
Tronçon : $0,81\text{m} \leq x \leq 2,05\text{ m}$

Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0$$

$$T(x) = -R_B + q_{u1}(x)$$

$$T(x) = -7,77(x) + 8,7$$



Moments fléchissant :

$$M(x) = +R_B(x) - q_{u1}(x) \cdot \frac{(x)}{2} = 8,7(x) - 7,77 \frac{x^2}{2}$$

Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -7,77(x) + 8,7 = 0 \Rightarrow x = 1,12\text{ m}$$

Le moment est max pour la valeur : **1,12 m**

$$D'où : M_z^{\max}(1,12) = -7,77 \times \frac{1,12^2}{2} + 10,96 \times 1,12 \Rightarrow M_z^{\max} = 7,4\text{ KN.m}$$

Mmax (1,12 m) = 7,4 KN.

Tableau III.4 : Les efforts internes à l'ELU.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 0,81	10,96 - 12,39(x)	$10,96(x) - 12,39 \frac{x^2}{2}$	0	10,96	0
			0,81	- 0,92	4,81
0 ≤ x ≤ 1,24	8,7 - 7,77(x)	$8,7(x) - 7,77 \frac{x^2}{2}$	0	- 8,7	0
			1,24	-0,92	4,81

Tableau III.5 : Les efforts internes à l'ELU.

Remarque : Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment M_u max aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement.

- **Moment en appuis :** $M_a = (-0,3) M_z^{max} = (-0,3) \times (7,4) = -2,22 \text{ KN.m}$
- **Moment en travée :** $M_t = (0,85) M_z^{max} = (0,85) \times (7,4) = 6,29 \text{ KN.m}$

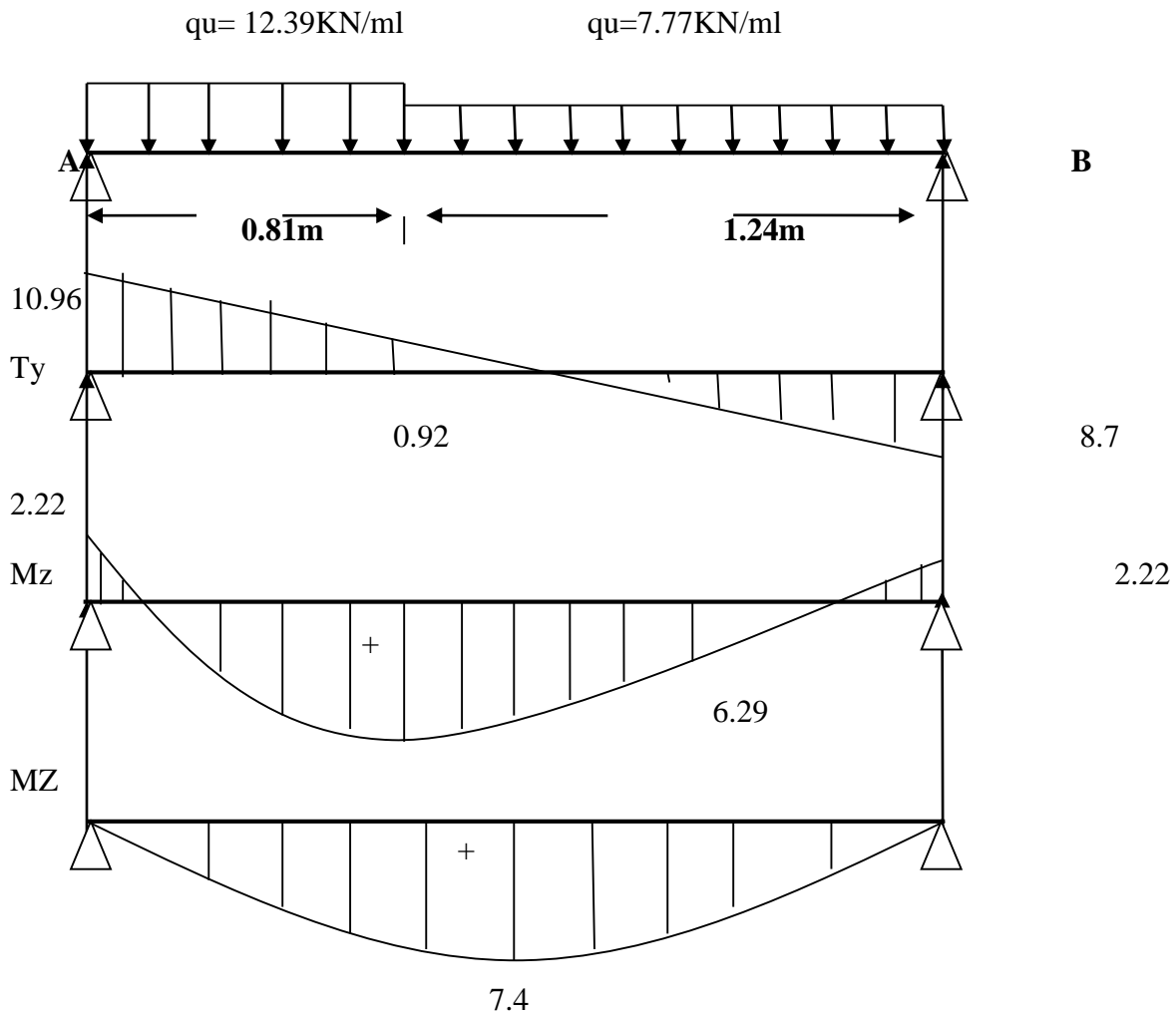


Figure III.36 : Schéma statique et diagramme des efforts internes de l'escalier à l'ELS .

III 5.3.5. Vérification à l'ELS

- ❖ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- ❖ **Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

En travée:

$$M_{st} = 7,4 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435$$

$$k_1 = 61,52 \quad \beta_1 = 0,682$$

$$\sigma_{st} = \frac{7,4 \times 10^3}{0,682 \times 13 \times 5,65} = 147,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{147,7}{61,52} = 2,4$$

$$\sigma_{bc} = 2,4 < \sigma_{bc}' = 15 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad b) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad c) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- L : Longueur libre de la section.
- h : Hauteur de la poutre.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- A_s : Section d'armature en travée.
- M_t : Moment max en travée.
- M_0 : Moment max isostatique.

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{305} = 0,049 < \frac{1}{16} = 0,063 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$b) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 13} < \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0,004 < 0,012 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$c) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{15}{305} \geq \frac{6.57}{10 \times 7.73} \Rightarrow 0,049 < 0,085 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

❖ Calcul de la flèche

$$\text{On doit vérifier que : } f_i = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

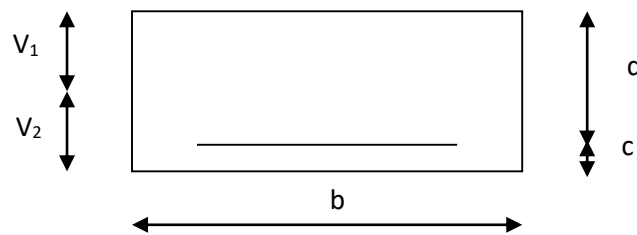


Figure III.37 : la section de la paille.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + 15A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 5,65$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 13 = 12351,75 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{12351,75}{1584,75} = 7,79 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,79 = 7,21 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{st} (V_2 - c)^2 = (7,79^3 + 7,21^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5,65 (7,21 - 2)^2$$

$$I_0 = 30551,59 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,00435$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,00435 \times ((2 + 3))} = 4,83$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 1,93$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00435 \times 154,3 + 2,1} \rightarrow \mu = 0,768$$

Calcul de l'inertie fictive If :

$$Ifv = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v\mu} = \frac{1,1 \times 30551,59}{1 + 1,93 \times 0,768} = 13551,1 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12,39(2,05 \times 10^3)^4}{10818,86 \times 30551,59 \times 10^4} = 0,86 \text{ mm}$$

$$f = 0,86 \text{ mm} < \bar{f} = 4,1 \text{ mm} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

Conclusion

Après toutes vérifications, l'escalier Etage courant sera ferrillé comme suit :

➤ Aux appuis :

Armatures principales : 5HA12/ml avec un espacement $st= 20$ cm.

Armatures de répartitions : 4HA8/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

➤ En travée :

Armatures principales : 5 HA12/ml avec un espacement $st= 20$ cm.

Armatures de répartitions : 4 HA8/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

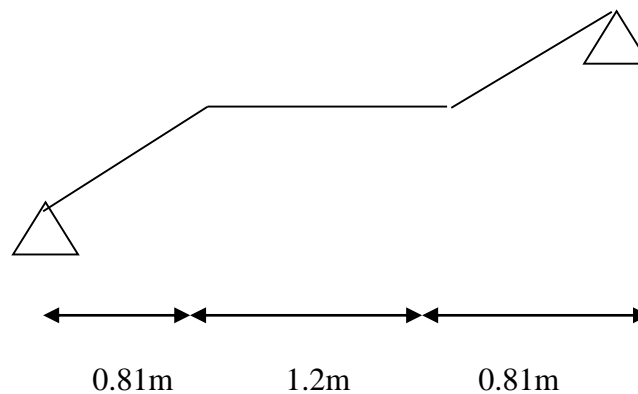
III 5.4. Etude de la 2^{ème} volée

Figure III.38 : Schéma de la 2^{ème} volée de l'escalier

L'épaisseur des paillasse et des paliers est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} ;$$

$$L_0 = L' + 1,25$$

Avec

L_0 : La longueur projetée de la travée entre deux appuis de l'escalier

L' : La longueur de la volée en plan.

e : épaisseur de la paillasse, à déterminer.

Détermination de l'angle d'inclinaison de la volée

$L_1 = 0.81$ m (longueur de la volée en plan)

$H = 1.02$ m (hauteur verticale d'une volée)

α : Angle d'inclinaison de la volée

$$\tan^{-1} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{1.02}{0.81} = 1.26 \rightarrow \alpha = 51.56^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} \rightarrow L' = 130.64 \text{ cm}$$

$$L_o = L' + 1.25 \rightarrow L_o = 130.64 + 125 \rightarrow L_o = 255.64 \text{ cm}$$

$$\text{Epaisseur de la pailleasse : } \frac{L_o}{30} \leq e \leq \frac{L_o}{20} \rightarrow \frac{306}{30} \leq e \leq \frac{306}{20} \rightarrow 10.2 \leq e \leq 15.3$$

On prend : $e = 15$ cm

III 5.4.2. Calcul du nombre de marches et des contre marches

Le nombre de contre marches: $n = \frac{H}{h}$

Le nombre de marches : $m = n - 1$

La distance du giron: $g = \frac{L}{n - 1}$

Avec :

La hauteur de la marche : $h = 17$ cm

La hauteur de franchissement : $H = 1.02$ m

La longueur en plan de la volée : $L = 0.81$ m

Volée	n (marches)	m (contre marches)	g (giron en cm)	Vérification de la loi de Blondel
2	6	5	30	Condition vérifiée

Tableau III-6 : vérification de la loi de blondel pour la volée 2.

Le calcul se fera en flexion simple pour la 1 mètre d'emmarchement et une bande de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

III 5.4.3. Détermination des charges et des surcharges

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			Poids volumique (KN/m ³)	Référence	
01	Enduit en ciment	0,02	18	VI.C.2.2	0,36
02	Couche de sable	0,02	18	VI.A	0,36
03	Chape en mortier de pose	0,02	20	VI.C.4, A	0,40
04	Revêtement en carrelage	0,02	20	VI.C.4, D	0,40
05	Poids propre des marches	0,17	25	VI.C.3, A	2,12
06	Poids propre de la paillasse	0,15	25	VI.C.3, A	6,05
07	Poids propre du garde-corps				0,20
G total :					9,89

Tableau III-7 : Charge totale de la volée.

- Poids propre de la paillasse : $25 \times 0.15 / \cos\alpha = 6,05 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre des marches : $25 \times ep/2 = 25 \times 0.17 / 2 = 2,12 \text{ KN/m}^2$

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			Poids volumique (KN/m ³)	Référence	
01	Enduit en ciment	0,02	18	VI.C.2.2	0,36
02	Couche de sable	0,02	18	VI.A	0,36
03	Chape en mortier de pose	0,02	20	VI.C.4, A	0,40
04	Revêtement en carrelage	0,02	20	VI.C.4, D	0,40
05	Poids propre de palier	0,15	25	VI.C.3, A	3,75
G total :					5,27

Tableau III-8 : Charge totale du palier.

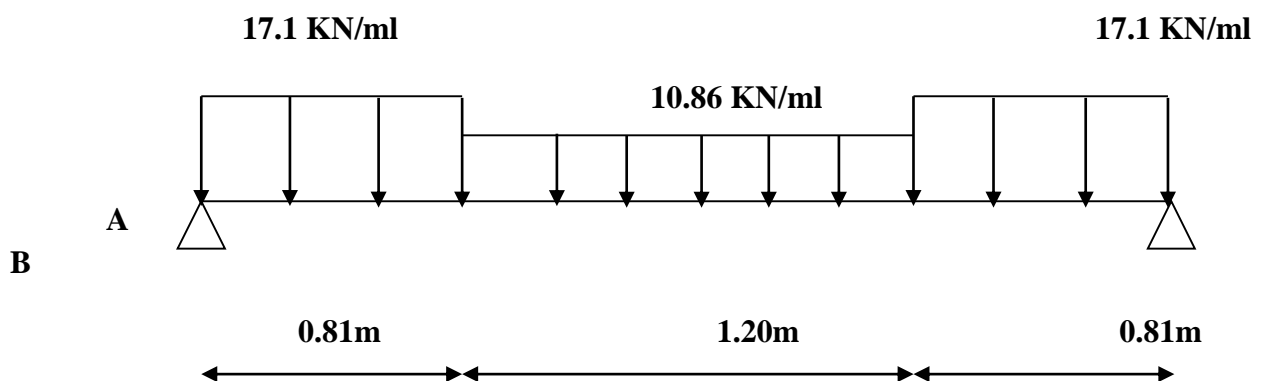
III 5.4.4. Combinaisons de charge et surcharge**ELU : 1,35G+1,5Q**La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 9,89 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 17,1 \text{ KN/ml}$ Le palier : $q_{2u} = (1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,86 \text{ KN/ml}$ **ELS : G+Q**La paillasse : $q_{1s} = (8,84 + 2,5) \times 1 = 11,34 \text{ KN/ml}$ Le palier : $q_{2s} = (5,27 + 2,5) \times 1 = 7,77 \text{ KN/ml}$ **III 5.4.5. Calcul à l'ELU****III 5.4.5.1. Calcul des efforts internes**

Figure III.39 : Schéma statique de calcul de l'escalier (volée2) à l'ELU

III 5.4.5.2. Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F/y = 0$$

$$\rightarrow RA + RB = (17,1 \times 0,81) + (10,86 \times 1,20) + (17,1 \times 0,81) = 40,73 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\rightarrow 2,82RA - 13,85(2,415) - 13,03(1,41) - 13,85(0,405) = 0$$

$$\rightarrow 2,82RA = 57,43 \text{ KN}$$

$$\rightarrow R_A = 20,36 \text{ KN}$$

$$R_B + R_A = 40,73 \text{ KN} \rightarrow R_B = 20,36 \text{ KN}$$

III 5.4.5.3. Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 0,81$	$13,85 - 11,34 (x)$	$13,85(x) - 11,34 \frac{x^2}{2}$	0	13,85	0
			0,81	4,65	7,5
$0,81 \leq x \leq 2,01$	$-7,77 (x) + 10,95$	$4,67(x) + 3,72 - 7,77 (x - 0,81)^2/2$	0,81	4,65	7,5
			2,01	-4,65	7,5
$0 \leq x \leq 0,81$	$-13,85 + 11,34 (x)$	$13,85 (x) - 11,34 \frac{x^2}{2}$	0	-13,85	0
			0,81	-4,65	7,5

Tableau III.9 : Les efforts internes à l'ELU.

Point de moment Maximal : pour $T_y = 0$

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -7,77 (x) + 10,95 = 0 \Rightarrow x = 1,4 \text{ m}$$

Le moment est max pour la valeur : **1,4 m**

$$\text{D'où : } M_z^{\max}(1,4) = 8,9 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_z^{\max} = \mathbf{8,9 \text{ KN.m}}$$

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteur pour le moment M_u max aux appuis et en travée 0,3 et 0,85 respectivement.

• **Moment en appuis :** $M_a = (-0,3) M_z^{\max} = (-0,3) \times (8,9) = \mathbf{-2,67 \text{ KN.m}}$

• **Moment en travée :** $M_t = (0,85) M_z^{\max} = (0,85) \times (8,9) = \mathbf{7,56 \text{ KN.m}}$

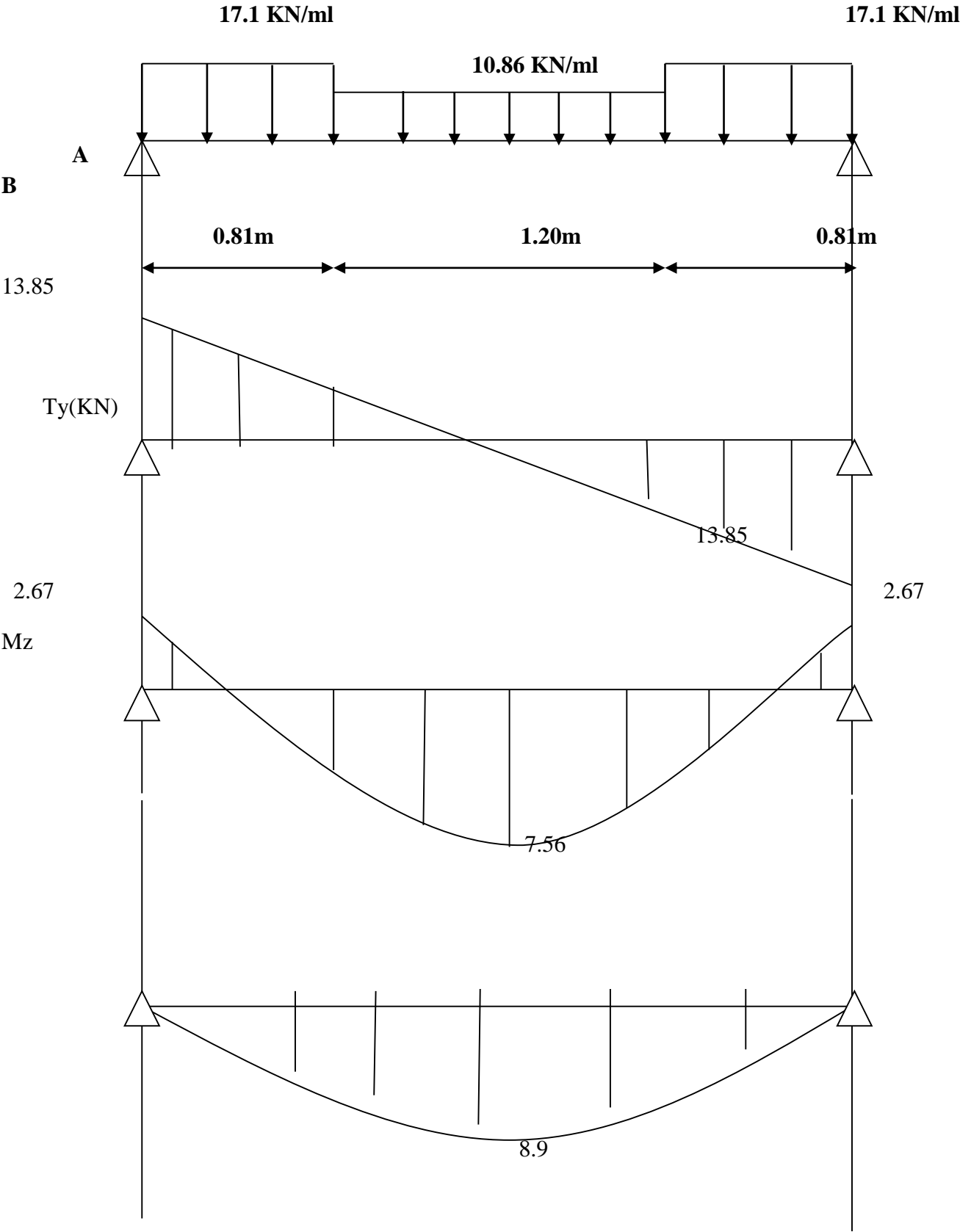


Figure III.40 : Schéma statique et diagramme des efforts internes de l'escalier (volée 2) à l'ELS.

III 5.5.6.3. Vérification à l'ELS**❖ Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

❖ Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

En travée:

$$M_{st} = 7,56 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 5,64 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5,64 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,64}{100 \times 13} = 0,433$$

$$k_1 = 35 \quad \beta_1 = 0,900$$

$$\sigma_{st} = \frac{7,56 \times 10^3}{0,900 \times 13 \times 5,64} = 114,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{114,54}{35} = 3,27$$

$$\sigma_{bc} = 3,27 < \sigma_{bc}' = 7,78 \text{ condition vérifiée}$$

Condition vérifiée**❖ Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :**

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad b) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad c) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

- L : Longueur libre de la section.
- h : Hauteur de la paille.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- A : Section d'armature en travée.
- M_t : Moment max en travée.
- M_0 : Moment max isostatique.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{285} = 0.052 < \frac{1}{16} = 0.063 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$b) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.64}{100 \times 13} < \frac{4.2}{500} \Rightarrow 0,0043 < 0,0084 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$c) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{15}{285} \geq \frac{7.56}{10 \times 8.9} \Rightarrow 0,052 < 0,085 \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

❖ Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f_i = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

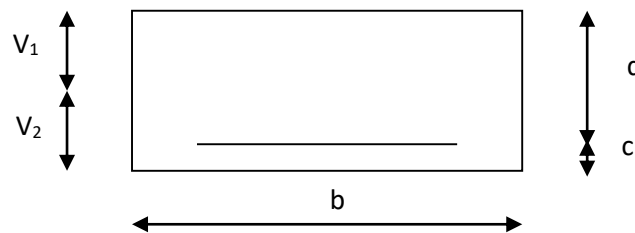


Figure III.41 : la section de la paille.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + 15A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 5,65 = 1587.75$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 13 = 12351,75 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{12351,75}{1584,75} = 7,79 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,79 = 7,21 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 = (7,79^3 + 7,21^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5,65 (7,21 - 2)^2$$

$$I_0 = 30551,59 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,00435$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,00435 \times ((2 + 3))} = 4,83$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 1,93$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00435 \times 154,3 + 2,1} \rightarrow \mu = 0,768$$

Calcul de l'inertie fictive If :

$$Ifv = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda v \mu} = \frac{1,1 \times 30551,59}{1 + 1,93 \times 0,768} = 13551,1 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,34 (2,82 \times 10^3)^4}{10818,86 \times 30551,59 \times 10^4} = 0,28 \text{ mm}$$

$f = 0.28 \text{ mm} < \bar{f} = 5,6 \text{ mm} \rightarrow$ **La flèche est vérifiée.**

Conclusion

Après toutes vérifications, l'escalier d'étage courant sera ferrillé comme suit :

➤ Aux appuis :

Armatures principales : 5HA12/ml avec un espacement $st= 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : 4HA8/ml avec un espacement $st= 25 \text{ cm}$.

➤ En travée :

Armatures principales : 5 HA12/ml avec un espacement $st= 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : 4 HA8/ml avec un espacement $st= 25 \text{ cm}$

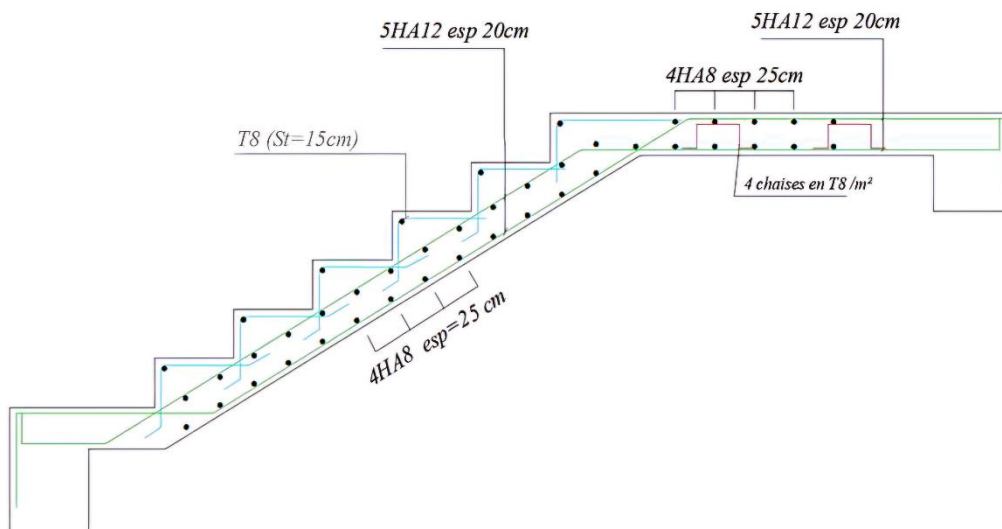


Figure III.41 : schéma de ferrillage de l'escalier d'étage courant.

Chapitre IV

Modélisation et vérification des exigences du RPA

IV.1. Introduction

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.2. Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure.

Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charges statiques et dynamiques). « ETABS » est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures de Génie Civil, particulièrement celles de type bâtiment. Ces dernières peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau choisi par l'utilisateur.

ETABS permet en une seule interface la saisie graphique des éléments ainsi que de nombreuses possibilités d'analyses statiques et dynamiques avec des compléments de conception et vérification des structures en béton armé et/ou en charpente métallique. L'interprétation des résultats est facilitée, avec deux méthodes possibles : tableaux ou graphismes. Il donne ainsi un accès facile et rapide aux résultats tel que la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc. Dans notre projet on a utilisé la version **ETABS V 9.6.0**

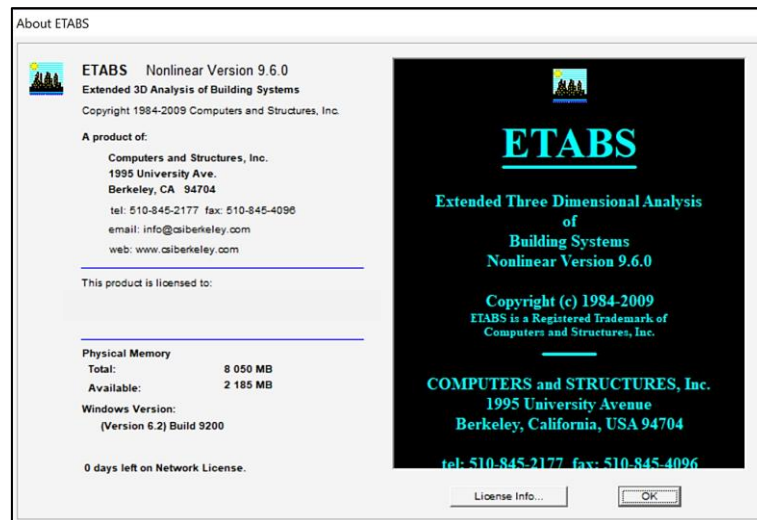


Figure IV.1 Version utilisée du logiciel ETABS

IV.2.1. Historique

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « computers and structures Inc. Berkeley, California », sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire date de l'année 2009, désignée par ETABS Non linéaire 9.6.0. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

IV.2.2. Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages du Génie Civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.

- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

IV.2.3. Rappel (terminologie)

Frame section :	Coffrage	Grid line :	Ligne de grille
Colonne :	Poteau	Joints :	Nœuds
Beam :	Poutre	Frame :	Portique (cadre)
File :	Fichier	Shell :	Voile
Copy :	Copier	Elément :	Élément
Move :	Déplacer	Restraintes :	Points d'application de la charge
Save :	Enregistrer	Loads :	Charges
Save as :	Enregistrer sous	Uniformed loads :	Charges uniformes
Add :	Ajouter	Define :	Définir
Delete :	Supprimer	Material :	Matériaux
Story :	Étage	Concrete :	Béton
Height :	Hauteur	Steel :	Acier

IV.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...)
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.

I) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour accéder à l'interface du logiciel, notre machine fonctionne sur un système d'exploitation « Windows 7 ». On clique sur l'icône exécutable représentée sur la figure suivante :

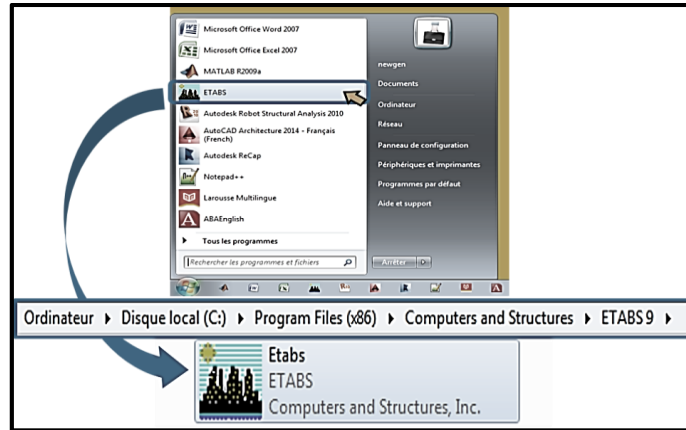


Figure IV.2 Icône du logiciel ETABS sur système d'exploitation Windows 7

Étape A : Introduction de la géométrie de l'ouvrage

➤ Choix des unités

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**



Figure IV.3 Choix des unités

➤ Géométries de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

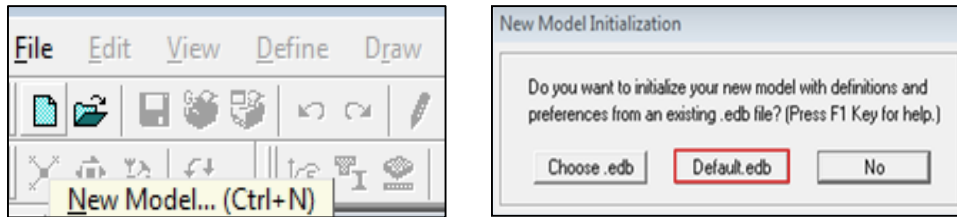


Figure IV.4 Démarrer un nouveau model

Cette opération permet d'introduire :

- Le nombre de ligne de construction suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travées dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Les longueurs des travées.

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure

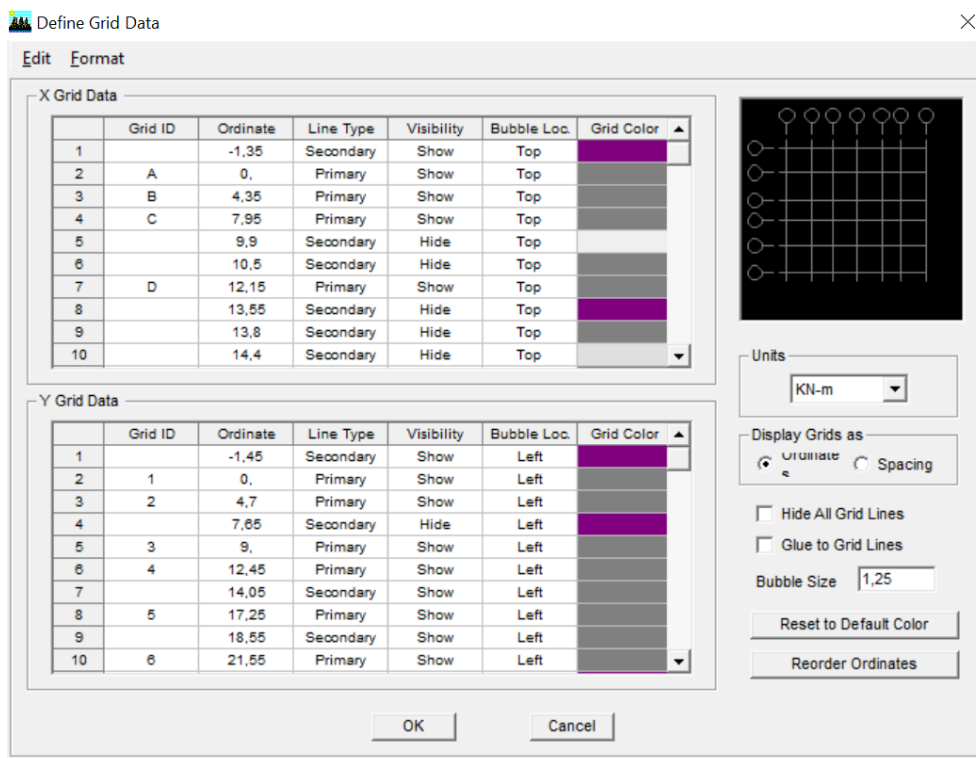


Figure IV.5 Introduction de la géométrie de base

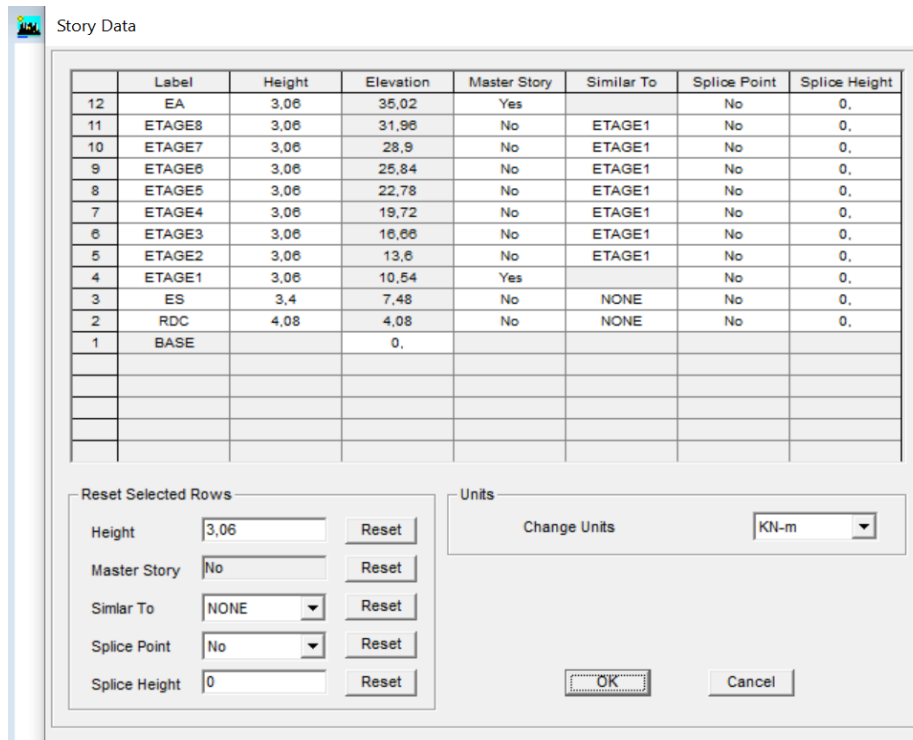


Figure IV.6 Introduction des étages

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

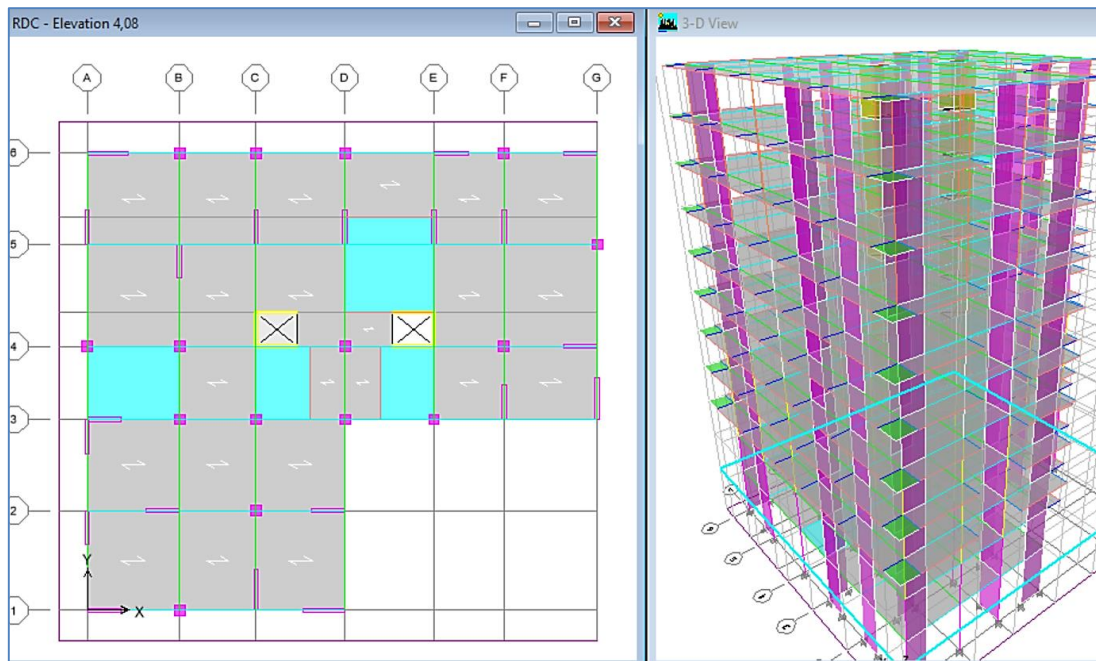


Figure IV.7 Affichage en plan et en 3D

Étape « B » : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour cela on clique sur :

Define → **Material Properties** → **Conc** → **Modify/Show Material**

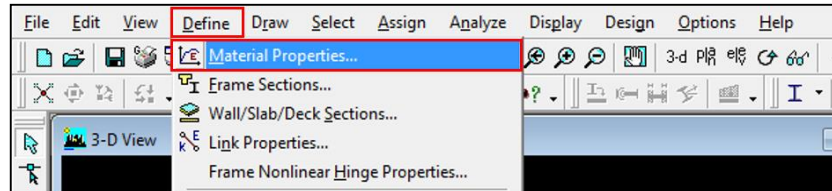


Figure IV.8 Définition des matériaux

Dans la boîte dialogique qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

The dialog box 'Material Property Data' contains the following fields and options:

- Material Name:** BETON25
- Display Color:** Color (blue)
- Type of Material:** Isotropic, Orthotropic
- Type of Design:** Design (Concrete)
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 2.5
 - Weight per unit Volume: 25.
 - Modulus of Elasticity: 32164200.
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 13401750.
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f_c: 25000.
 - Bending Reinf. Yield Stress, f_y: 400000.
 - Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys}: 400000.
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: []

Figure IV.9 Caractéristiques du béton

Étape « C » : Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à définir les propriétés géométriques des éléments structuraux. On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :



Define → **Frame Sections** → **ADD Rectangular.**

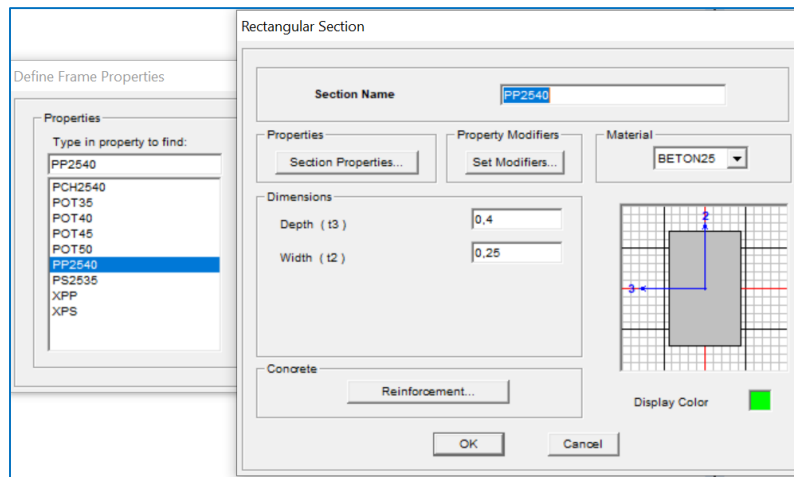


Figure IV.10 Définition des poutres

On procède de la même manière pour les poteaux.

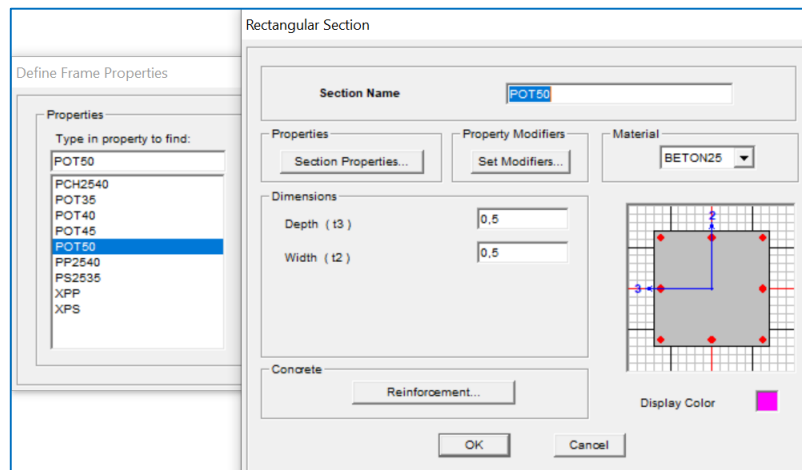



Figure IV.11 Définition des poteaux

Une fois qu'on termine la définition des poteaux et des poutres, on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, d'abord on commence par définir leurs caractéristiques

géométriques, on clique : **Define** → **Wall/Slabs/ decks Section**  → **Add New Section** →
Puis on définit leurs propriétés.

- On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Élément Shell : il est utilisé pour la modélisation des voiles et des dalles. Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

Élément membran : il est utilisé pour les éléments minces.

Elément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

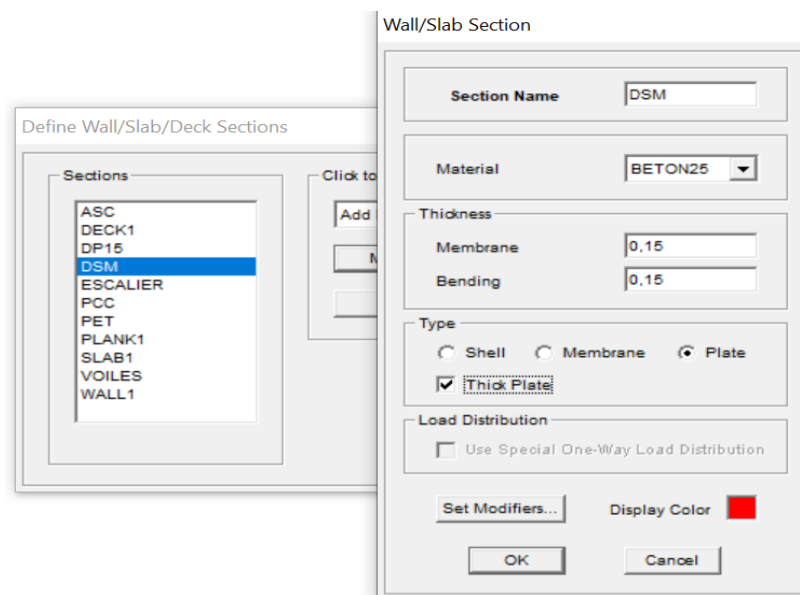


Figure IV.12 Définition des dalles

➤ Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

Pour les poteaux

On clique sur le bouton



Une fenêtre s'affiche (**propriétés of Object**) → **None** on choisit le nom de la section pot (35× 35) par exemple et on valide.

Pour la poutre et les voiles



De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur le bouton



pour les poutres

et sur  Pour les voiles.

Pour les planchers et dalle pleine

On clique sur le bouton  ou 

Une fenêtre s'affiche (**propriétés of Object**) → **None** on choisit le nom de la section et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :

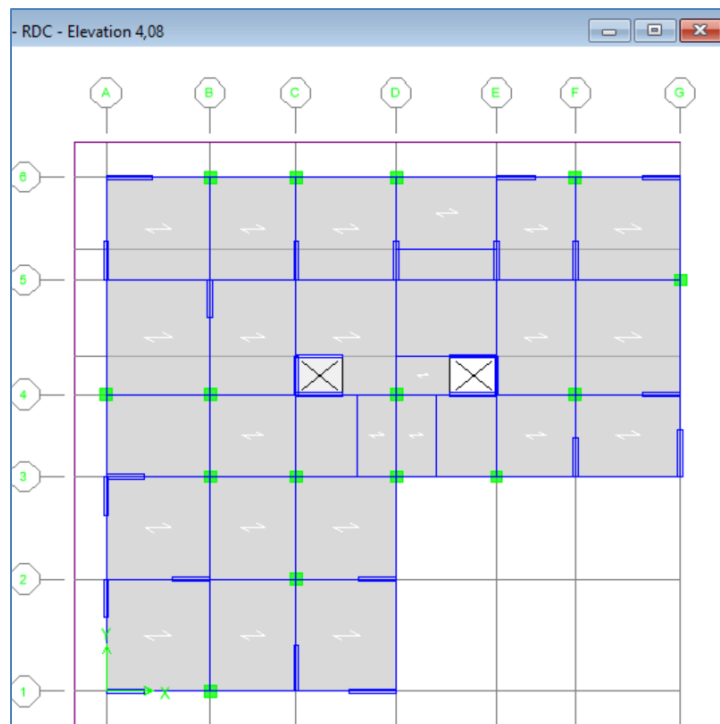


Figure IV.13 Vue en plan des éléments structuraux d'un étage

Après avoir terminé l'étape de modélisation des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout

les nœuds à la base et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

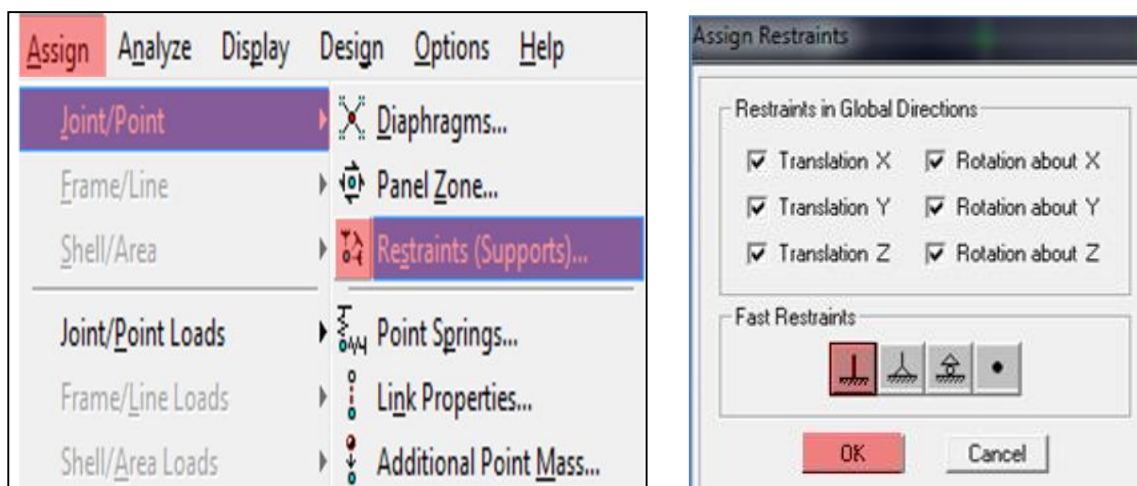


Figure IV.14 Définition des appuis

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

➤ Masse source

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{équation 4-5 RPA 99}).$$

W_i : poids total de la structure.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003. On le prend dans notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

Pour ce qui est de l'inertie massique, elle est déterminée automatiquement par ETABS.

Define → Masse Source  → From Loads.

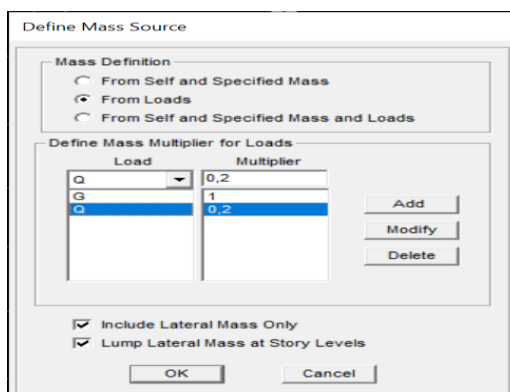



Figure IV.15 Définition du poids propre

➤ Diaphragme

Les masses de planchers sont supposées être concentrées en leurs centres. Ces derniers sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ».

Comme les planchers sont supposés être infiniment rigides, on doit relier les nœuds d'un même plancher (nœuds esclaves) à leur nœud maitre, de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS, et aussi le

comportement de la structure suivra les degrés de libertés des nœuds maitres des différents planchers.

On sélectionne le premier étage → Assign → Joint/Point → Diaphragmas  → D1 → OK.

On suit la même procédure pour les autres étages.

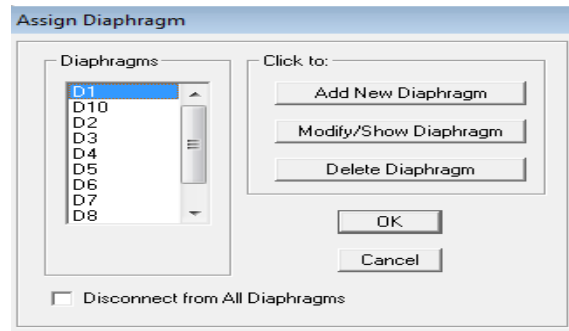



Figure IV.16 Introduction des diaphragmes

Étape « D » : Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d'exploitations

(Q), pour les définir on clique sur : Define → StaticLoad Cases. 

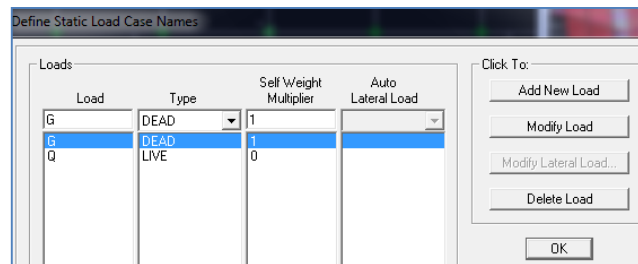


Figure IV.17 Définition des charges statiques

Étape « E » : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

On tire le spectre de réponse du RPA99/version 2003 après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, puis on clique sur : **Text** → **Enregistrer**.

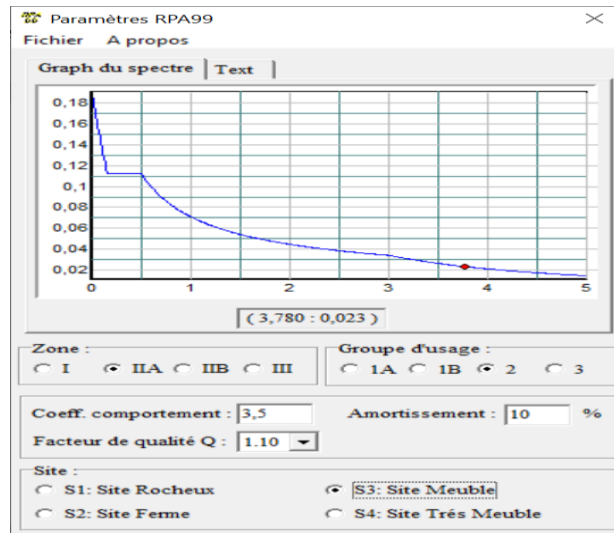


Figure IV.18 Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

Define → **Response spectrum** → **Function Spectre from file**.

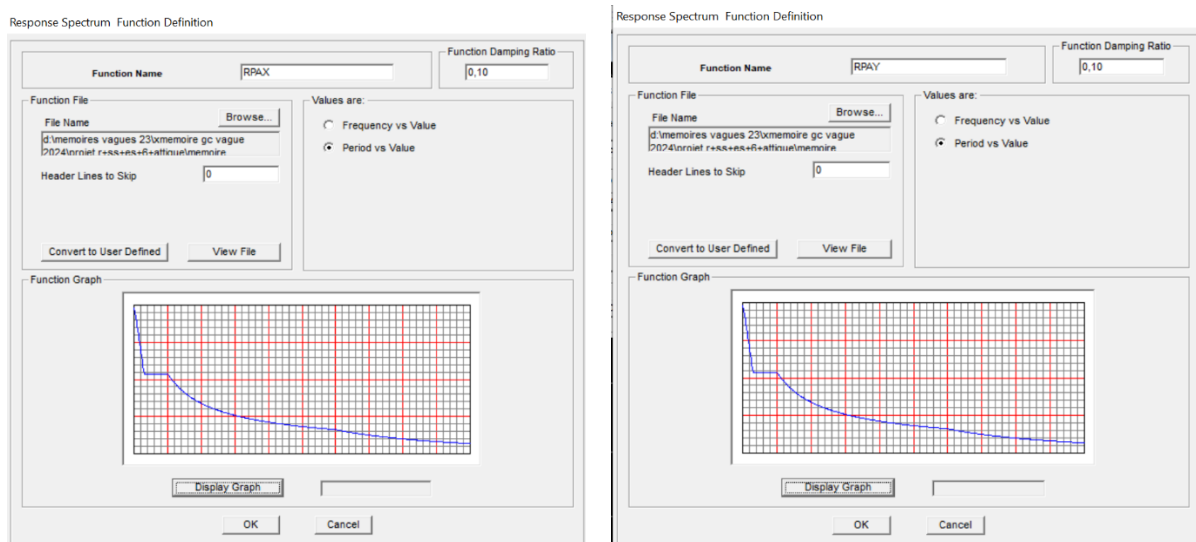


Figure IV.19 Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Étape « F » : Définition de la charge sismique « E »

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique « E » suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** → **Reponse Spectrum Cases** → **Add New Spectrum**.

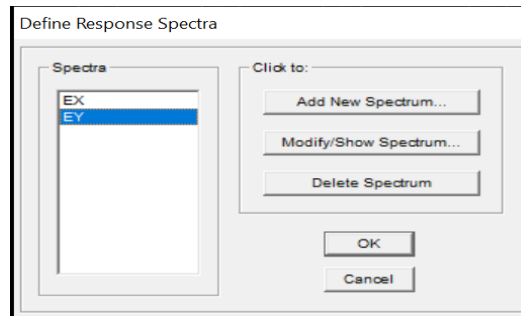


Figure IV.20 Définition des charges sismiques

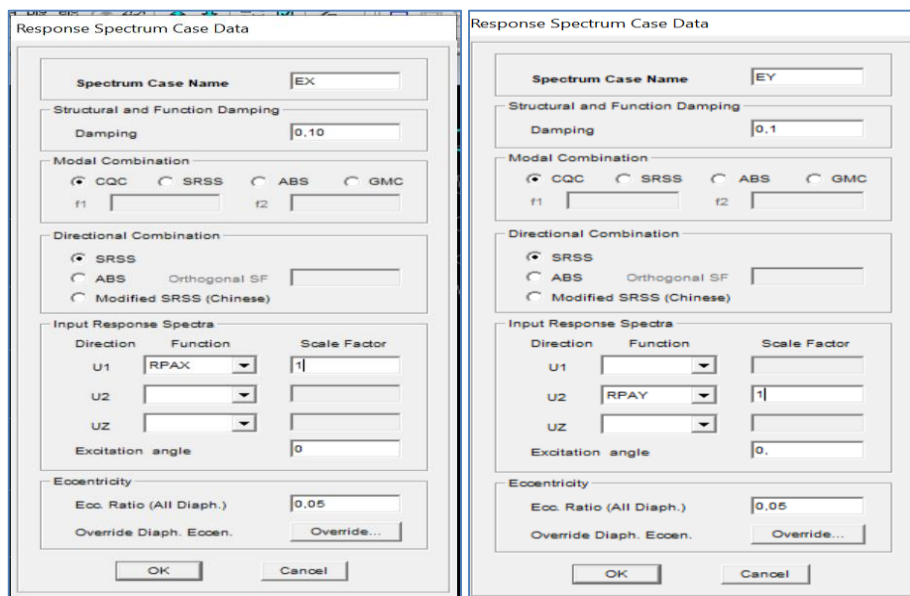


Figure IV.21 Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales

Étape « G » : Chargement des éléments

On sélectionne les éléments poutre de la périphérie et on leur affecte le chargement/ml (dues aux : mur extérieur, l’acrotère, l’escalier) qui leur revient en cliquant sur :

Assign → **frame/ line load** → **distributed**.

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient

en cliquant sur : **assign** → **shell/areas load** → **uniform**. 

Étape « H » : Introduction des combinaisons d’actions

➤ **Combinaisons aux états limites**

ELU : 1,35 G+1,5 Q

ELS : G+Q

➤ **Combinaisons accidentelle du RPA99/version 2003**

GQE : $G+Q \pm E$

08 GE : $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel, on clique sur :

Define → **Loads Combinaisons**  → **Add New Combo.**

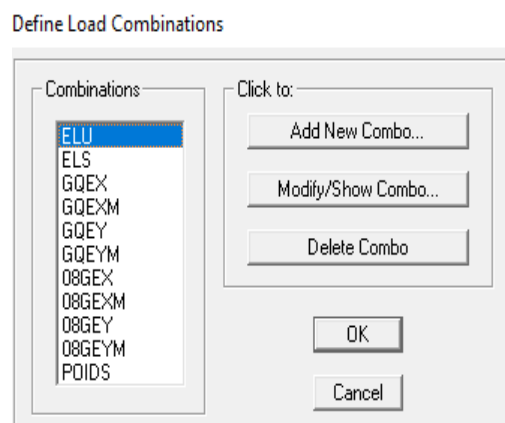



Figure IV.22 Introduction des combinaisons d'actions

Étape « I » : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

➤ **Lancement de l'analyse**

Avant de lancer l'analyse de la structure on clique d'abord sur **Lock /unlock model**  pour bloqué le model, et on se positionne sur : **Analyze** → **RunAnalysis (F05)** pour lancer l'analyse.

➤ **Visualisation des résultats**



Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites afin de visualisé la déformé suivant la charge introduite.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un portique, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces / Stresses Diagrame** .

Déplacement : pour extraire les déplacements, on sélectionne tout le plancher du niveau

Considéré, puis on clic sur **Show Tables** puis on coche **Displacement** et on choisi la combinaison.

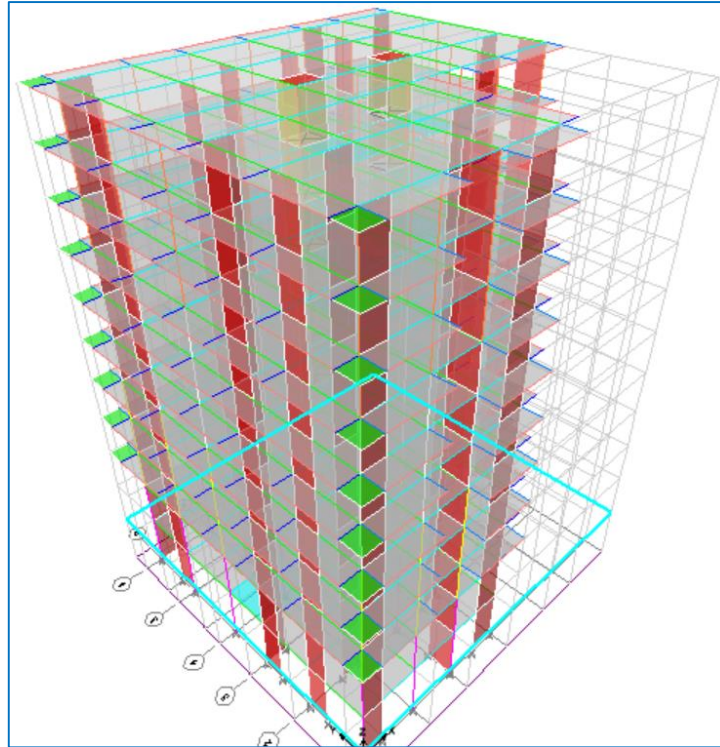


Figure IV.23 Vue en 3D de la structure

IV.4. Vérification des exigences du RPA

Cette partie consiste à vérifier les exigences du RPA99 version2003 qui sont :

- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- L'effort tranchant à la base.
- Justification vis-à-vis des déplacements
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

IV.4.1. Présentation de l'ouvrage

- ✓ Notre projet est un bâtiment en « **R+ Etage de service + 8 + EA** » implantée à **DBK dans la Wilaya de Tizi Ouzou**, classée selon le RPA 99 version en 2003 comme zone de forte sismicité (**zone IIa**).

- ✓ Bâtiment à usage habitation.
- ✓ Site meuble S3 (rapport géotechnique)
- ✓ Système structurel : portiques + voiles

IV.4.2. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à 0.8542 s

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information
 → Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios

On aura la fenêtre représentée sur la page suivante.

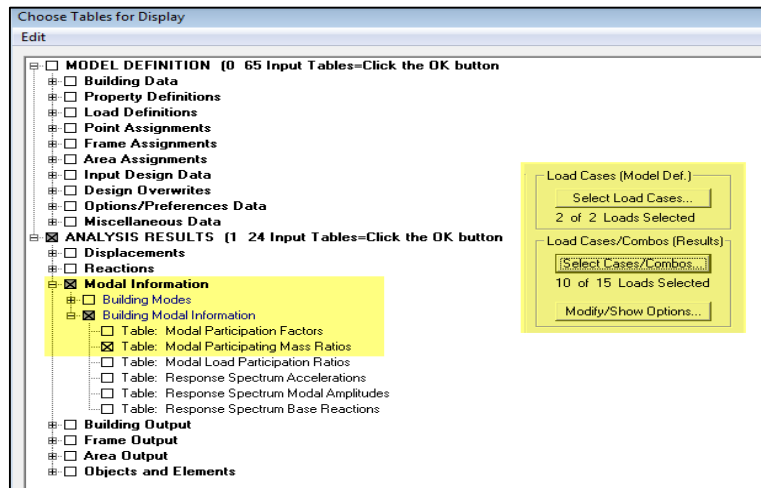


Figure IV.24 Affichage des informations modales

Les résultats seront affichés comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ	SumRX
1	1,147652	66,6904	2,3424	66,6904	2,3424	0,0000	0,0016	3,2873
2	1,024834	2,0974	62,3780	68,7878	64,7204	0,0000	5,1775	91,6248
3	0,933308	0,1724	4,5967	68,9602	69,3171	0,0000	65,0486	98,0556
4	0,237860	15,9347	1,8374	84,8949	71,1545	0,0000	0,0317	98,1966
5	0,213188	1,7147	14,8912	86,6096	86,0457	0,0000	1,1270	99,4927
6	0,195423	0,3094	0,9631	86,9190	87,0088	0,0000	16,3173	99,5740
7	0,089070	5,0728	0,8352	91,9918	87,8440	0,0000	0,0278	99,6174
8	0,079979	0,7485	4,8482	92,7403	92,6922	0,0000	0,2158	99,8641
9	0,073058	0,1342	0,2171	92,8745	92,9093	0,0000	5,3243	99,8743
10	0,045397	2,3370	0,4027	95,2115	93,3120	0,0000	0,0218	99,8843
11	0,040947	0,3630	2,2715	95,5745	95,5835	0,0000	0,0588	99,9410
12	0,037054	0,0642	0,0649	95,6387	95,6484	0,0000	2,4446	99,9425

Figure IV.25 La période et des masses participantes

- ◆ Le premier mode de vibration est : **Une translation suivant l'axe Y-Y,**
Il mobilise 66,69 % de la masse.> 50%
- ◆ Le deuxième mode de vibration est : **Une translation suivant l'axe X-X,**
Il mobilise 62,37 % de la masse.> 50%
- ◆ Le troisième mode de vibration est : **Une rotation suivant l'axe Z-Z,**
Il mobilise 65,05 % de la masse.> 50% ; il n'y a pas de torsion.

➤ **Nombres de modes propres (Article 4.3, 4 RPA99 version 2003)**

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est : **08 modes.**

8ème mode → Sens X-X : 92,74 % > 90% → **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y : 92,69 % > 90% → **Condition vérifiée.**

IV.4.3. Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Formule 4-1 ; article 4.2.3 RPA 99 version 2003}).$$

- A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.
- R : facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,
- D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats qui suivent.

A) Coefficient d'accélération de zone (A)

Il est donné par le tableau 4.1 du RPA 99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone IIa, groupe d'usage 2 → **A=0.15**

B) Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{Formule 4.2 RPA 99 version 2003}).$$

D'après le tableau 4.7 du RPA 99 version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{array} \right\} \quad \text{Site meuble S3}$$

➤ Facteur de correction d'amortissement η

Il est donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$ (Formule 4.3 RPA99 version 2003)

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend : $\xi = 10\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 \geq 0,7$

$$\eta = 0,76 > 0,7$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante: $T = C_T h_N^{3/4}$

Avec h_N la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n. $h_n = 35,02 \text{ m}$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003

$$C_T = 0,05.$$

Remarque : Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0,05 \times (35,02)^{3/4} \rightarrow T = 0,72 \text{ sec}$$

Selon l'article 4.24 du RPA 99 version 2003

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur 'D' est déterminée à partir du tableau suivant :

	Condition sur T	Période choisie
1 ^{er} cas	T analytique < T empirique	T = T empirique
2 ^{ème} cas	T empirique < T analytique < 1,3 T empirique	T = T analytique
3 ^{ème} cas	1,3 T empirique < T analytique	T = 1,3 T empirique

$$D'où : T = 1,3 \times 0,72 = 0,94 \text{ sec} < T_{\text{analytique}} = 1,147 \text{ sec} \rightarrow \text{3^{ème} cas}$$

$$\text{Donc } T > 1,3 T_{\text{empirique}} \rightarrow T = 0,94 \text{ s}$$

$$\text{Finalement : } D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,94}\right)^{2/3} \rightarrow D = 1,25$$

C) Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum P_q$$

Avec P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

Sens x-x

Critère q	Observé (oui ou non)	P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0,00
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Non	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00

Sens y-y

Critère q	Observé (oui ou non)	P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,00
2- Redondance en plan	Non	0,05
3- Régularité en plan	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Oui	0,00
5- Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0,00
6- Contrôle de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0,00

On aura finalement :

$$Q_x = 1,10 \text{ et } Q_y = 1,10.$$

D) Détermination du poids de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

D'où : $W_T = \sum_1^9 W_i$

Avec W_{Gi} : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

$\beta = 0,20$ (cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) ; donné par le tableau 4-5 du RPA 99 version 2003

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

Display → **show tables** → **selectionner Building Output Table**
 → **Story Shears** → **POIDS Combo**

On aura la fenêtre suivante :

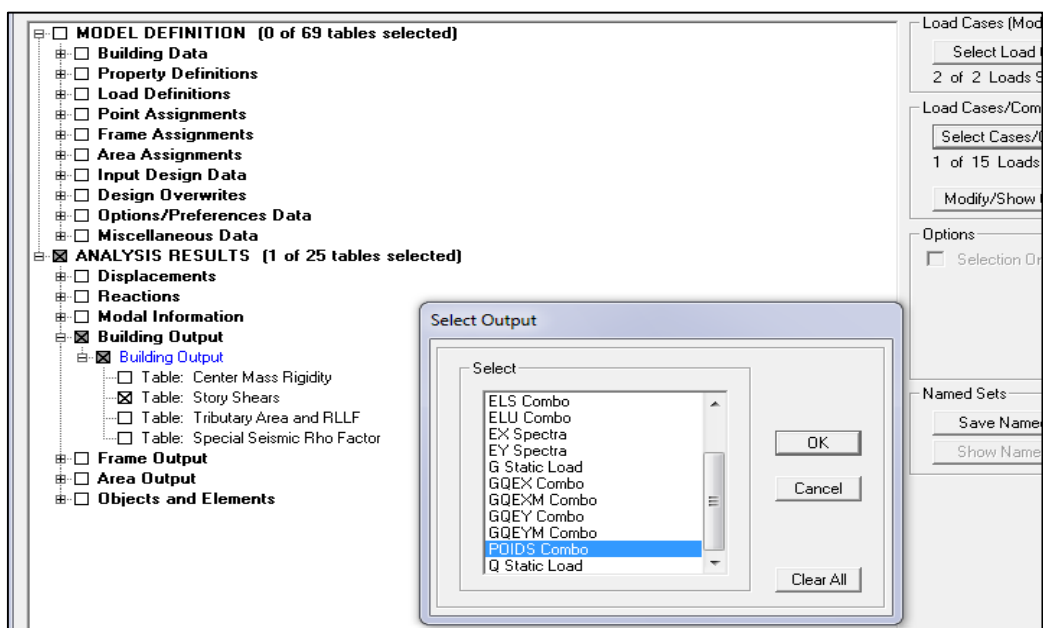


Figure IV.26 Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représenté par le tableau suivant.

Story Shears

Edit View

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE1	EX	Bottom	0,00	3340,21	490,93	49438,710	7876,965	59096,9
ETAGE1	EY	Top	0,00	492,45	3515,06	39315,564	52778,339	6762,0
ETAGE1	EY	Bottom	0,00	492,45	3515,06	39315,564	62670,653	7951,0
ETAGE1	PODS	Top	41210,18	0,00	0,00	0,000	506013,751	-413616
ETAGE1	PODS	Bottom	42405,11	0,00	0,00	0,000	520438,964	-426383
ES	EX	Top	0,00	3485,11	529,07	51796,031	7876,965	59096,9
ES	EX	Bottom	0,00	3485,11	529,07	51796,031	9317,970	69917,9
ES	EY	Top	0,00	529,44	3658,89	41262,993	62670,653	7951,0
ES	EY	Bottom	0,00	529,44	3658,89	41262,993	74145,353	9408,0
ES	PODS	Top	45398,78	0,00	0,00	0,000	556345,614	-458747
ES	PODS	Bottom	46871,83	0,00	0,00	0,000	574152,349	-474495
RDC	EX	Top	0,00	3551,41	547,65	52895,847	9317,970	69917,9
RDC	EX	Bottom	0,00	3551,41	547,65	52895,847	11210,656	83387,4
RDC	EY	Top	0,00	547,65	3724,42	42151,068	74145,353	9408,0
RDC	EY	Bottom	0,00	547,65	3724,42	42151,068	88376,851	11313,5
RDC	PODS	Top	49621,44	0,00	0,00	0,000	608197,193	-503375
RDC	PODS	Bottom	51389,10	0,00	0,00	0,000	629565,275	-522273

Tableau IV.1 Valeur du poids total de la structure

On choisit la valeur indiquée pour ES _ Bottom

Donc : $W = 51389,10 \text{ KN}$

E) Justification du type de contreventement

Dans cette étape, on doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

View → set 3D view → une fenêtre apparaît on sélectionne XZ et on met 0 pour Aperture.

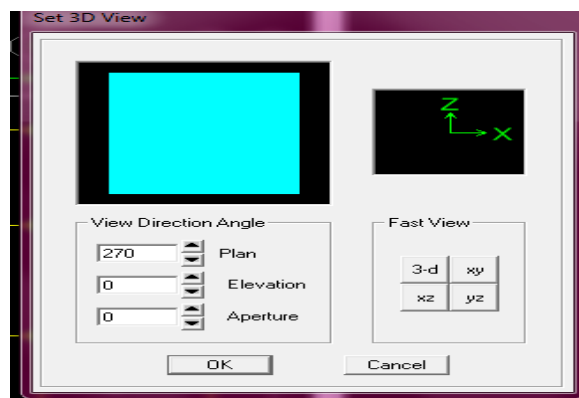


Figure IV.27 Set 3D view options

Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison E.

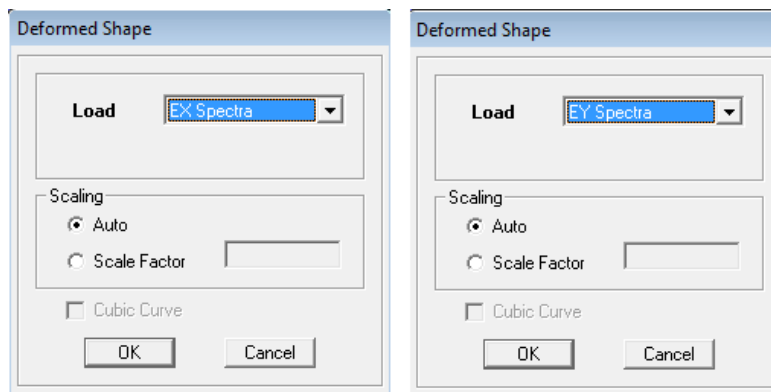


Figure IV.28 Affichage des déformées suivant x et y.

Ensuite **draw** → **draw section cut**

→ On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.

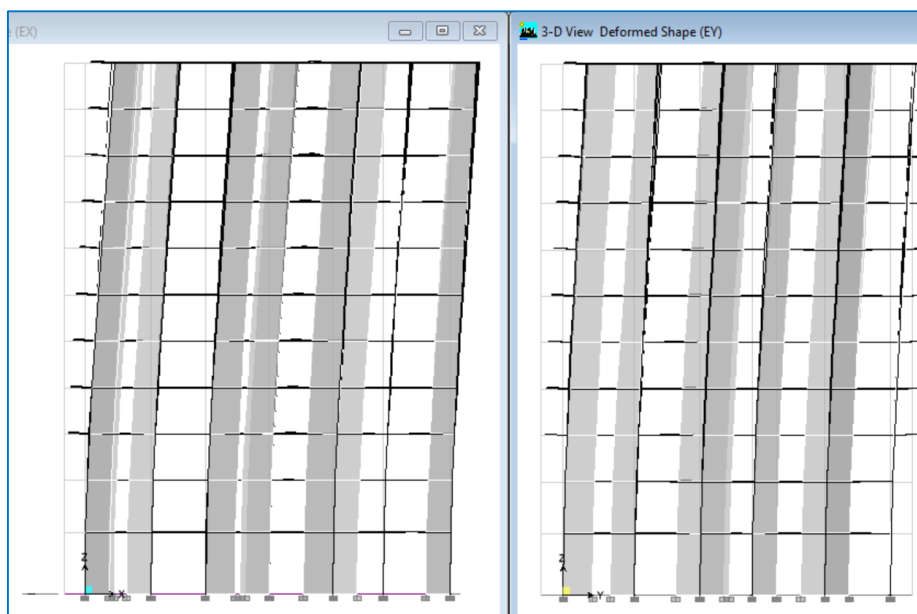


Figure IV.29 La déformée dans le sens x-x et le sens y-y.

Pour avoir les efforts repris par les portiques on décoche **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clic sur **refresh** on aura une nouvelle valeur dans force case 1 ainsi :

Les charges horizontales

Sens X-X

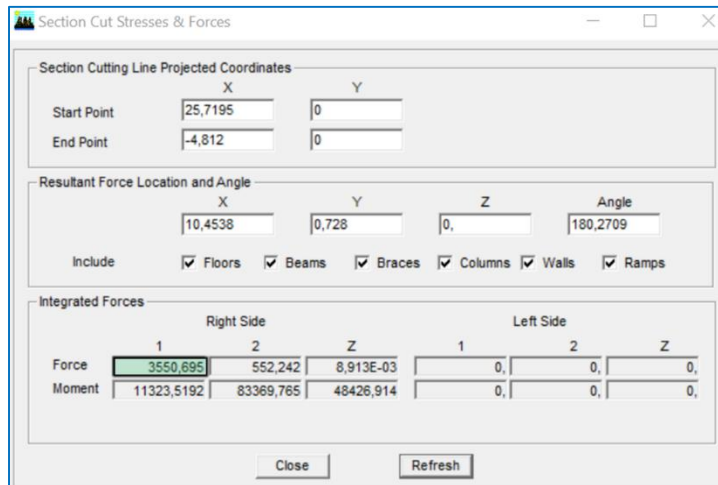


Figure IV.30 Les forces horizontales reprises par tous les éléments suivant x-x

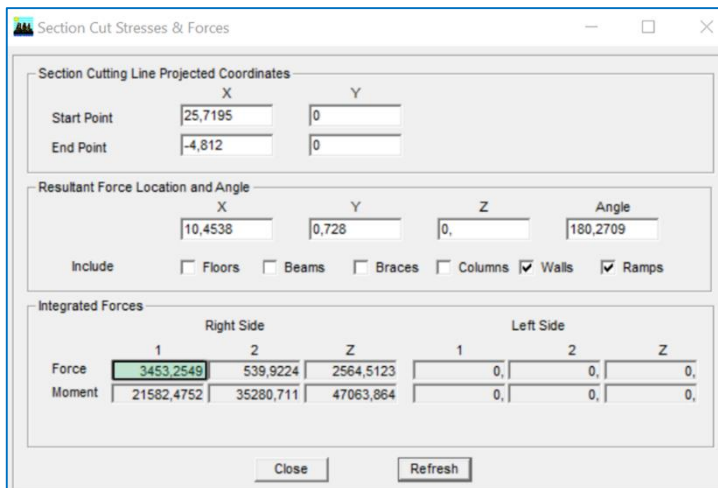


Figure IV.31 Les forces horizontales reprises par les voiles suivant x-x

On a 3550,70 → 100%

3453,25 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{3453,25 \times 100}{3550,70} = 97,17 \%$$

Donc : Effort repris par les voiles = 97,17%

Effort repris par les portiques= **2,83 %**

Sens Y-Y

De l’Etats on obtient les tableaux suivant :

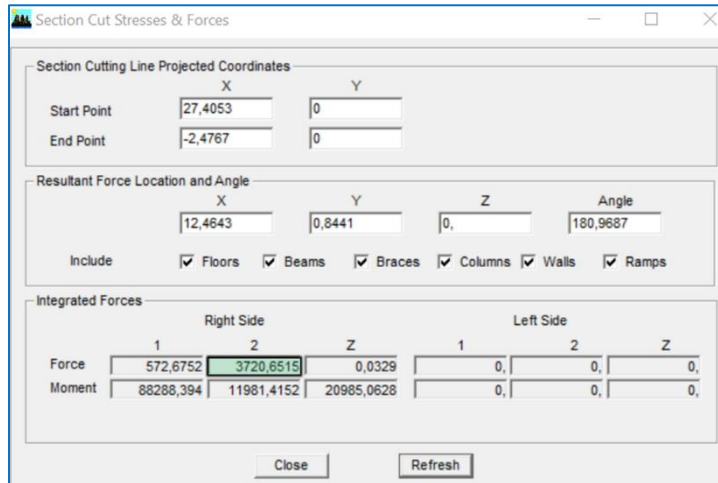


Figure IV.32 Les forces horizontales reprises par tous les éléments suivant y-y

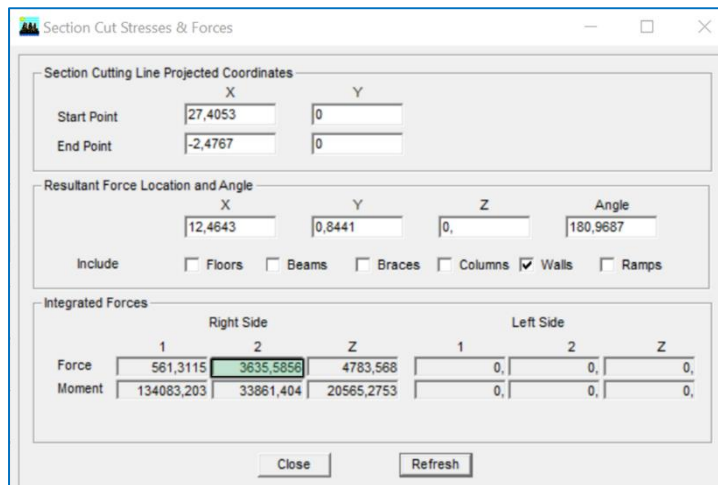


Figure IV.33 Les forces horizontales reprises par les voiles suivant y-y

On a 3720,65 → 100%

3635,59 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{3635,59 \times 100}{3720,65} = \mathbf{97,71 \%}$$

Donc : Effort repris par les voiles= **97,71%**

Effort repris par les portiques= **2,29 %**

Les Charges verticales

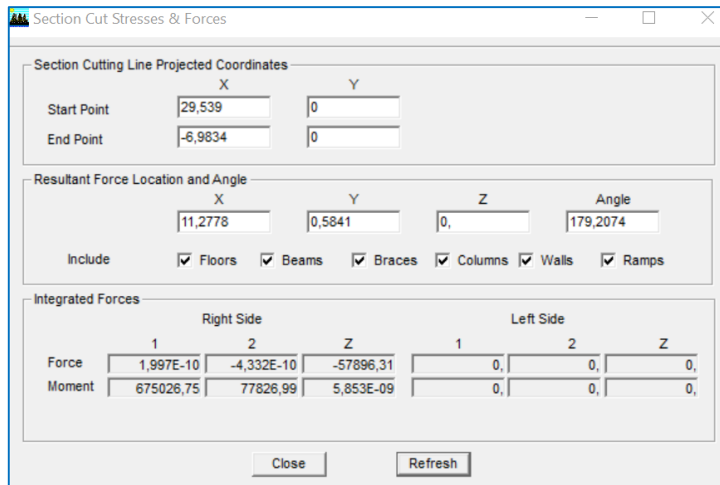


Figure IV.34 Les forces vertical reprises par tous les éléments

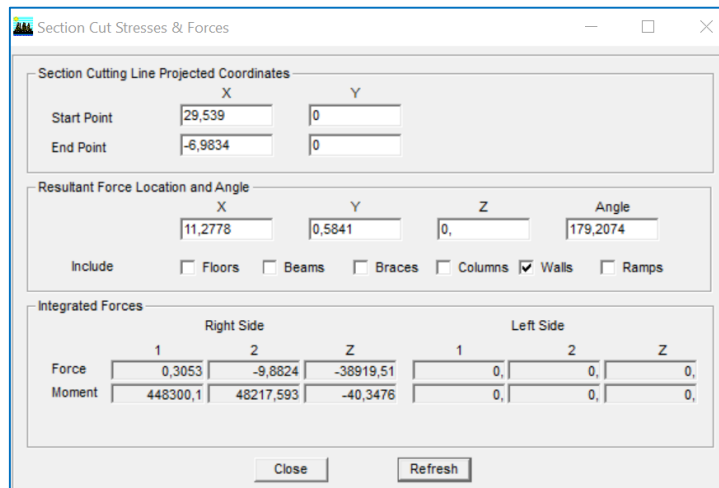


Figure IV.35 Les forces verticales reprises par les voiles

On a 57896,31 → 100%

38919,51 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{38919,51 \times 100}{57896,31} = \mathbf{67,22\%}$$

Donc : Effort repris par les voiles= **67,22 %**

Effort repris par les portiques= **32,78%**

Selon les résultats trouvés et le tableau 4.3 du RPA 99 version 2003 :

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables 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

Selon les résultats trouvée, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles > 20%

D'après l'article 3.4 du RPA 99 version 2003, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le **système de contreventement par voiles porteurs** ; dont le coefficient de comportement **R=3.5**. Donc notre choix est maintenu.

Finalement, le calcul de la force sismique à la base par la méthode statique équivalente nous donne les valeurs suivantes :

MSE (RPA 99 V/ 2003)	Sens X		Sens Y	
Coefficient	A	0,15	A	0,15
	D	1,25	D	1,25
	Q	1,10	Q	1,10
	W	51389,10	W	51389,10
	R	3,5	R	3,5
Forces sismiques V (Kn)	3028,29		3028,29	

➤ Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS

En procédant par les étapes suivantes :

Display → **Show tables** → on selection **Building Modal Information**

→ **Table: response spectrum base reactions** → on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

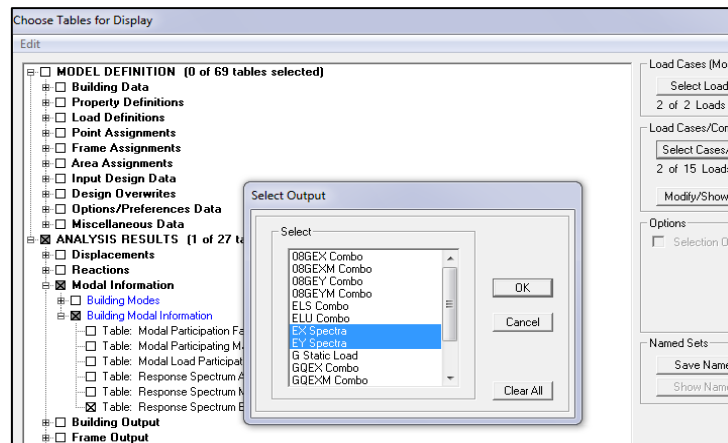


Figure IV.36 Méthode d’affichage des valeurs de l’effort sismique sur le logiciel ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
ETAGE1	EX	Bottom	0,00	2385,87	350,66	35313,364	5626,404	42212,7
ETAGE1	EY	Top	0,00	351,75	2510,76	28082,546	37698,814	4830,0
ETAGE1	EY	Bottom	0,00	351,75	2510,76	28082,546	44764,752	5679,2
ETAGE1	POIDS	Top	41210,18	0,00	0,00	0,000	506013,751	-413616
ETAGE1	POIDS	Bottom	42405,11	0,00	0,00	0,000	520438,964	-426383
ES	EX	Top	0,00	2489,36	377,90	36997,165	5626,404	42212,7
ES	EX	Bottom	0,00	2489,36	377,90	36997,165	6655,693	49941,3
ES	EY	Top	0,00	378,17	2613,49	29473,567	44764,752	5679,2
ES	EY	Bottom	0,00	378,17	2613,49	29473,567	52960,966	6720,0
ES	POIDS	Top	45398,78	0,00	0,00	0,000	556345,614	-458747
ES	POIDS	Bottom	46871,83	0,00	0,00	0,000	574152,349	-474495
RDC	EX	Top	0,00	2536,72	391,18	37782,748	6655,693	49941,3
RDC	EX	Bottom	0,00	2536,72	391,18	37782,748	8007,611	59562,4
RDC	EY	Top	0,00	391,18	2660,30	30107,905	52960,966	6720,0
RDC	EY	Bottom	0,00	391,18	2660,30	30107,905	63126,322	8080,9
RDC	POIDS	Top	49621,44	0,00	0,00	0,000	608197,193	-503375
RDC	POIDS	Bottom	51389,10	0,00	0,00	0,000	629565,275	-522273

Tableau IV.2 Efforts tranchants à la base donnés par ETABS

On choisit la valeur maximale dans chaque sens : $V_x = 2536,72 \text{ KN}$

$V_y = 2660,30 \text{ KN}$

◆ Comparaison des résultats des forces sismiques

	$V_{MSE} \text{ (KN)}$	$0.8V_{MSE} \text{ (KN)}$	$V_{ETABS} \text{ (KN)}$	$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$
Sens (x-x)	3028,29	2422,63	2536,72	Condition non vérifiée
Sens (y-y)	3028,29	2422,63	2660,30	Condition non vérifiée

Remarque :

La condition de l'effort tranchant à la base n'étant pas vérifiée, il y a lieu de multiplier par un coefficient d'amplification et de l'introduire à nouveau dans la modélisation ETABS.

Article 4.3.6. du RPA 99 version 2003 :

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

Sens xx : $0.8 V/V_t = 2536,72/ 2422,63 = 1,05$

Sens yy : $0.8 V/V_t = 2660,30/ 2422,63 = 1,10$

◆ **Nouvelles comparaison des résultats des forces sismiques**

	V_{MSE} (KN)	$0.8V_{MSE}$ (KN)	V_{ETABS} (KN)	$V_{ETABS} > 0.8V_{MSE}$
Sens (x-x)	3028,29	2422,63	2663,55	Condition vérifiée
Sens (y-y)	3028,29	2422,63	2926,33	Condition vérifiée

Les nouvelles valeurs obtenues sont données par la figure suivante en guise de vérification :

The screenshot shows the 'Story Shears' window in ETABS. The table below represents the data visible in the window, with the values 2663,55 and 2926,33 highlighted in yellow to match the text above.

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	
	ETAGE1	EX	Bottom	0,00	2505,16	368,19	37079,032	5907,724	44322,1
	ETAGE1	EY	Top	0,00	386,93	2761,83	30890,800	41468,695	5313,0
	ETAGE1	EY	Bottom	0,00	386,93	2761,83	30890,800	49241,228	6247,2
	ETAGE1	POIDS	Top	41210,18	0,00	0,00	0,000	506013,751	-413616
	ETAGE1	POIDS	Bottom	42405,11	0,00	0,00	0,000	520438,964	-426383
	ES	EX	Top	0,00	2613,83	396,80	38847,023	5907,724	44322,1
	ES	EX	Bottom	0,00	2613,83	396,80	38847,023	6988,478	52438,4
	ES	EY	Top	0,00	415,99	2874,84	32420,923	49241,228	6247,2
	ES	EY	Bottom	0,00	415,99	2874,84	32420,923	58257,063	7392,0
	ES	POIDS	Top	45398,78	0,00	0,00	0,000	556345,614	-458747
	ES	POIDS	Bottom	46871,83	0,00	0,00	0,000	574152,349	-474495
	RDC	EX	Top	0,00	2663,55	410,74	39671,885	6988,478	52438,4
	RDC	EX	Bottom	0,00	2663,55	410,74	39671,885	8407,992	62540,4
	RDC	EY	Top	0,00	430,30	2926,33	33118,696	58257,063	7392,0
	RDC	EY	Bottom	0,00	430,30	2926,33	33118,696	69438,955	8889,0
	RDC	POIDS	Top	49621,44	0,00	0,00	0,000	608197,193	-503375
	RDC	POIDS	Bottom	51389,10	0,00	0,00	0,000	629565,275	-522273

IV.4.4. Justification vis-à-vis des déplacements

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003. Ils ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 version 2003, formule 4-19})$$

δ_{ek} déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R coefficient de comportement.

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

δ_{kx} déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

δ_{ky} déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure

H_e hauteur de l'étage courant

➤ **Dans le sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → *Show Tables* → Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

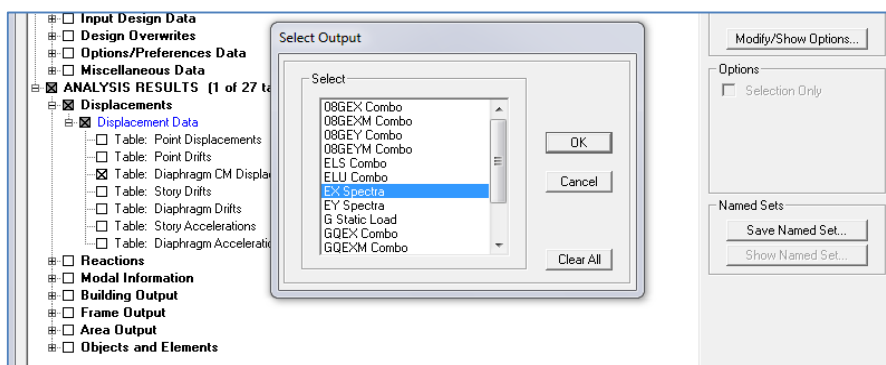


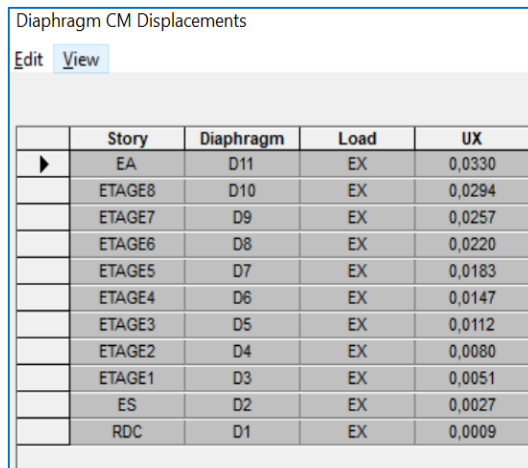
Figure IV.37 Affichage des valeurs des déplacements

Ensuite :

ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex** on cliquant sur :

Select Cases/Combos → 2 fois sur **OK**

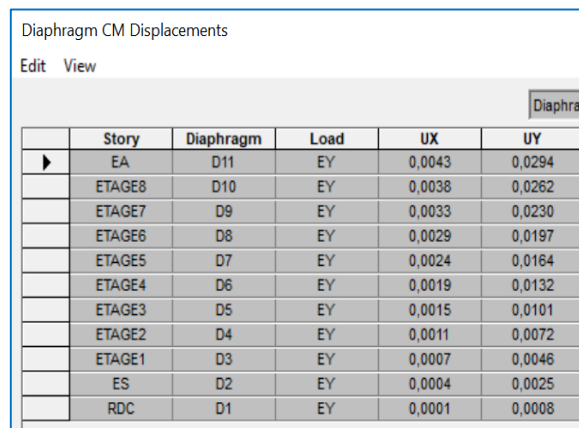


	Story	Diaphragm	Load	UX
▶	EA	D11	EX	0,0330
	ETAGE8	D10	EX	0,0294
	ETAGE7	D9	EX	0,0257
	ETAGE6	D8	EX	0,0220
	ETAGE5	D7	EX	0,0183
	ETAGE4	D6	EX	0,0147
	ETAGE3	D5	EX	0,0112
	ETAGE2	D4	EX	0,0080
	ETAGE1	D3	EX	0,0051
	ES	D2	EX	0,0027
	RDC	D1	EX	0,0009

Tableau IV.3 Les déplacements dans le sens x-x

➤ **Dans le sens transversal**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur : **Select cases/combos** → 2 fois sur **OK**



	Story	Diaphragm	Load	UX	UY
▶	EA	D11	EY	0,0043	0,0294
	ETAGE8	D10	EY	0,0038	0,0262
	ETAGE7	D9	EY	0,0033	0,0230
	ETAGE6	D8	EY	0,0029	0,0197
	ETAGE5	D7	EY	0,0024	0,0164
	ETAGE4	D6	EY	0,0019	0,0132
	ETAGE3	D5	EY	0,0015	0,0101
	ETAGE2	D4	EY	0,0011	0,0072
	ETAGE1	D3	EY	0,0007	0,0046
	ES	D2	EY	0,0004	0,0025
	RDC	D1	EY	0,0001	0,0008

Tableau IV.4 Les déplacements dans le sens y-y

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E_x :

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek} (m)	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$ (m)	1%H _c (m)	conclusion
EA	D11	EX	0,033	3,5	0,116	0,0036	0,0306	CV
E8	D10	EX	0,0294	3,5	0,103	0,0037	0,0306	CV
E7	D9	EX	0,0257	3,5	0,090	0,0037	0,0306	CV
E6	D8	EX	0,022	3,5	0,077	0,0037	0,0306	CV
E5	D7	EX	0,0183	3,5	0,064	0,0036	0,0306	CV
E4	D6	EX	0,0147	3,5	0,051	0,0035	0,0306	CV
E3	D5	EX	0,0112	3,5	0,039	0,0032	0,0306	CV
E2	D4	EX	0,008	3,5	0,028	0,0029	0,0306	CV
E1	D3	EX	0,0051	3,5	0,018	0,0024	0,0306	CV
ES	D2	EX	0,0027	3,5	0,009	0,0018	0,034	CV
RDC	D1	EX	0,0009	3,5	0,003	0,0009	0,0408	CV

Tableau IV.5 Résultats de calcul avec la combinaisons E_x

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison E_y :

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek} (m)	R	$\delta_k=R\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_x=\delta_k-\delta_{k-1}$ (m)	1%H _c (m)	conclusion
EA	D11	EY	0,0294	3,5	0,103	0,0032	0,0306	CV
E8	D10	EY	0,0262	3,5	0,092	0,0032	0,0306	CV
E7	D9	EY	0,023	3,5	0,081	0,0033	0,0306	CV
E6	D8	EY	0,0197	3,5	0,069	0,0033	0,0306	CV
E5	D7	EY	0,0164	3,5	0,057	0,0032	0,0306	CV
E4	D6	EY	0,0132	3,5	0,046	0,0031	0,0306	CV
E3	D5	EY	0,0101	3,5	0,035	0,0029	0,0306	CV
E2	D4	EY	0,0072	3,5	0,025	0,0026	0,0306	CV
E1	D3	EY	0,0046	3,5	0,016	0,0021	0,0306	CV
ES	D2	EY	0,0025	3,5	0,009	0,0017	0,034	CV
RDC	D1	EY	0,0008	3,5	0,003	0,0008	0,0408	CV

Tableau IV.6 Resultats de calcul avec la combinaison E_y

➤ **Déplacement maximal**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante:

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{h_t}{500} \text{ (Art B.6.5,3/BAEL91) avec}$$

f : la flèche admissible.

h_t : la hauteur totale du bâtiment

Suivant Ex

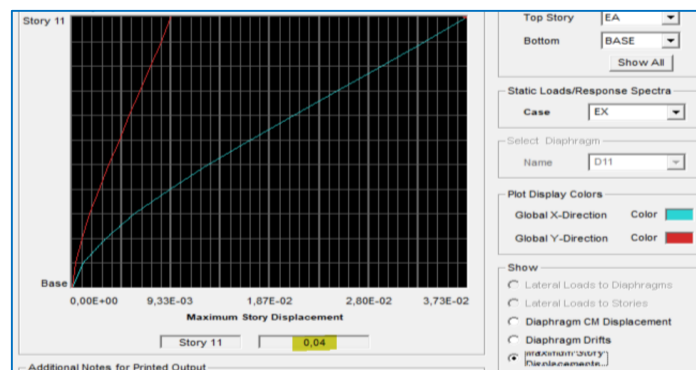
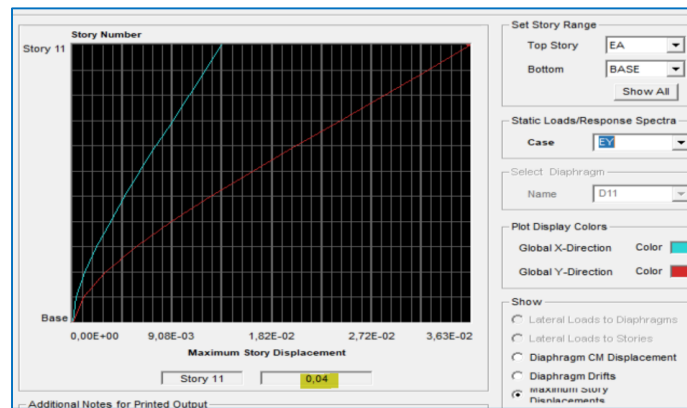


Figure IV.38 Déplacement max suivant E_x

$$\delta_{Max} = 0,04 \text{ m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{35,02}{500} = 0,070 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant E_y Figure IV.39 déplacement max suivant E_y

$$\delta_{\text{Max}} = 0,04 \text{ m} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{35,02}{500} = 0,070 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.4.5. Vérifications de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

Avec P_k poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

V_k effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k hauteur de l'étage « k »

On a :

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2ème ordre sont négligés.
- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

Story	poids	Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
		Δ_{ex} [m]	V_x [KN]	$V_x \times h$	Θ_x	Δ_{ey} [m]	V_y [KN]	$V_y \times h$ [KNm]	Θ_y
EA	4926,28	0,0036	616,35	1886,03	0,0094	0,0032	664,04	2031,96	0,0078
E8	9489,78	0,0037	1034,7	3166,18	0,0111	0,0032	1124,6	3441,28	0,0088
E7	14053,29	0,0037	1338,87	4096,94	0,0127	0,0033	1467,54	4490,67	0,0103
E6	18720,07	0,0037	1594,28	4878,50	0,0142	0,0033	1759,07	5382,75	0,0115
E5	23386,85	0,0036	1813,38	5548,94	0,0152	0,0032	2009,65	6149,53	0,0122
E4	28053,63	0,0035	2009,45	6148,92	0,0160	0,0031	2230,2	6824,41	0,0127
E3	32837,46	0,0032	2194,29	6714,53	0,0156	0,0029	2432,3	7442,84	0,0128
E2	37621,29	0,0029	2359,29	7219,43	0,0151	0,0026	2608,61	7982,35	0,0123
E1	42405,11	0,0024	2505,16	7665,79	0,0133	0,0021	2761,83	8451,20	0,0105
ES	46871,83	0,0018	2613,83	8887,02	0,0095	0,0017	2874,84	9774,46	0,0082
RDC	51389,1	0,0009	2663,55	10867,28	0,0043	0,0008	2926,33	11939,43	0,0034

Tableau IV.7 L'évaluation de l'effet P-Delta suivant le sens x et y

Conclusion

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\Theta \leq 0,1$.

Pour déterminer les valeurs des efforts tranchants V_x et V_y et le poids P par logiciel ETABS, on suit les étapes suivantes :

Pour V_x

Display → Show tables → ANALYSIS RESULTS → Building Output

→ Table: Story Shears → on définit la combinaison Ex on cliquant sur : 2 fois OK

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
EA	EX	Bottom	0	616,35	119,06	8949,557	364,318	1886,036
ETAGE8	EX	Bottom	0	1034,7	179,62	14897,774	906,636	5023,946
ETAGE7	EX	Bottom	0	1338,87	209,7	19230,689	1512,573	9007,492
ETAGE6	EX	Bottom	0	1594,28	233,84	22929,302	2148,007	13660,942
ETAGE5	EX	Bottom	0	1813,38	255,36	26158,293	2809,133	18882,891
ETAGE4	EX	Bottom	0	2009,45	277,54	29134,182	3499,072	24596,244
ETAGE3	EX	Bottom	0	2194,29	305,21	32010,791	4232,706	30763,696
ETAGE2	EX	Bottom	0	2359,29	335,65	34652,679	5029,997	37353,38
ETAGE1	EX	Bottom	0	2505,16	368,19	37079,032	5907,724	44322,748
ES	EX	Bottom	0	2613,83	396,8	38847,023	6988,478	52438,465
RDC	EX	Bottom	0	2663,55	410,74	39671,885	8407,992	62540,571

Tableau IV.8 Valeurs de l'effort tranchant V_x

Pour Vy

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY	
EA	EY	Bottom		0	124,14	664,04	6986,296	2031,972	379,879
ETAGE8	EY	Bottom		0	187,18	1124,6	11868,045	5443,564	944,82
ETAGE7	EY	Bottom		0	219,03	1467,54	15621,765	9816,791	1577,011
ETAGE6	EY	Bottom		0	245,48	1759,07	18897,483	14969,766	2243,727
ETAGE5	EY	Bottom		0	269,27	2009,65	21771,162	20791,215	2942,882
ETAGE4	EY	Bottom		0	293,27	2230,2	24373,576	27186,443	3677,517
ETAGE3	EY	Bottom		0	322,31	2432,3	26793,675	34096,813	4461,484
ETAGE2	EY	Bottom		0	353,62	2608,61	28946,535	41468,695	5313,054
ETAGE1	EY	Bottom		0	386,93	2761,83	30890,8	49241,228	6247,225
ES	EY	Bottom		0	415,99	2874,84	32420,923	58257,063	7392,074
RDC	EY	Bottom		0	430,3	2926,33	33118,696	69438,955	8889,084

Tableau IV.9 Valeurs de l'effort tranchant Vy

Pour P

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

Story	Load	Loc	P
EA	POIDS	Top	3951,67
EA	POIDS	Bottom	4926,28
ETAGE8	POIDS	Top	8515,17
ETAGE8	POIDS	Bottom	9489,78
ETAGE7	POIDS	Top	13078,68
ETAGE7	POIDS	Bottom	14053,29
ETAGE6	POIDS	Top	17642,19
ETAGE6	POIDS	Bottom	18720,07
ETAGE5	POIDS	Top	22308,97
ETAGE5	POIDS	Bottom	23386,85
ETAGE4	POIDS	Top	26975,75
ETAGE4	POIDS	Bottom	28053,63
ETAGE3	POIDS	Top	31642,53
ETAGE3	POIDS	Bottom	32837,46
ETAGE2	POIDS	Top	36426,36
ETAGE2	POIDS	Bottom	37621,29
ETAGE1	POIDS	Top	41210,18
ETAGE1	POIDS	Bottom	42405,11

Tableau IV.10 Le poids P

Conclusion

Toutes les exigences du règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003 ont été vérifiées, nous pouvons alors procéder à l'extraction des résultats afin d'étudier les éléments principaux de la superstructure ainsi que l'infrastructure.

Chapitre V
Ferrailages des éléments
principaux

V.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts vers les fondations. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M , qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.6), ils sont donc calculés en flexion composée.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$1.35G+1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.

$G+Q\pm E \rightarrow$ RPA99 version 2003.

$0.8G\pm E \rightarrow$ RPA99 version 2003.

V.1.1. Recommandations du RPA :

Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **$40\Phi_L$** (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm en zone IIa**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Pourcentage total minimum :

Le pourcentage minimal d'aciers est de **0.8%** de la section du béton (**$0.8\% bh$**) :

Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

	0.8% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux (50x50)	20	100	150
Poteaux (45x45)	16,20	81	121.5
Poteaux (40x40)	12,80	64	96
Poteaux (35x35)	9,80	49	73.5

Tableau V.1 : Section minimale et maximale des armatures.

V.1.2. Calcul des armatures à l'ELU

- **Exposé de la méthode de calcul**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

a- Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.
(Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

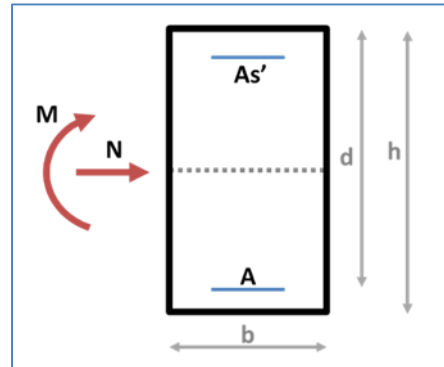
Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81\frac{c'}{h}] bh^2f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.



$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

➤ **1er cas :**

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ → la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ **2ème cas :**

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ → la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

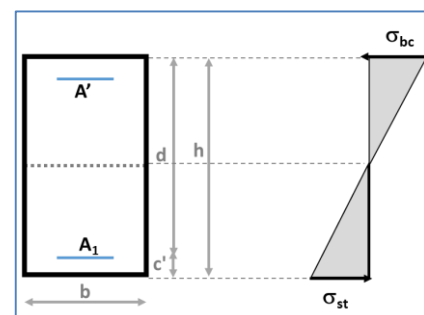
On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot bd^2f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s}$$



La section réelle d'armature :

$$A_s' = A'$$

$$A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s}$$

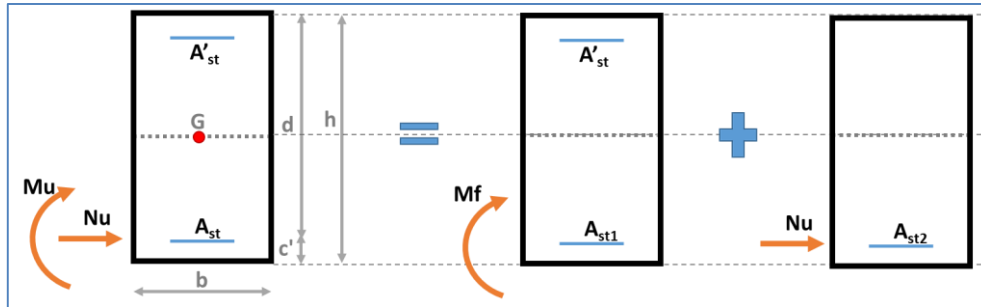


Figure V.1 : Section partiellement comprimée (SPC).

b- Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81\frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :

➤ 1er cas :

Si $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1' > 0$$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f(d - 0.5h) bh f_{bc}}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$

➤ **2^{ème} cas :**

Si $N_u(d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$ → la section est Simplement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1' = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)}$$

$$A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right)$$

$$\text{Avec :} \quad \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite

de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : **B** : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

▪ **Sollicitations de calcul**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Par la suite, le ferrailage des poteaux sera fait à l'aide de l'application de calcul des sections d'armatures SOCOTEC.

Niveau	Section (cm ²)	Sollicitation	Combinaison	Effort normal N _u (KN)	Moment M _u (KN.m)
RDC - ES	(50 × 50)	N ^{max} – M ^{corr}	ELU	1815,98	8,291
		N ^{min} – M ^{corr}	08GEX	-0,12	9,121
		N ^{corr} – M ^{max}	GQEY	1018,71	-68,485
E1 – E3	(45 × 45)	N ^{max} – M ^{corr}	ELU	1487,69	-10,935
		N ^{min} – M ^{corr}	08GEX	-0,03	4,905
		N ^{corr} – M ^{max}	GQEY	638,64	-70,20
E4 – E6	(40 × 40)	N ^{max} – M ^{corr}	ELU	939,60	21,631
		N ^{min} – M ^{corr}	GQEYM	-0,10	3,447
		N ^{corr} – M ^{max}	GQEY	326,60	-69,195
E7 – EA	(35 × 35)	N ^{max} – M ^{corr}	ELU	456,68	24,666
		N ^{min} – M ^{corr}	08GEX	-0,04	0,050
		N ^{corr} – M ^{max}	GQEY	78,16	-68,430

Tableau V.2 : Les sollicitations de calcul des poteaux.

▪ **Exemple de calcul manuel des poteaux (50x50)**

On prend l'exemple de calcul manuel à l'ELU avec les efforts les plus défavorables pour le cas des poteaux (50x50) cm². On prend l'exemple du 3^{ème} cas avec le moment maximal ainsi que son effort normal correspondant :

$$N_u = 1018,71 \text{ KN} ; M_u = 68,485 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité (e) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 68.485/1018.71 = 0.067 \text{ m}$$

$$e_u = 6,7 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 50/2 - 3 = 22 \text{ cm} \rightarrow \text{(S.E.C)}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

On a:

$$M_f = 68,485 + 1018,71 (0.50/2 - 0.03) = 292,60 \text{ KN.m}$$

$$\left(0.337 - 0.81 \times \frac{0.03}{0.50} \right) \times 0.50 \times (0.50)^2 \times 14.2 \times 10^3 = 366.19 \text{ KN.m}$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f = 366,19 \text{ KN.m} < \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 511,91 \text{ KN.m} \rightarrow \text{(S.P.C)}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \left(\frac{366,19 \times 10^3}{50 \times 47^2 \times 14.2} \right) = 0.233 \text{ KN.m}$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{(S.S.A) (As' = 0)}$$

$$\mu = 0.233 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.873$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{366.19 \times 10^6}{0.873 \times 47 \times 435 \times 10^2} = 205.17 \text{ mm}^2 = 2.05 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'armature est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 205.17 - \frac{1018.71 \times 10^3}{435 \times 10^2} = 181.75 \text{ mm}^2 = 1.82 \text{ cm}^2$$

La section calculée étant inférieure à $A_{min} = 20 \text{ cm}^2$ pour les poteaux $(50 \times 50) \text{ cm}^2$; alors on doit adopter une section qui satisfait la condition de section minimale A_{min} .

$$\text{Soit : } 4\text{HA}20 + 4\text{HA}16 = 20,61 \text{ cm}^2 > A_{min} = 20 \text{ cm}^2$$

Alors on prend le ferrailage suivant : **4HA20 + 4HA16.**

Le calcul des poteaux est résumé dans le tableau suivant. Les différentes vérifications à l'ELU et à l'ELS sont données par la suite.

▪ **Calcul du ferrailage des poteaux**

Poteau	N (KN)	M (KNm)	OBS	As' (cm ²)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
50x50	1815,98	8,291	SEC	0	0	20	4HA20 4HA16	20,61
	-0,12	9,121	SPC	0	0,45			
	1018,71	-68,485	SEC	0	0			
45x45	1487,69	-10,935	SEC	0	0	16,20	4HA20 4HA16	20,61
	-0,03	4,905	SPC	0	0,27			
	638,64	-70,20	SEC	0	0			
40x40	939,60	21,631	SEC	0	0	12,80	4HA16 4HA14	14,20
	-0,10	3,447	SPC	0	0,22			
	326,60	-69,195	SPC	1,02	0			
35x35	456,68	24,666	SEC	0	0	9,80	8HA14	12,32
	-0,04	0,050	SPC	0	0,01			
	78,16	-68,430	SPC	4,49	0			

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux

V.1.3. Vérifications à l'ELU

▪ **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

▪ **Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \quad ; \quad \phi_t = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 10$.
Soit ($A_t = 3.14 \text{ cm}^2$).

▪ **Espacement des armatures transversales :**

❖ Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_1^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec : **a** : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.4; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 21\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_1^{\min}\right\} = \min\left\{\frac{35}{2}; \frac{35}{2}; 10 \times 1.4\right\}$$

$$S_t \leq \min\{17,5; 17,5; 14\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 14 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 10\text{cm}$$

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq 14 \text{ cm} \quad \text{soit: } S_t = 10 \text{ cm}$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \cdot b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots \dots \dots A_t^{\min} = 0.8 \% S_t \cdot b_1$$

Si $3 < \lambda_g \leq 5 \dots \dots \dots$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b₁ : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : **l_f** : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.707 l_0$$

l_0 : Hauteur libre du poteau.

❖ **Poteaux (50 x 50)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.68}{0.5} = 5.20 \quad \text{Donc } \lambda_g \geq 5$$

Donc

- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$
- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

❖ **Poteaux (45 x45) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.66}{0.45} = 4.17 \quad \text{Donc } 3 < \lambda_g \leq 5$$

Donc

- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$
 $A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 45 = 3.6 \text{ cm}^2$
 $(3.6 + 1.35) / 2 = 2.475 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$
- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$
 $A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 45 = 3.6 \text{ cm}^2$
 $(3.6 + 1.35) / 2 = 2.475 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

❖ **Poteaux (40x40) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.66}{0.40} = 4.7 \quad \text{Donc } 3 < \lambda_g \leq 5$$

Donc

- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$
 $A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2$
 $(3.2 + 1.2) / 2 = 2.2 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$
- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$
 $A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2$
 $(3.2 + 1.2) / 2 = 2.2 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

❖ **Poteaux (35x35) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.66}{0.35} = 5.37 \geq 5$$

Donc :

- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$
- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

▪ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

	H	h'
Poteaux (50x50)	4,08	$h' = \text{Max} \left(\frac{408-35}{6}; 50; 50; 60 \right) = 60 \text{cm}$
Poteaux (45x45)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{cm}$
Poteaux (40x40)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{cm}$
Poteaux (35x35)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60 \text{cm}$

Tableau V.4 : détermination de la zone nodale

La longueur minimale des recouvrements est :

Pour la zone III : $L_r = 40\Phi$

$$\emptyset 20 \quad L_r = 40 \times 2 = 80 \text{cm}$$

$$\emptyset 16 \quad L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

$$\emptyset 14 \quad L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

▪ **Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

On doit vérifier : $\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : $\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$

$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$

Poteau	H _e (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ _g	ρ _b	τ _b	τ̄ _{bu}	condition
50x50	3,06	50	47	34,34	5,20	0,075	0,032	1,875	CV
45x45	3,06	45	42	46,32	4,17	0,04	0,043	1	CV
40x40	3,06	40	37	47,13	4,7	0,04	0,044	1	CV
35x35	3,06	35	32		5,37	0,075	0,046	1,875	CV

Tableau V.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

V.1.4. Vérifications à l'ELS

A. Vérification des contraintes à l'ELS

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 435 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Pour le calcul, deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

▪ Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b h X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

▪ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_C$$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_C : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$L_C = \frac{h}{2} + C_s$$

$$\text{Avec : } P = -3L_C^2 - \frac{90A'_s}{b} (L_C - c') + \frac{90A_s}{b} (d - L_C)$$

$$q = -2L_C^3 - \frac{90A'_s}{b} (L_C - c')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - L_C)$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

- Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si $\Delta \leq 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$$

$$y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

Avec : $\cos\varphi = \frac{3q}{2q} \sqrt{\frac{3}{|P|}}$ et $a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{S} y_1^3 + 15 [A_S (d - y_1)^2 + A'_S (y_1 + c')^2]$$

Finalemnt : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_S}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{si} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
RDC et ES	$N_{max} = +1316,44$	$M_{cor} = 5,923$	4,91	73,2	67,4	4,47	15	435	CV
	$N_{min} = +38,54$	$M_{cor} = 0,433$	0,15	2,27	1,84	0,12	15	435	CV
	$N_{cor} = +963,16$	$M_{max} = -35,21$	2,12	34,1	68,8	4,74	15	435	CV
E1-E3	$N_{max} = +1076,85$	$M_{cor} = -7,897$	4,23	64,2	74,2	5	15	435	CV
	$N_{min} = +18,52$	$M_{cor} = -0,556$	0,05	0,84	1,54	0,11	15	435	CV
	$N_{cor} = +436,68$	$M_{max} = -29,595$	0,42	9,21	46,9	3,32	15	435	CV
E4-E6	$N_{max} = +680,52$	$M_{cor} = 15,484$	4,88	70,7	41,9	2,63	15	435	CV
	$N_{min} = +06,71$	$M_{cor} = -0,366$	0,01	0,22	0,89	0,06	15	435	CV
	$N_{cor} = +394,56$	$M_{max} = -32,14$	0	2,7	62,5	4,52	15	435	CV
E7-EA	$N_{max} = +332,25$	$M_{cor} = 17,832$	4,26	59	11,7	0,45	15	435	CV
	$N_{min} = +01,00$	$M_{cor} = -0,497$	0	-2,06	0,92	0,08	15	435	CV
	$N_{cor} = +94,74$	$M_{max} = 36,407$	0	-136,5	69,7	6,07	15	435	CV

Tableau V.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

B. Condition de non fragilité :

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	e _s (m)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	OBS
Poteaux (50x50)	+ 1316,44	5,923	0,004	6,37	20,61	CV
	+ 38,54	0,433	0,011	6,37		CV
	+ 963,16	- 35,21	-0,037	6,35		CV
Poteaux 45x45	+ 1076,85	-7,897	-0,007	5,15	20,61	CV
	+ 18,52	-0,556	-0,030	5,14		CV
	+ 436,68	-29,595	-0,068	5,13		CV
Poteaux (40x40)	+680,52	15,484	0,023	4,08	14,20	CV
	+06,71	-0,366	-0,055	4,05		CV
	+394,56	-32,14	-0,081	4,04		CV
Poteaux (35x35)	+332,25	17,832	0,054	3,14	12,32	CV
	+01,00	-0,497	-0,497	2,97		CV
	+94,74	36,407	0,384	3,25		CV

Tableau V.7 : vérifications Condition de non fragilité.

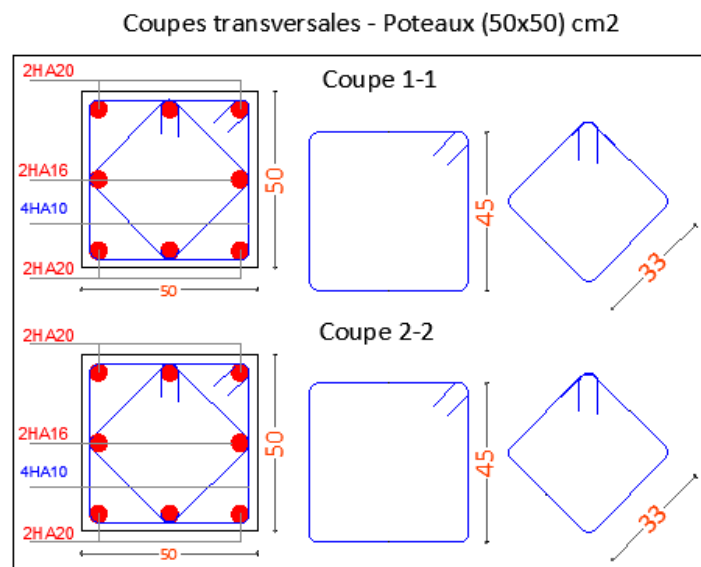


Figure V.2. Ferrillage des poteaux (50x50) cm²

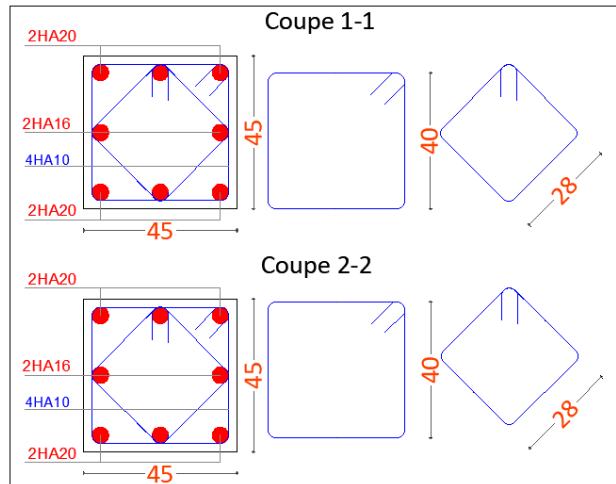


Figure V.3. Ferrillage des poteaux (45x45) cm2

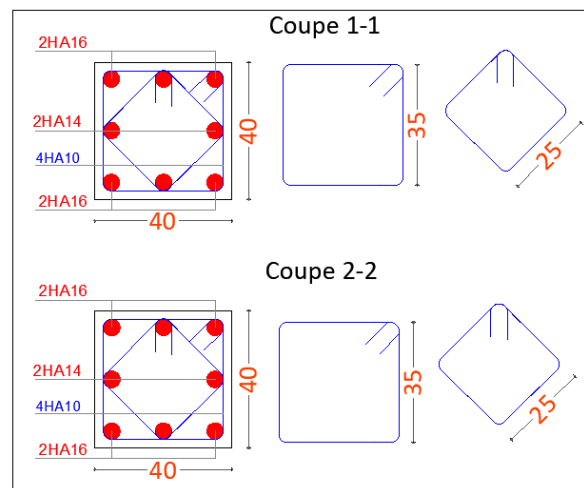


Figure V.4. Ferrillage des poteaux (40x40) cm2

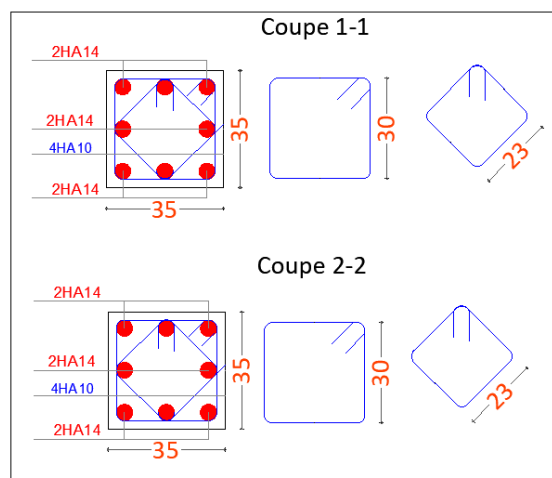


Figure V.5. Ferrillage des poteaux (35x35) cm2

V.2. Ferrailage des poutres

V.2.1. Introduction

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ à l'ELU ; BAEL 91
- $G + Q \pm E$; RPA99/ Version 2003
- $0,8G \pm E$; RPA99/Version 2003

V.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003

1) Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Poutres principales : (25 × 40)

Poutres secondaires : (25 × 35)

Donc : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 40 = 5,00 \text{ [cm}^2\text{]}$

$$A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

✓ 4% en zone courante

$$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 40 = 40,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

✓ 6% en zone de recouvrement.

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 40 = 60,00 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,50 \text{ [cm}^2\text{]}$$

2) Armatures transversales (art 7.5.2.2RPA/version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{En zone nodale.} \\ s_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{array} \right.$$

Avec :

ϕ Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

V.2.3. Calcul des armatures longitudinales

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaisons d'action, il a pour valeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ Si } t \geq 24\text{h} \\ \theta = 0,9 \text{ Si } 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h} \\ \theta = 0,85 \text{ Si } t \leq 1\text{h} \end{array} \right.$$

❖ 1er cas

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ \longrightarrow Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

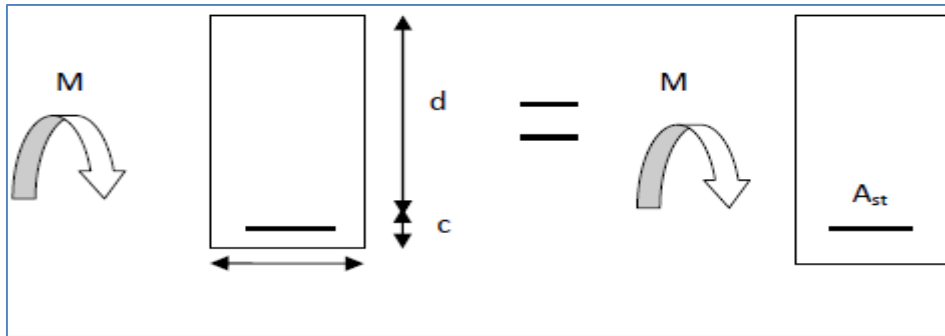


Figure V.6 : Schéma des sollicitations des poutres pour une SSA

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

d : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

❖ 2^{eme} cas

$\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.

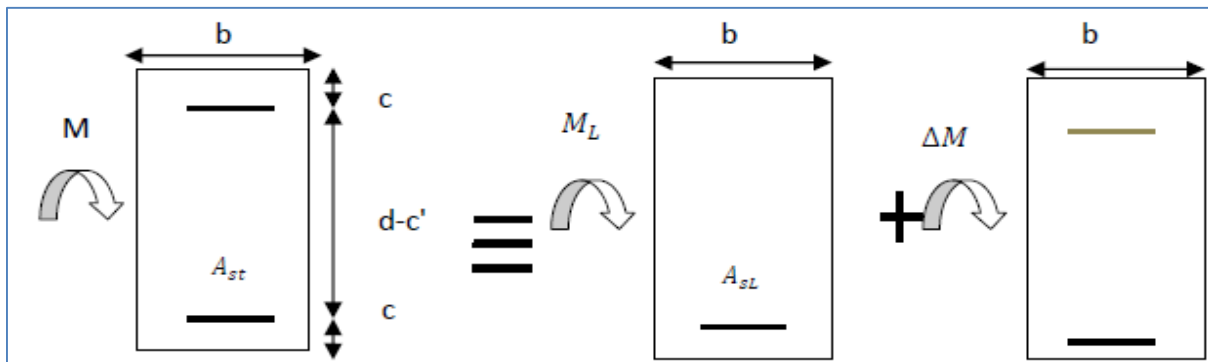


Figure V.7 : Schéma des sollicitations des poutres pour une SDA

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{sC} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u -$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Remarque

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

	f_{c28} [MPa]	f_e [MPa]	f_{bu} [MPa]	γ_b	γ_s	θ	σ_{st} [MPa]
Situation accidentelle	25	500	21,74	1,15	1	0,85	500
Situation courante	25	500	14,2	1,5	1,15	1	435

Tableau V.8 Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

Exemple de calcul

1-Poutres principales (25 × 40)

▪ En travée :

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{76,864 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14,2} = 0,158 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,158 \longrightarrow \beta = 0,914$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{76,864 \times 10^3}{0,914 \times 37 \times 435} = 5,22 \text{ [cm}^2\text{]}$$

▪ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{95,232 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,196 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,196 \longrightarrow \beta = 0,890$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{95,232 \times 10^3}{0,890 \times 37 \times 435} = 6,17 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Poutre principale	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	obs	β	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	ferrailage	A adoptée (cm ²)
En travée	76,864	0,158	SSA	0,914	5,22	3HA14+2HA12	6,88
Aux appuis	95,232	0,196	SSA	0,890	6,17	3HA14+2HA12	6,88

Tableau V.9 : Tableau de ferrailage des poutres principales

Remarque : Ce choix est fait en tenant compte de $A_{\min} = 5 \text{ cm}^2$.

2-Poutre secondaires(30 × 35)

▪ En travée

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{49,459 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,136 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,136 \longrightarrow \beta = 0,927$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{49,459 \times 10^3}{0,927 \times 32 \times 435} = 3,70 \text{ [cm}^2\text{]}$$

▪ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{84,976 \times 10^3}{25 \times 32^2 \times 14,2} = 0,234 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,234 \longrightarrow \beta = 0,865$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{84,976 \times 10^3}{0,865 \times 32 \times 435} = 6,37 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Poutre secondaire	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	obs	β	$A_s (\text{cm}^2)$	ferrailage	A adoptée (cm^2)
En travée	49,459	0,136	SSA	0,927	3,70	3HA14	4,62
Aux appuis	84,976	0,234	SSA	0,865	6,37	3HA14+2HA12	6,88

Tableau V.10 : Tableau de ferrailage des poutres secondaires.

Remarque : Ce choix est fait en tenant compte de $A_{\min} = 4,375 \text{ cm}^2$.

V.2.4. Vérification des armatures longitudinales

▪ Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

1. Poutres principales

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 37 \times 2,1}{500} = 0,893 [\text{cm}^2]$$

• Aux appuis

$$A_{\text{adoptée}} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,893 [\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{\min}(\text{RPA}) = 5,00 [\text{cm}^2]$$

• En travée

$$A_{\text{adoptée}} = 6,88 > A_{\min} = 0,893 [\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 32 \times 2,1}{500} = 0,773 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis

$$A_{\text{adoptée}} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,773 [\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{\min}(\text{RPA}) = 4,375 [\text{cm}^2]$$

• En travée

$$A_{\text{adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} 0,773 [\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

1. Poutres principales

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\max} =$ [KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{131,05 \times 10^3}{250 \times 370} = 1,417 \text{ [MPa]}$$

$$\diamond \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 30}{1,5}, 5 \text{ [MPa]}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min(4 ; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 1,417 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires PS

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\max} =$ 96,8 [KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{96,8 \times 10^3}{250 \times 370} = 1,046 \text{ [MPa]}$$

$$\diamond \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 30}{1,5}, 5 \text{ [MPa]}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min(4 ; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 1,046 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Influence de l'effort tranchant**

a. Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99)

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$$

$$- \text{ Poutre principales : } T_{\max} = 131,05 \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 37 \times 25 \times 10^{-1} = 555 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

$$- \text{Poutre secondaire : } T_{\max} = 96,80 \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 32 \times 25 \times 10^{-1} = 480 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

b. Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL91 / modifiée 99)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à

$$\left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9d} \right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$\text{D'où : } A_s > \left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) \frac{Y_s}{f_e}$$

$$- \text{Poutre principales : } \left(131,05 - \frac{95,232}{0,9 \times 0,37} \right) = -154,93 < 0$$

$$- \text{Poutre secondaires : } \left(96,80 - \frac{84,976}{0,9 \times 0,32} \right) = -198,26 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

■ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées99)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1,5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n\pi\phi, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

- Poutres principales : $\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13,19$

$$\tau_u = \frac{131,05}{0.9 \times 37 \times 13,19} \times 10 = 2,98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Poutres secondaires : $\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13,19 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{96,80}{0.9 \times 32 \times 13,19} \times 10 = 2,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,84 \text{ MPa}$

- Pour $\phi 14$: $L_s = 61,62 \text{ cm}$ soit : $L_s = 65 \text{ cm}$

- Pour $\phi 12$: $L_s = 52,82 \text{ cm}$ soit : $L_s = 55 \text{ cm}$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet "L_c" est au moins égale à 0.4L_s.

- Pour $\phi 14$: $L_s = 26 \text{ cm}$

- Pour $\phi 12$: $L_s = 22 \text{ cm}$

▪ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

Poutre principale

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{25}{10}; 1,4\right) = (1,14; 2,5; 1,4) = 1,14 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Poutre Secondaire

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{25}{10}; 1,4\right) = (1; 2,5; 1,4) = 1 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

▪ **La section d'armature transversale**

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3.14 \times 0.8^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier **At=4 HA8 = 2 .01 cm²**

▪ **Espacement des armatures transversales :**

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99 : $S_t = (0.9 d ; 40 \text{ cm})$

- Poutre principales : $S_t = (0.9 \times 37; 40 \text{ cm}) = (33,3 ; 40 \text{ cm}) = 33,3$

Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

- Poutre secondaire : $S_t = (0.9 \times 32; 40 \text{ cm}) = (28.8 ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 : (Art 7-5-2,2) :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \text{ cm}\right)$

- Poutre principale : $S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm}\right) = \min(10; 16,8; 30) = 10 \text{ cm}$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- Poutre secondaire : $S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm}\right) = (8,75; 16,8; 30) = 8,75 \text{ cm}$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principale :

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

- Poutre secondaire :

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

▪ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA :**

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

- Poutre principale : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$

▪ **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutre principale : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$
- Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

V.2.5 Vérification à L'ELS

1. Etat d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- ❖ Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 435 \text{ [MPa]}$
- ❖ Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$

• **Vérification de la contrainte dans le béton**

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

• **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

β_1 Est en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

(β_1, K_1) Sont tirer du tableau à l'ELS.

Poutre principale

PP	M _{max} (KN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ	β	K ₁	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
En travée	30,833	6,88	0,83	0,867	22,59	143,58	6,36	15	cv
Aux appuis	56,053	6,88	0,83	0,867	22,59	261,03	11,56	15	cv

Tableau V.12 : Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre principale)

Poutre secondaire

PS	M _{max} (KN.m)	A _{st} (cm ²)	ρ	β	K ₁	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
En travée	27,461	4,62	0,49	0,895	32,62	210,83	6,46	15	cv
Aux appuis	35,796	6,88	0,72	0,877	25,65	188,34	7,34	15	cv

Tableau V.13 Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre secondaire)

V.2.6 Vérification de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens, **BAEL99 (art.6.5.2)**

$$f_{ETABS} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

- Sens des poutres principales :

$$0,3 \text{ cm} < \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens des poutres secondaires :

$$0,1 \text{ cm} < \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

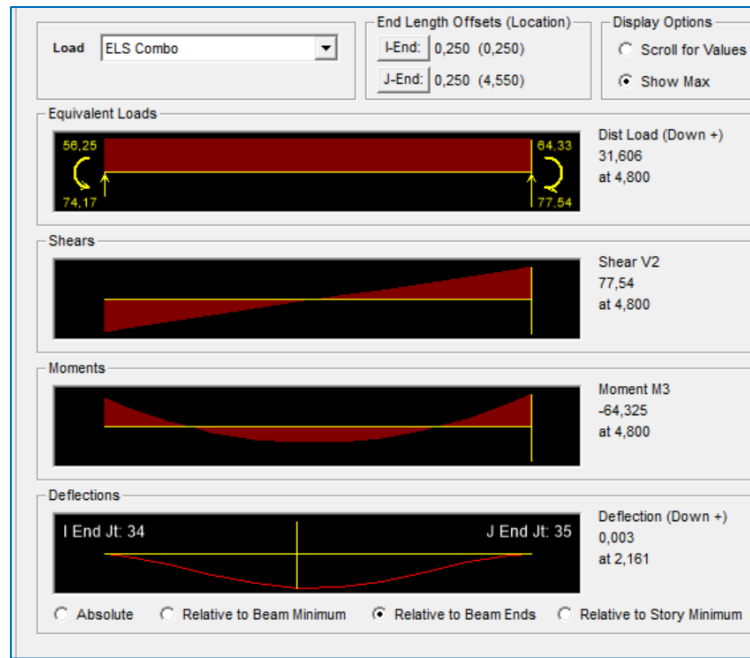


Figure V.8 : Vérification de la flèche dans les poutres principales

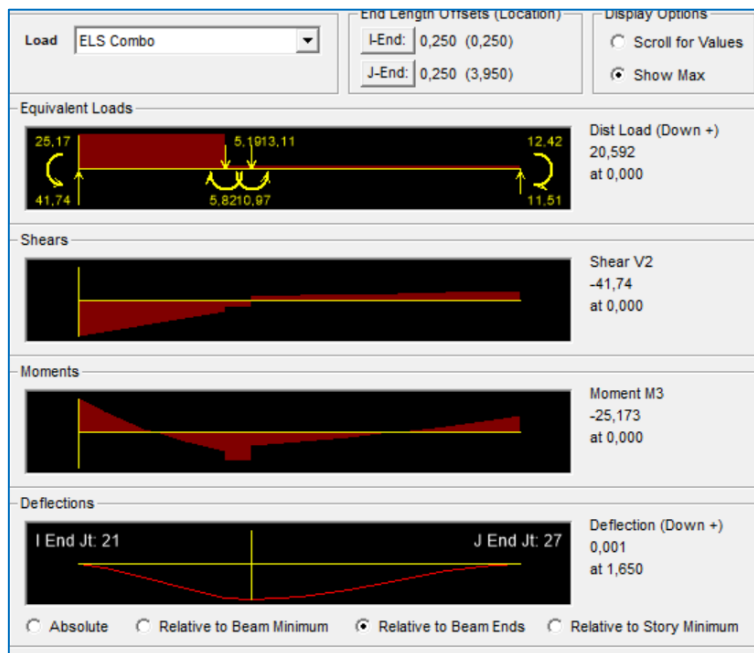


Figure V.9 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaires

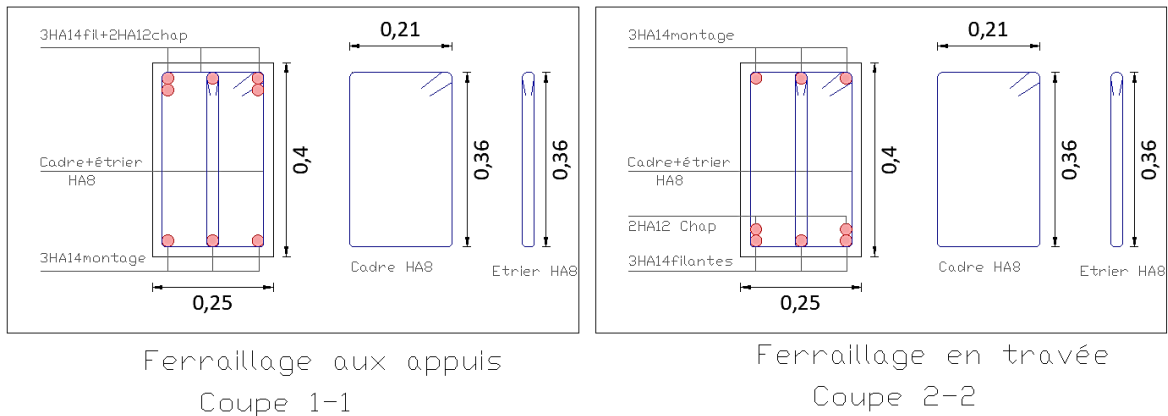


Figure V.10. Ferrillage des poutres principales (25x40) cm2

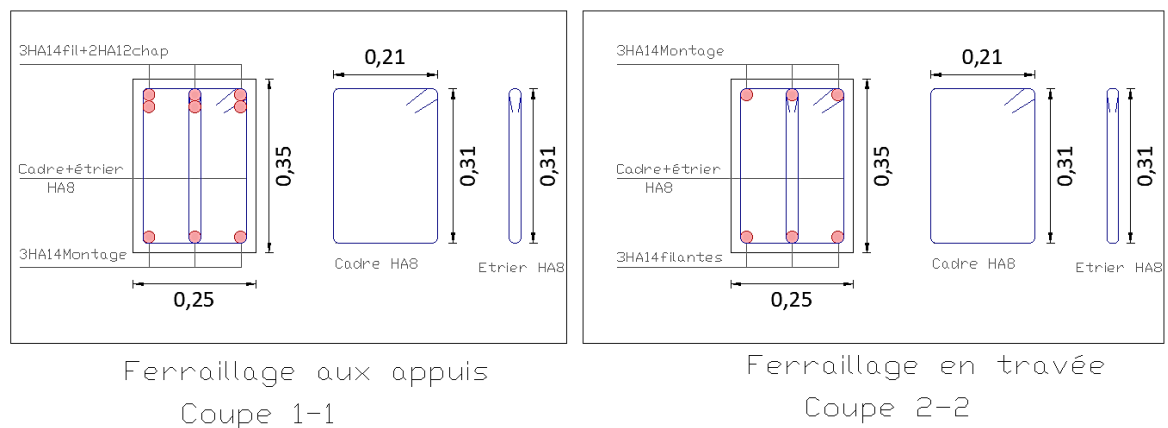


Figure V.11. Ferrillage des poutres secondaires (25x35) cm2

V.3. Ferrillage des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement essentiels qui supportent à la fois des charges verticales (telles que les charges permanentes et les surcharges) et des forces horizontales provoquées par des séismes. Afin de résister à ces sollicitations, il est nécessaire de prévoir trois types d'armatures spécifiques :

- Armatures verticales : Elles sont conçues pour résister aux charges verticales et garantir la stabilité de la structure.
- Armatures horizontales : Ces armatures sont destinées à contrer les forces horizontales induites par les séismes, assurant ainsi la sécurité de la structure.
- Armatures transversales : Elles sont prévues pour renforcer la structure et l'aider à supporter les contraintes variées auxquelles elle est soumise.

L'analyse des voiles se fait en calculant la flexion composée dans les conditions les plus critiques. Pour cela, la méthode des contraintes est employée. Cette approche permet de déterminer de manière précise la capacité du voile à résister aux charges verticales et horizontales, assurant ainsi la fiabilité de la structure dans toutes les situations.

Combinaison d'action

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

- Selon le (RPA version 2003) :
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$
- Selon le (BAEL 91modifiée 99) :
$$\begin{cases} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

Dans le but de faciliter la réalisation et les calculs on décompose notre structure en trois zones :

- **Zone I** : RDC et Etage de service
- **Zone II** : Etages 1 ; 2 et 3
- **Zone III** : Etages 4 ; 5 et 6
- **Zone IV** : Etages 7 ; 8 et étage attique

Ferrailage des voiles

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**.

Exposé de la méthode de calcul

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N) et (M).

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. section entièrement comprimée (SEC).
2. Section partiellement comprimée (SPC).
3. Section entièrement tendue (SET).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues, comme montrer dans le tableau suivant :

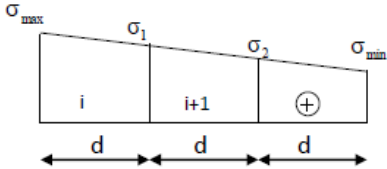
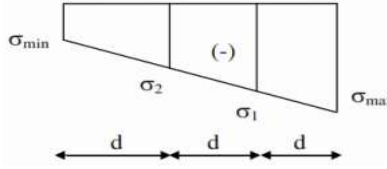
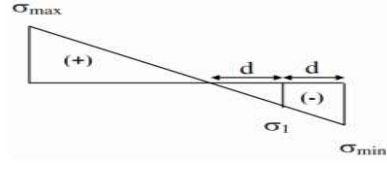
Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau V.15 : Tableau des efforts normaux

Avec : e : épaisseur du voile

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec : B : section du voile. , $B = L \times e$.

I : moment d'inertie du voile considéré.

$$V = V': \text{ bras de levier du voile : } V = \frac{L}{2}$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

Avec : L_t : longueur de la zone tendue.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

1. Armatures verticales

▪ Section entièrement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec : B_i : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 435 MPa

▪ Section partiellement comprimée (Art. A.11.3, BAEL91)

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec : σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 500 MPa

▪ Section entièrement tendue

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

2. Armatures minimales

▪ Compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91 modifiée 99)

$A_{\min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ (Par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures)

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

Avec : **B**: section du béton comprimée.

- **Traction simple** : $A_{\min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$

Avec : **B** : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

1) Exigences de R PA 99 révisé 2003

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile **15 %**.
- En zone courantes **0.10 %**.

2) Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ .

□ D'après le (BEAL 91 modifiée 99) : $A_H = \frac{A_v}{4}$

□ D'après le RPA 2003 : $A_H > 0.15\% B$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

3. Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Les armatures transversales sont disposées de manière perpendiculaire par rapport aux faces des refends. Leur fonction principale est de maintenir en place les deux nappes d'armatures verticales. En général, ces armatures transversales prennent la forme d'épingles, et leur rôle essentiel est d'empêcher le flambement des barres d'acier verticales en cas de compression, conformément à l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

Il est nécessaire de garantir la liaison entre les deux nappes d'armatures verticales en utilisant au moins quatre (4) épingles par mètre carré. Cette disposition permet de renforcer la capacité de la structure à résister aux charges verticales et contribue à sa stabilité globale.

4. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \\ \bar{V} = 1.4 T \end{cases} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5. Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

3) Espacement

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 modifier 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad \text{Avec : } e : \text{ épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

6. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

40 ϕ : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20 ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

7. Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **(0.10)** de l'épaisseur du voile.

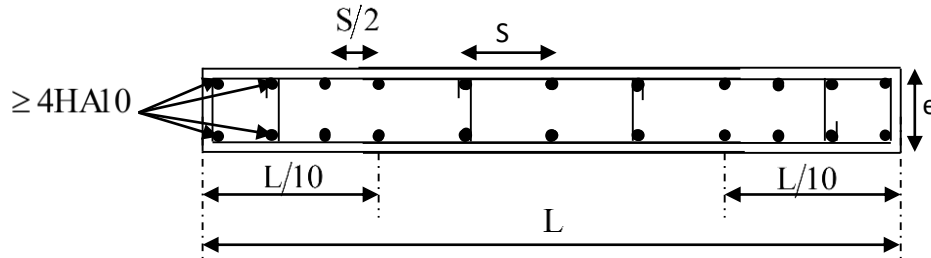


Figure V.12 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

8. Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère l'effort : $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B+15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

1. Vérification de la contrainte de cisaillement

- D'après le RPA 2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{et} \quad \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 V_u$

D'ou : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile (**d = 0,9 × h**).

h : Hauteur totale de la section brute.

▪ **D'après le BAEL :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) \quad (\text{Pour la fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement

Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal de la zone I suivant :

$$L = 1,60 \text{ m}, e = 0,20 \text{ m},$$

Cas de calcul : $N_{\max} = 541.30 \text{ KN}$; $M_{\text{corr}} = 749.841 \text{ KNm}$; $T = 238.42 \text{ KN}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} = \frac{541.30}{(1.60 \times 20)} + \frac{(749.841 \times 0.80)}{0.068} = 10478,76$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I} = \frac{541.30}{(1.60 \times 20)} - \frac{(749.841 \times 0.80)}{0.068} = -7095,64$$

⇒ La section est partiellement comprimée

- Calcul de la longueur comprimée :

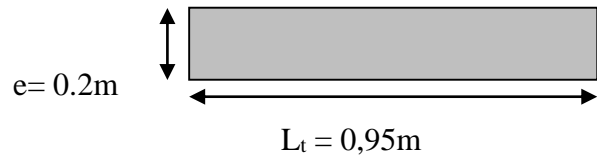
Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_t = \frac{10478,76}{10478,76 + 7095,64} \times 1.6$$

$$L_t = 0,95 \text{ m}$$

$$L_c = L - L_t = 0.65 \text{ m}$$



❖ **Calcul de la contrainte :**

$$\sigma_{\min} = -7095,64 \text{ KN/m}^2 ; L_t = 0.95 \text{ m et } e = 0,2 \text{ m}$$

❖ **Détermination des efforts normaux :**

L'effort normal est égale à: $N_1 = \frac{\sigma_t}{2} \times L_t \times e$

$$N_t = \frac{10478,76}{2} \times 0,95 \times 0.20$$

$$N_t = 999,68 \text{ KN}$$

❖ **Espacement :**

zone courante (d_2) : $S_t \leq \min\{1,5 \times e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$

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

zone d'extrémité (d_1)

$D = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$; On prend un espacement égal à 10 cm

➤ **Calcul des armatures :**

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{999,68 \times 10}{500} = 19,99 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0.2\% \times B \right\} \Leftrightarrow \text{Max} (1,34 \text{ cm}^2 ; 1,91 \text{ cm}^2) \dots \dots \text{A}_{\min} = 1,91 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec } \bar{V} = 1.4V$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 238.42 \times 10}{500}$$

$$A_{vj} = 7,34 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures calculées :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 19.99 + \frac{7.34}{4} = 6.83 \text{ cm}^2$$

$A_1 = 6.83 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.91 \text{ cm}^2$ On ferraille avec $A_1 = 6.83 \text{ cm}^2$.

(Afin de tenir compte des ferrailages obtenus dans les étages supérieurs, nous avons opté pour 7HA14 = 10.78 cm²).

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_H = \max (A_v/4 ; 0,15\% B) \rightarrow A_H = \max(6.83; 4.80) ; A_H = 6.83 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } A_h/\text{ml}/\text{nappe} = 6.83/2/1.6 = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } A_H = 7HA10/\text{ml}/\text{nappe} = 5,50 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carre soit HA8.

$$\text{Soit } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

➤ **Pour les potelets :**

Vu que la section d'armatures doit être dans le poteau supérieur à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

➤ **Vérification à l'ELS :**

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

- **(BAEL91 modifiée 99):**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{238.42 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1600} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.15} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0.83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

- **RPA 2003 :**

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = 1.4 \times \frac{238.42 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1600} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

➤ Vérification de la contrainte du béton : $\bar{\tau}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{999.68 \times 10^3}{200 \times 1600 + 15 \times 10.78 \times 10^2} = 2.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Alors la condition est vérifiée.

Voiles longitudinaux VL1 = 1,60 m

Voile VL1 (zone 1)				
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,60	1,60	1,60
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	4,08	4,08	4,08
	B (m ²)	0,32	0,32	0,32
	I (m ⁴)	0,068	0,068	0,068
	v=v'=L/2 (m)	0,80	0,80	0,80
Sollicitations de calcul	N (KN)	541,3	157,98	312,82
	M (KNm)	749,841	684,803	749,975
	T (KN)	238,42	242,97	238,42
	σmax (KN/m ²)	10478,76	8518,72	9766,33
	σmin (KN/m ²)	-7095,64	-7531,35	-7811,21
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,95	0,85	0,89
	d (m)	0,48	0,42	0,44
Nt (KN)	999,68	723,42	868,21	
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	19,99	14,47	17,36
	Amin (cm ²)	1,91	1,70	1,78
	Avj (cm ²)	7,34	7,48	7,34
	A2=Avt+Avj (cm ²)	27,34	21,95	24,71
	A2 /nappe (cm²)	6,83	5,49	6,18
	Amin /nappe (cm ²)	0,95	0,85	0,89
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 2 HA14	3,08	3,08	3,08
	Bande 2 7 HA14	10,78	10,78	10,78
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	6,83	5,49	6,18
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,80	4,80	4,80
	AH/nappe/ml (cm²)	0,84	0,67	0,76
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζb=5	1,16	1,18	1,16
	ζu=3,26	0,83	0,84	0,83
	σbc=15	2,69	1,95	2,34

Tableau V.16 : Ferrailage du voile VL1 en zone 1

Voile VL1 (zone 2)				
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,60	1,60	1,60
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,32	0,32	0,32
	I (m ⁴)	0,068	0,068	0,068
	v=v'=L/2 (m)	0,80	0,80	0,80
Sollicitations de calcul	N (KN)	368,03	50,82	196,67
	M (KNm)	390,299	346,217	390,449
	T (KN)	326,66	334,52	326,66
	σmax (KN/m ²)	5723,91	4216,04	5190,17
	σmin (KN/m ²)	-3423,72	-3898,42	-3960,98
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,00	0,83	0,91
	d (m)	0,50	0,42	0,45
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	573,06	350,49	470,99
	Avt (cm ²)	11,46	7,01	9,42
	Amin (cm ²)	2,00	1,66	1,81
	Avj (cm ²)	10,06	10,30	10,06
	A2=Avt+Avj (cm ²)	21,52	17,31	19,48
	A2 /nappe (cm²)	5,38	4,33	4,87
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)	1,00	0,83	0,91
	Bande 1 2 HA12	2,26	2,26	2,26
	Bande 2 7 HA12	7,72	7,72	7,72
	Espacement bande 1	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)	5,38	4,33	4,87
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,80	4,80	4,80
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm²)	0,88	0,78	0,80
	7 HA10	5,50	5,50	5,50
Armatures transversales	Espacement (cm)	15	15	15
		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζb=5	1,59	1,63	1,59
	ζu=3,26	1,13	1,16	1,13
	σbc=15	1,60	0,98	1,32

Tableau V.17 : Ferrailage du voile VL1 en zone 2

Voile VL1 (zone 3)				
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,60	1,60	1,60
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,32	0,32	0,32
	I (m ⁴)	0,068	0,068	0,068
	v=v'=L/2 (m)	0,80	0,80	0,80
Sollicitations de calcul	N (KN)	288,36	36,64	105,19
	M (KNm)	34,932	213,226	252,815
	T (KN)	3,51	376,48	371,33
	σmax (KN/m ²)	1310,48	2613,24	3291,39
	σmin (KN/m ²)	491,77	-2384,24	-2633,96
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,16	0,84	0,89
	d (m)	0,58	0,42	0,44
	Nt (KN)	152,46	218,64	292,53
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	3,05	4,37	5,85
	Amin (cm ²)	2,33	1,67	1,78
	Avj (cm ²)	0,11	11,60	11,44
	A2=Avt+Avj (cm ²)	3,16	15,97	17,29
	A2 /nappe (cm²)	0,79	3,99	4,32
	Amin /nappe (cm ²)	1,16	0,84	0,89
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 2 HA10	1,57	1,57	1,57
	Bande 2 7 HA10	5,5	5,5	5,5
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	0,79	3,99	4,32
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,80	4,80	4,80
	AH/nappe/ml (cm²)	0,78	0,78	0,78
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζb=5	0,02	1,83	1,81
	ζu=3,26	0,01	1,31	1,29
	σbc=15	0,44	0,63	0,84

Tableau V.18 : Ferrailage du voile VL1 en zone 3

Voile VL1 (zone 4)				
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,60	1,60	1,60
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,32	0,32	0,32
	I (m ⁴)	0,068	0,068	0,068
	v=v'=L/2 (m)	0,80	0,80	0,80
Sollicitations de calcul	N (KN)	217,88	78,57	46,52
	M (KNm)	246,108	226,158	246,348
	T (KN)	297,33	301,67	297,33
	σmax (KN/m ²)	3564,95	2895,82	3032,27
	σmin (KN/m ²)	-2203,20	-2404,76	-2741,52
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,99	0,87	0,84
	d (m)	0,49	0,44	0,42
	Nt (KN)	352,53	253,13	254,80
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	7,05	5,06	5,10
	Amin (cm ²)	1,98	1,75	1,68
	Avj (cm ²)	9,16	9,29	9,16
	A2=Avt+Avj (cm ²)	16,21	14,35	14,25
	A2 /nappe (cm²)	4,05	3,59	3,56
	Amin /nappe (cm ²)	0,99	0,87	0,84
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 2 HA10	1,57	1,57	1,57
	Bande 2 7 HA10	5,5	5,5	5,5
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	4,05	3,59	3,56
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,80	4,80	4,80
	AH/nappe/ml (cm²)	0,78	0,78	0,78
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	ζb=5	1,45	1,47	1,45
	ζu=3,26	1,03	1,05	1,03
	σbc=15	1,02	0,73	0,74

Tableau V.19 : Ferrailage du voile VL1 en zone 4

Voiles longitudinaux VL2=1,95 m

Voile VL2 (zone 1)				
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,95	1,95	1,95
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	4,08	4,08	4,08
	B (m ²)	0,39	0,39	0,39
	I (m ⁴)	0,124	0,124	0,124
	v=v'=L/2 (m)	0,98	0,98	0,98
Sollicitations de calcul	N (KN)	406,76	266,03	167,86
	M (KNm)	19,359	19,359	2837,464
	T (KN)	10	9,61	93,34
	σ_{max} (KN/m ²)	1195,71	834,86	22816,71
	σ_{min} (KN/m ²)	890,24	529,39	-21955,89
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,12	1,19	0,99
	d (m)	0,56	0,60	0,50
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	133,65	99,62	2267,40
	Avt (cm ²)	2,67	1,99	45,35
	Amin (cm ²)	2,24	2,39	1,99
	Avj (cm ²)	0,31	0,30	2,87
	A2=Avt+Avj (cm ²)	2,98	2,29	48,22
	A2 /nappe (cm²)	0,75	0,57	12,06
	Amin /nappe (cm ²)	1,12	1,19	0,99
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA14	1,54	1,54	1,54
	Bande 2 9 HA14	13,85	13,85	13,85
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	0,75	0,57	12,06
	Ah = 0,15%B (cm ²)	5,85	5,85	5,85
	AH/nappe/ml (cm ²)	0,72	0,72	1,48
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,04	0,04	0,37
	$\zeta_u=3,26$	0,03	0,03	0,27
	$\sigma_{bc}=15$	0,28	0,21	4,81

Tableau V.20 : Ferrailage du voile VL2 en zone 1

Voile VL2 (zone 2)				
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,95	1,95	1,95
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,39	0,39	0,39
	l (m ⁴)	0,124	0,124	0,124
	v=v'=L/2 (m)	0,98	0,98	0,98
Sollicitations de calcul	N (KN)	191,7	86,57	71,07
	M (KNm)	51,48	110,358	1445,041
	T (KN)	15,54	13,92	151,03
	σ _{max} (KN/m ²)	897,69	1092,65	11582,95
	σ _{min} (KN/m ²)	85,38	-648,70	-11218,49
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,78	1,22	0,99
	d (m)	0,89	0,61	0,50
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	159,85	133,69	1147,39
	Avt (cm ²)	3,20	2,67	22,95
	Amin (cm ²)	3,56	2,45	1,98
	Avj (cm ²)	0,48	0,43	4,65
	A2=Avt+Avj (cm ²)	3,68	3,10	27,60
	A2 /nappe (cm²)	0,92	0,78	6,90
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)	1,78	1,22	0,99
	Bande 1 1 HA12	1,13	1,13	1,13
	Bande 2 9 HA12	10,1	10,1	10,1
	Espacement bande 1	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)	0,92	0,78	6,90
	Ah = 0,15%B (cm ²)	5,85	5,85	5,85
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm ²)	0,96	0,96	1,13
	7 HA10	5,50	5,50	5,50
Armatures transversales	Espacement (cm)	15	15	15
		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	ζ _b =5	0,06	0,06	0,60
	ζ _u =3,26	0,04	0,04	0,43
	σ _{bc} =15	0,36	0,30	2,55

Tableau V.21 : Ferrailage du voile VL2 en zone 2

Voile VL2 (zone 3)				
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,95	1,95	1,95
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,39	0,39	0,39
	l (m ⁴)	0,124	0,124	0,124
	v=v'=L/2 (m)	0,98	0,98	0,98
Sollicitations de calcul	N (KN)	141,53	59,95	103,91
	M (KNm)	113,225	103,426	871,054
	T (KN)	15,2	12,41	167,65
	σ_{max} (KN/m ²)	1256,19	969,70	7138,66
	σ_{min} (KN/m ²)	-530,40	-662,27	-6605,79
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,37	1,16	1,01
	d (m)	0,69	0,58	0,51
	Nt (KN)	172,24	112,36	723,00
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	3,44	2,25	14,46
	Amin (cm ²)	2,74	2,32	2,03
	Avj (cm ²)	0,47	0,38	5,16
	A2=Avt+Avj (cm ²)	3,91	2,63	19,62
	A2 /nappe (cm²)	0,98	0,66	4,91
	Amin /nappe (cm ²)	1,37	1,16	1,01
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA10	0,79	0,79	0,79
	Bande 2 9 HA10	7,07	7,07	7,07
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	0,98	0,66	4,91
	Ah = 0,15%B (cm ²)	5,85	5,85	5,85
	AH/nappe/ml (cm²)	0,96	0,96	0,96
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,06	0,05	0,67
	$\zeta_u=3,26$	0,04	0,04	0,48
	$\sigma_{bc}=15$	0,40	0,26	1,68

Tableau V.22 : Ferrailage du voile VL2 en zone 3

Voile VL2 (zone 4)				
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,95	1,95	1,95
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,39	0,39	0,39
	l (m ⁴)	0,124	0,124	0,124
	v=v'=L/2 (m)	0,98	0,98	0,98
Sollicitations de calcul	N (KN)	147,91	100,46	100,81
	M (KNm)	120,348	111,217	1022,401
	T (KN)	11,17	7,56	130,99
	σ_{max} (KN/m ²)	1328,75	1135,04	8324,77
	σ_{min} (KN/m ²)	-570,23	-619,86	-7807,79
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,36	1,26	1,01
	d (m)	0,68	0,63	0,50
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	181,30	143,15	837,67
	Avt (cm ²)	3,63	2,86	16,75
	Amin (cm ²)	2,73	2,52	2,01
	Avj (cm ²)	0,34	0,23	4,03
	A2=Avt+Avj (cm ²)	3,97	3,10	20,79
	A2 /nappe (cm²)	0,99	0,77	5,20
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)	1,36	1,26	1,01
	Bande 1 1 HA10	0,79	0,79	0,79
	Bande 2 9 HA10	7,07	7,07	7,07
	Espacement bande 1	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)	0,99	0,77	5,20
	Ah = 0,15%B (cm ²)	5,85	5,85	5,85
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm²)	0,96	0,96	0,96
	7 HA10	5,50	5,50	5,50
Armatures transversales	Espacement (cm)	15	15	15
		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,04	0,03	0,52
	$\zeta_u=3,26$	0,03	0,02	0,37
	$\sigma_{bc}=15$	0,42	0,33	1,94

Tableau V.23 : Ferrailage du voile VL2 en zone 4

Voiles transversaux VT1 = 1,60 m

Voile Vt1 (zone 1)				
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,60	1,60	1,60
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	4,08	4,08	4,08
	B (m ²)	0,32	0,32	0,32
	I (m ⁴)	0,068	0,068	0,068
	v=v'=L/2 (m)	0,80	0,80	0,80
Sollicitations de calcul	N (KN)	353,90	167,64	315,93
	M (KNm)	1814,52	1537,75	1828,36
	T (KN)	114,75	109,39	113,46
	σ_{max} (KN/m ²)	22369,83	18544,38	22413,42
	σ_{min} (KN/m ²)	-20157,97	-17496,63	-20438,88
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,84	0,82	0,84
	d (m)	0,42	0,41	0,42
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	1882,66	1526,68	1875,69
	Avt (cm ²)	37,65	30,53	37,51
	Amin (cm ²)	1,68	1,65	1,67
	Avj (cm ²)	3,53	3,37	3,49
	A2=Avt+Avj (cm ²)	41,19	33,90	41,01
	A2 /nappe (cm ²)	10,30	8,48	10,25
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)	0,84	0,82	0,84
	Bande 1 2 HA14	3,08	3,08	3,08
	Bande 2 7 HA14	10,78	10,78	10,78
	Espacement bande 1	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)	10,30	8,48	10,25
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,80	4,80	4,80
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm ²)	1,26	1,04	1,26
	7 HA10	5,50	5,50	5,50
Armatures transversales	Espacement (cm)	15	15	15
		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,56	0,53	0,55
	$\zeta_u=3,26$	0,40	0,38	0,39
	$\sigma_{bc}=15$	5,06	4,11	5,05

Tableau V.24 : Ferrailage du voile VT1 en zone 1

Voile Vt1 (zone 2)				
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,60	1,60	1,60
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,32	0,32	0,32
	l (m ⁴)	0,068	0,068	0,068
	v=v'=L/2 (m)	0,80	0,80	0,80
Sollicitations de calcul	N (KN)	192,76	46,90	164,07
	M (KNm)	891,71	594,26	899,26
	T (KN)	169,56	161,11	167,24
	σ_{max} (KN/m ²)	11052,11	7110,55	11050,93
	σ_{min} (KN/m ²)	-9847,39	-6817,40	-10025,51
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,85	0,82	0,84
	d (m)	0,42	0,41	0,42
Nt (KN)	935,14	580,82	927,09	
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	18,70	11,62	18,54
	Amin (cm ²)	1,69	1,63	1,68
	Avj (cm ²)	5,22	4,96	5,15
	A2=Avt+Avj (cm ²)	23,93	16,58	23,69
	A2 /nappe (cm²)	5,98	4,14	5,92
	Amin /nappe (cm ²)	0,85	0,82	0,84
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 2 HA12	2,26	2,26	2,26
	Bande 2 7 HA12	7,72	7,72	7,72
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	5,98	4,14	5,92
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,80	4,80	4,80
	AH/nappe/ml (cm²)	0,98	0,78	0,97
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,82	0,78	0,81
	$\zeta_u=3,26$	0,59	0,56	0,58
	$\sigma_{bc}=15$	2,62	1,63	2,60

Tableau V.25 : Ferrailage du voile VT1 en zone 2

Voile Vt1 (zone 3)				
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,60	1,60	1,60
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,32	0,32	0,32
	l (m ⁴)	0,068	0,068	0,068
	v=v'=L/2 (m)	0,80	0,80	0,80
Sollicitations de calcul	N (KN)	149,41	42,89	68,06
	M (KNm)	460,95	534,02	525,24
	T (KN)	189,54	185,04	188,15
	σ _{max} (KN/m ²)	5868,68	6392,14	6367,84
	σ _{min} (KN/m ²)	-4934,89	-6124,05	-5942,44
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,87	0,82	0,83
	d (m)	0,43	0,41	0,41
Nt (KN)	510,07	522,32	527,03	
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	10,20	10,45	10,54
	Amin (cm ²)	1,74	1,63	1,66
	Avj (cm ²)	5,84	5,70	5,79
	A2=Avt+Avj (cm ²)	16,04	16,15	16,34
	A2 /nappe (cm²)	4,01	4,04	4,08
	Amin /nappe (cm ²)	0,87	0,82	0,83
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 2 HA10	1,57	1,57	1,57
	Bande 2 7 HA10	5,5	5,5	5,5
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	4,01	4,04	4,08
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,80	4,80	4,80
	AH/nappe/ml (cm²)	0,78	0,78	0,78
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	ζ _b =5	0,92	0,90	0,91
	ζ _u =3,26	0,66	0,64	0,65
	σ _{bc} =15	1,47	1,51	1,52

Tableau V.26 : Ferrailage du voile VT1 en zone 3

Voile Vt1 (zone 4)				
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,60	1,60	1,60
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,32	0,32	0,32
	l (m ⁴)	0,068	0,068	0,068
	v=v'=L/2 (m)	0,80	0,80	0,80
Sollicitations de calcul	N (KN)	131,71	70,56	57,03
	M (KNm)	106,49	168,21	168,57
	T (KN)	152,39	149,80	151,51
	σ_{max} (KN/m ²)	1659,58	2191,74	2153,65
	σ_{min} (KN/m ²)	-836,37	-1750,72	-1797,24
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,06	0,89	0,87
	d (m)	0,53	0,44	0,44
Nt (KN)	176,55	194,95	187,83	
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)	3,53	3,90	3,76
	Amin (cm ²)	2,13	1,78	1,74
	Avj (cm ²)	4,69	4,61	4,67
	A2=Avt+Avj (cm ²)	8,22	8,51	8,42
	A2 /nappe (cm²)	2,06	2,13	2,11
	Amin /nappe (cm ²)	1,06	0,89	0,87
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 2 HA10	1,57	1,57	1,57
	Bande 2 7 HA10	5,5	5,5	5,5
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	2,06	2,13	2,11
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,80	4,80	4,80
	AH/nappe/ml (cm²)	0,78	0,78	0,78
Ferrailage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,74	0,73	0,74
	$\zeta_u=3,26$	0,53	0,52	0,53
	$\sigma_{bc}=15$	0,51	0,56	0,54

Tableau V.27 : Ferrailage du voile VT1 en zone 4

Voiles transversaux VT2 = 1,95 m

Voile VT2 (zone 1)				
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,95	1,95	1,95
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	4,08	4,08	4,08
	B (m ²)	0,39	0,39	0,39
	I (m ⁴)	0,124	0,124	0,124
	v=v'=L/2 (m)	0,98	0,98	0,98
Sollicitations de calcul	N (KN)	406,76	266,03	167,86
	M (KNm)	179,731	245,076	2837,464
	T (KN)	10	9,61	93,34
	σ_{max} (KN/m ²)	2460,97	2615,67	22816,71
	σ_{min} (KN/m ²)	-375,02	-1251,41	-21955,89
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,69	1,32	0,99
	d (m)	0,85	0,66	0,50
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	416,43	345,00	2267,40
	Avt (cm ²)	8,33	6,90	45,35
	Amin (cm ²)	3,38	2,64	1,99
	Avj (cm ²)	0,31	0,30	2,87
	A2=Avt+Avj (cm ²)	8,64	7,20	48,22
	A2 /nappe (cm²)	2,16	1,80	12,06
	Amin /nappe (cm ²)	1,69	1,32	0,99
Ferrillage vertical /nappe	Bande 1 1 HA14	1,54	1,54	1,54
	Bande 2 9 HA14	13,85	13,85	13,85
	Espacement bande 1	10	10	10
	Espacement bande 2	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)	2,16	1,80	12,06
	Ah = 0,15%B (cm ²)	5,85	5,85	5,85
	AH/nappe/ml (cm ²)	0,72	0,72	1,48
Ferrillage horizontal /nappe /ml	7 HA10	5,50	5,50	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armatures transversales		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,04	0,04	0,37
	$\zeta_u=3,26$	0,03	0,03	0,27
	$\sigma_{bc}=15$	0,88	0,73	4,81

Tableau V.28 : Ferrillage du voile VT2 en zone 1

Voile VT2 (zone 2)				
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,95	1,95	1,95
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,39	0,39	0,39
	l (m ⁴)	0,124	0,124	0,124
	v=v'=L/2 (m)	0,98	0,98	0,98
Sollicitations de calcul	N (KN)	191,7	86,57	71,07
	M (KNm)	51,48	110,358	1445,041
	T (KN)	15,54	13,92	151,03
	σ _{max} (KN/m ²)	897,69	1092,65	11582,95
	σ _{min} (KN/m ²)	85,38	-648,70	-11218,49
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,78	1,22	0,99
	d (m)	0,89	0,61	0,50
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	159,85	133,69	1147,39
	Avt (cm ²)	3,20	2,67	22,95
	Amin (cm ²)	3,56	2,45	1,98
	Avj (cm ²)	0,48	0,43	4,65
	A2=Avt+Avj (cm ²)	3,68	3,10	27,60
	A2 /nappe (cm²)	0,92	0,78	6,90
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)	1,78	1,22	0,99
	Bande 1 1 HA12	1,13	1,13	1,13
	Bande 2 9 HA12	10,1	10,1	10,1
	Espacement bande 1	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)	0,92	0,78	6,90
	Ah = 0,15%B (cm ²)	5,85	5,85	5,85
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm ²)	0,96	0,96	1,13
	7 HA10	5,50	5,50	5,50
Armatures transversales	Espacement (cm)	15	15	15
		4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²
Vérification des contraintes	ζ _b =5	0,06	0,06	0,60
	ζ _u =3,26	0,04	0,04	0,43
	σ _{bc} =15	0,36	0,30	2,55

Tableau V.29 : Ferrailage du voile VT2 en zone 2

Voile VT2 (zone 3)				
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,95	1,95	1,95
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,39	0,39	0,39
	l (m ⁴)	0,124	0,124	0,124
	v=v'=L/2 (m)	0,98	0,98	0,98
Sollicitations de calcul	N (KN)	141,53	59,95	103,91
	M (KNm)	113,225	103,426	871,054
	T (KN)	15,2	12,41	167,65
	σ_{max} (KN/m ²)	1256,19	969,70	7138,66
	σ_{min} (KN/m ²)	-530,40	-662,27	-6605,79
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,37	1,16	1,01
	d (m)	0,69	0,58	0,51
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	172,24	112,36	723,00
	Avt (cm ²)	3,44	2,25	14,46
	Amin (cm ²)	2,74	2,32	2,03
	Avj (cm ²)	0,47	0,38	5,16
	A2=Avt+Avj (cm ²)	3,91	2,63	19,62
	A2 /nappe (cm²)	0,98	0,66	4,91
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)	1,37	1,16	1,01
	Bande 1 1 HA10	0,79	0,79	0,79
	Bande 2 9 HA10	7,07	7,07	7,07
	Espacement bande 1	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)	0,98	0,66	4,91
	Ah = 0,15%B (cm ²)	5,85	5,85	5,85
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm²)	0,96	0,96	0,96
	7 HA10	5,50	5,50	5,50
Armatures transversales	Espacement (cm)	15	15	15
		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,06	0,05	0,67
	$\zeta_u=3,26$	0,04	0,04	0,48
	bc=15	0,40	0,26	1,68

Tableau V.30 : Ferrailage du voile VT2 en zone 3

Voile VT2 (zone 4)				
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,95	1,95	1,95
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,39	0,39	0,39
	l (m ⁴)	0,124	0,124	0,124
	v=v'=L/2 (m)	0,98	0,98	0,98
Sollicitations de calcul	N (KN)	147,91	100,46	100,81
	M (KNm)	120,348	111,217	1022,401
	T (KN)	11,17	7,56	130,99
	σ_{max} (KN/m ²)	1328,75	1135,04	8324,77
	σ_{min} (KN/m ²)	-570,23	-619,86	-7807,79
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,36	1,26	1,01
	d (m)	0,68	0,63	0,50
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	181,30	143,15	837,67
	Avt (cm ²)	3,63	2,86	16,75
	Amin (cm ²)	2,73	2,52	2,01
	Avj (cm ²)	0,34	0,23	4,03
	A2=Avt+Avj (cm ²)	3,97	3,10	20,79
	A2 /nappe (cm²)	0,99	0,77	5,20
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)	1,36	1,26	1,01
	Bande 1 1 HA10	0,79	0,79	0,79
	Bande 2 9 HA10	7,07	7,07	7,07
	Espacement bande 1	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)	0,99	0,77	5,20
	Ah = 0,15%B (cm ²)	5,85	5,85	5,85
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm²)	0,96	0,96	0,96
	7 HA10	5,50	5,50	5,50
Armatures transversales	Espacement (cm)	15	15	15
		4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²	4 épingles HA8/m²
Vérification des contraintes	$\zeta_b=5$	0,04	0,03	0,52
	$\zeta_u=3,26$	0,03	0,02	0,37
	$\sigma_{bc}=15$	0,42	0,33	1,94

Tableau V.31 : Ferrailage du voile VT2 en zone 4

Chapitre VI

Étude de l'infrastructure

VI. 1. Introduction

Les fondations constituent des éléments structurels dont la fonction principale est de transférer les charges de la superstructure vers le sol. En général, un élément spécifique de la structure est capable de transmettre à sa fondation plusieurs types de sollicitations, à savoir :

- Une charge verticale centrée, où il est essentiel de déterminer les valeurs maximales de cette charge.
- Une force horizontale résultant de l'action sismique, dont l'intensité et la direction peuvent varier.
- Un moment pouvant agir dans divers plans.

Ce transfert des charges s'effectue soit directement, comme dans le cas des semelles qui reposent directement sur le sol, ou indirectement par le biais d'autres éléments, comme c'est le cas des semelles reposant sur des pieux. Par conséquent, on peut distinguer deux catégories principales de fondations :

1. Fondations superficielles : Ces fondations sont adaptées aux sols présentant une capacité portante suffisante. Elles permettent de transmettre directement les charges au sol. Les types de fondations superficielles les plus courants comprennent : Les semelles continues situées sous les murs ; les semelles continues situées sous les poteaux ; les semelles isolées ; les radiers.
2. Fondations profondes : Ce type de fondation est généralement utilisé lorsque les sols ont une capacité portante limitée ou lorsque le sol adéquat se trouve à une grande profondeur. Les principales catégories de fondations profondes sont : Les pieux ; les puits.

VI. 2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est influencé par plusieurs critères, notamment :

- La nature de l'ouvrage à fonder : Le type d'ouvrage, sa charge, sa géométrie et d'autres caractéristiques structurelles joueront un rôle déterminant dans le choix de la fondation appropriée.

- La nature du terrain et sa résistance : Les propriétés géotechniques du sol, telles que sa cohésion, son angle de frottement interne, et sa capacité portante, sont essentielles pour évaluer la faisabilité des fondations et déterminer le type le plus adapté.
- La profondeur du bon sol : Si un sol favorable (bonne capacité portante) est situé à une profondeur accessible, il peut influencer le choix des fondations, en particulier pour les fondations superficielles.
- Le tassement du sol : Les mouvements verticaux du sol, dus à la charge de la superstructure, doivent être pris en compte pour éviter des tassements excessifs, ce qui peut orienter le choix vers des fondations plus appropriées pour gérer ces tassements.
- La raison économique : Le coût global du projet, y compris celui des fondations, est un facteur déterminant dans le choix du type de fondation, car il doit rester économiquement viable.

Pour le cas de notre structure, nous avons plusieurs options à considérer, notamment des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général. Le choix final du type de fondation sera basé sur une évaluation approfondie prenant en compte les résultats du dimensionnement et en tenant compte de l'ensemble des critères mentionnés précédemment. Il est important de garantir que la fondation choisie offre la stabilité et la sécurité nécessaires tout en restant économiquement viable pour le projet.

VI. 3. Étude du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.

VI.4 . Dimensionnement

A) Semelles filantes

1. Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_{ser}}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec : - B : La largeur de la semelle.

- L : Longueur de la semelle
- G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré
- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

Surfaces des semelles filantes sous voiles

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B m)	S = BxL (m2)
VL1	1,60	418,31	1,31	2,09
VL2	1,60	324,19	1,01	1,62
VL3	1,60	370,20	1,16	1,85
VL4	1,60	402,83	1,26	2,01
VL5	1,60	409,11	1,28	2,05
VL6	1,60	398,88	1,25	1,99
VL7	1,60	388,91	1,22	1,94
VL8	1,95	326,08	0,84	1,63
VL9	1,95	304,23	0,78	1,52
VL10	1,95	317,93	0,82	1,59
VL11	1,95	296,73	0,76	1,48
VL12	1,95	294,45	0,76	1,47
VL13	1,95	312,71	0,80	1,56
Total (m2)				22,82

Tableau VI.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale)

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B m)	S = BxL (m2)
VT1	1,60	451,28	1,41	2,26
VT2	1,60	440,00	1,37	2,20
VT3	1,60	444,51	1,39	2,22
VT4	1,60	434,58	1,36	2,17
VT5	1,60	441,35	1,38	2,21
VT6	1,60	430,32	1,34	2,15
VT7	1,60	419,56	1,31	2,10
VT8	1,60	326,08	1,02	1,63
VT9	1,60	304,23	0,95	1,52
VT10	1,60	317,93	0,99	1,59
VT11	1,60	296,73	0,93	1,48
VT12	1,95	353,56	0,91	1,77
VT13	1,95	347,55	0,89	1,74
Total (m2)				25,04

Tableau VI.2. Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$S_v = \sum S_i = 22,82 + 25,04 = 47,86 \text{ m}^2$ et : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2. Semelles filantes sous poteaux

▪ **Étape de calcul**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure $e = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$
avec : **L** distance entre nus des poteaux.
- Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :
 - Si $e \leq \frac{L}{6}$ → Répartition trapézoïdale.
 - Si $e > \frac{L}{6}$ → Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6ei}{L} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6ei}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6ei}{L} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6ei}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$

Poteaux	Nser (KN)	Mi (KN.m)	ei (m)	Nser x ei (KNm)
P1	1066,72	17,07	0,016	17,07
P2	1036,56	10,13	0,010	10,13
P3	1316,44	10,59	0,008	10,59
P4	1268,26	16,65	0,013	16,65
P5	973,21	1,92	0,002	1,92
P6	1162,27	13,73	0,012	13,73
Somme	6823,46	70,08		70,08

Tableau VI.3. Résultante des charges sous poteaux.

On obtient :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = \mathbf{6823,46 \text{ KN}}$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{L}{6} = \frac{22,05}{6} = 3,68 \text{ m} \\ e_i &= 0,0205 \text{ m} \end{aligned} \right\} e_i = 0,0205 \text{ m} < e = 3,68 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{6823,46}{22,05} \left(1 + \frac{6 \times 3,68}{22,05} \right) = q \left(\frac{B}{4} \right) = \frac{6823,46}{22,05} \left(1 + \frac{6 \times 3,68}{22,05} \right) = 307,72 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{6823,46}{22,05} \left(1 - \frac{6 \times 3,68}{22,05}\right) = q \left(\frac{B}{4}\right) = \frac{6823,46}{22,05} \left(1 - \frac{6 \times 3,68}{22,05}\right) = 311,18 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{310,32}{2 \times 10^2} = 1,55 \text{ m}^2$$

On prend : $B = 1,60 \text{ m}$.

Nous aurons : La surface totale sous poteaux notée S_p :

$$S_p = B \times L \times n = 1,60 \times 22,05 \times 7 = 246,96 \text{ m}^2.$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale des semelles filantes sous voile et sous poteaux :

$$S_t = S_p + S_v = 246,96 + 47,86 = 294,82 \text{ m}^2.$$

La surface totale de bâtiment :

$$S_{tb} = 22,05 \times 24,55 = 541,33 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{294,82}{541,33} = 54,46 \% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Conclusion :

Le rapport entre la surface des semelles filantes et la surface totale du bâtiment est de 52.50 %, ce qui expose à un risque inévitable de chevauchement des semelles. Par conséquent, les semelles filantes ne sont pas une option viable. Il est donc impératif d'envisager la mise en place d'un radier général comme solution de fondation.

B) Radier nervuré

Un radier nervuré est défini comme une fondation superficielle qui fonctionne de manière similaire à un plancher renversé. Ses appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature de la structure, et il est soumis à la réaction du sol ainsi qu'à son propre poids.

Les caractéristiques essentielles d'un radier nervuré sont les suivantes :

- Il est rigide dans son plan horizontal, assurant une répartition uniforme de la charge sur la fondation.
- Il permet une meilleure répartition linéaire des charges sur le sol de fondation.
- Sa mise en place est facilitée par rapport à d'autres types de fondations, notamment en ce qui concerne le coffrage.
- Sa construction est rapide, ce qui peut accélérer le calendrier du projet.

- Il semble mieux adapté pour faire face aux problèmes potentiels liés aux tassements ultérieurs, offrant une certaine résilience face à ces mouvements du sol.

Pré dimensionnement du Radier

Épaisseur de radier (nervures)

L'épaisseur de la nervure de radier « h_n » doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Formule empirique :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{480}{10} = 48,0 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_n = 50 \text{ cm}$$

avec : L_{\max} : distance entre deux nervures successifs ($L_{\max}=4,80 \text{ m}$)

- Condition minimale d'épaisseur :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

- Selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{480}{8} \leq h_n \leq \frac{480}{5} \Rightarrow 0,60 \text{ cm} \leq h_n \leq 0,96 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 90 \text{ cm}$.

Épaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm}$$

On prend : $h_d = 25 \text{ cm}$

Épaisseur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad (\text{dalle sur 4 appuis})$$

$$10 \text{ cm} \leq h_t \leq 12 \text{ cm}$$

Soit : $h_t = 10 \text{ cm}$ (hauteur pratique standard employée)

Largeur de la nervure

$$0,4 \times h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \Rightarrow 0,4 \times 90 \leq b_n \leq 0,7 \times 90 \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq b_n \leq 63 \text{ cm}$$

On opte pour : $b_n = 55$ cm

Conclusion :

Les choix définitifs des dimensions de radier sont les suivantes :

- ° La hauteur de la nervure suivant les deux sens : $h_n = 90$ cm
- ° Largeur de la nervure : $b_n = 55$ cm
- ° La hauteur de la dalle de radier : $h_d = 25$ cm
- ° Dalle flottante : $h_t = 10$ cm

Détermination de la surface nécessaire du radier :

Les charges :

Charge permanente : $G_{\text{batim}} = 49311,43$ KN

Charge d'exploitation : $Q_{\text{batim}} = 10388,37$ KN

Les combinaisons :

L'ELU : $1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 49311,43 + 1.5 \times 10388,37 = 82152,99$ KN.

L'ELS : $G + N = 49311,43 + 10388,37 = 59699,80$ KN.

La surface de radier :

$$\text{Etat limite ultime : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{82152,99}{1.33 \times 200} = 308,85 \text{ m}^2$$

$$\text{Etat limite de service : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{59699,80}{200} = 298,50 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = (308,85 ; 298,50) = 308,85 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 308,50 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 298,50 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface de bâtiment totale est supérieure à la surface nécessaire du radier dans ce cas on prévoit un débord minimale que nous imposent les règles de BAEL, il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \left(\frac{90}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit un débord de : } L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm dans les 4 sens.}$$

Donc on aura une surface totale de radier : $S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$

$$\text{Avec : } S_{\text{deb}} = (22,05 \times 0,5) \times 2 + (24,55 \times 0,5) \times 2 + (0,5 \times 0,5) \times 4 = 47,60 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où } S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 369,56 + 39,65 = 409,21 \text{ m}^2$$

Calcul des sollicitations à la base de radier :

➤ Charge permanente :

• Poids de bâtiment :

$$G_{\text{bâtiment}} = 49311,43 \text{ KN}$$

• Poids de radier :

P_{radier} = poids de la dalle de radier + poids de la nervures + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

• Poids de la dalle de radier

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{dalle}} = 588,93 \times 0,25 \times 25 = 3680,80 \text{ KN}$$

• Poids de la nervure

$$P_{\text{nervure}} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y)$$

$$P_{\text{nervure}} = 0,55(0,9 - 0,25) \times (22,05 \times 7 + 22,55 \times 6) \times 25 = 2696,00 \text{ KN}$$

• Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}} = (588,93 - 165,91) \times (0,90 - 0,25) \times 17 = 6874,08 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nervures}} = 0,55 \times (0,9 - 0,25) \times (22,05 \times 7 + 24,55 \times 6) = 165,91 \text{ m}^2$$

$$\text{Le poids de la TVO : } \rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN/m}^3$$

• Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{df}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times e_p \times \rho_{\text{beton}} = (588,93 - 165,91) \times 0,10 \times 25 = 1057,55 \text{ KN}$$

$$\text{d'où : } G_{\text{radier}} = P_d + P_{\text{ner}} + P_{\text{tvo}} + P_{\text{flottante}}$$

$$G_{\text{radier}} = 2557,53 + 2037,30 + 4612,28 + 709,58 = 9916,69 \text{ KN}$$

➤ Surcharge du bâtiment et de radier :

$$Q_{\text{bâtiment}} = 10388,37 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = \text{surcharge d'exploitation de RDC} \times \text{surface de radier} = 2,5 \times 588,93 = 1472,32 \text{ KN}$$

➤ Poids totale de la structure :

$$G_t = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 14308,42 + 49311,43 = 63619,85 \text{ KN}$$

$$Q_t = Q_{\text{batiment}} + Q_{\text{radier}} = 10388,37 + 1472,32 = \mathbf{11860,69 \text{ KN}}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$\text{ELU: } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times \mathbf{63619,85} + 1.5 \times \mathbf{11860,69} = \mathbf{103677,83 \text{ KN}}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = \mathbf{63619,85} + \mathbf{11860,69} = \mathbf{75480,54 \text{ KN}}$$

Vérification:

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :** BAEL91 modifiée 99 (Art A.5.1.1)

Il faut vérifier que : $\leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{cj}, 4 \text{ MPa} \right\}$ en Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5, 4 \text{ MPa} \} = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } b = 100 \text{ cm ; } d = 0.9 h_d = 0.9 \times 25 = 22.5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{103677,83 \times 1}{588,93} \times \frac{4,80}{2} = \mathbf{422,51 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{422,51 \times 10^3}{1000 \times 225} = \mathbf{1,88 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la stabilité du radier**

a. Calcul des caractéristiques géométriques de radier

• **Calcul du centre de gravité du radier**

Vu la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (XX et YY).

$$X_G = \frac{\text{longueur de bâtiment}}{2} = \frac{22.55}{2} = 11,28 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\text{largeur de bâtiment}}{2} = \frac{22.05}{2} = 11,03 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{22.55 \times 22.05^3}{12} = 21932,90 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{22.05 \times 22.55^3}{12} = 27188,29 \text{ m}^4$$

b. Vérifier la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) due aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) due au séisme dans le sens considéré.

$M = M_0 + T_0 \times Z$ Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

Z : Profondeur de l'infrastructure.

Sollicitations		M_0 (KN.m)	T_0 (KN)	Z(m)	M (KN.m)
Sens	xx	62540,57	2663,55	0.90	62567,21
	yy	69438,95	2926,33	0.90	69468,22

Tableau VI.4. Calcul du moment de renversement.

L'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$ avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$

Et : V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

I : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant : $S_{rad} = 588,93 \text{ m}^2$;

$N_u = 103677,83 \text{ KN}$; $N_s = 75480,54 \text{ KN}$

Contraintes		ELU				ELS			
		σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$1.33\sigma_{sol}$ (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)
Sens	XX	204,29	147,80	190,17	266,00	156,41	99,92	142,29	200
	YY	210,96	141,13	193,50	266,00	163,09	93,25	145,63	200

Tableau VI.5. Vérification des contraintes du sol sous le radier.

➤ **Vérification de l'effort de sous pression [Art.3.634 / DTR-BC 2.331] :**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier : $P > P'$

$P = 63619,85 \text{ KN}$ (poids total du bâtiment à la base du radier).

- $P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{\text{rad}} \times Z$

Avec :

- α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha=1.5$).
- γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w=10 \text{ KN/m}^3$).
- Z : profondeur de l'infrastructure ($h=90\text{cm}$).

$$P' = 1.5 \times 10 \times 588,93 \times 0,90 = \mathbf{7950,52 \text{ KN}}$$

$$P = 36395.36 \text{ KN} > P' = \mathbf{7950,52 \text{ KN}} \quad \longrightarrow$$

Condition vérifiée

Donc : Pas de risque de soulèvement de la structure.

Ferraillage du radier

Le radier est conçu pour opérer comme un plancher inversé, et le calcul de son armature sera effectué en suivant les méthodes détaillées dans la version révisée de la norme [B.E.A.L 91, édition 1999].

Ferraillage de la dalle du radier

Lors de l'analyse de la dalle du radier, on la considérera comme un panneau rectangulaire uniformément chargé, prenant appui sur ses quatre côtés. Il convient de distinguer deux cas :

1^{er} Cas : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens;

2^{eme} Cas : $0.4 < \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens;

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$.

- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$.

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$; $L_x < L_y$

Remarque

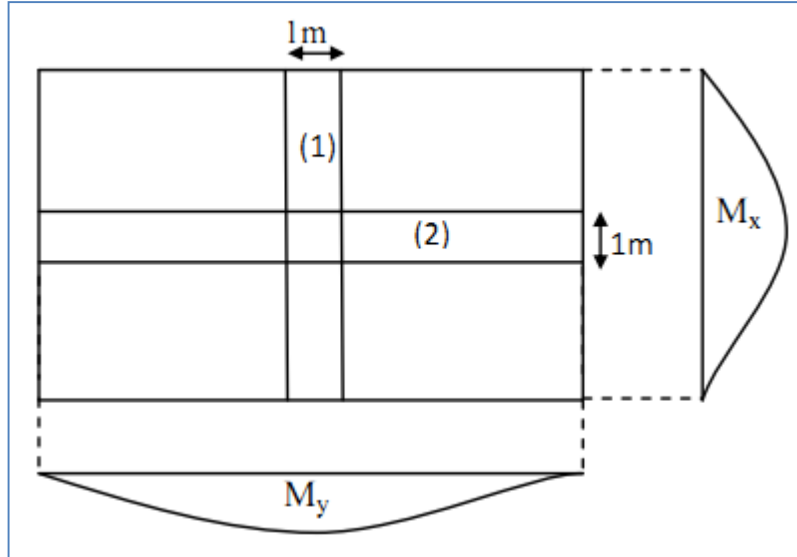
Étant donné que les panneaux sont soumis à des charges assez similaires, dans le but d'homogénéiser l'armature et de simplifier la mise en œuvre, on choisit la même section d'armatures pour tous, en se basant sur le panneau le plus sollicité lors des calculs.

Identification du panneau le plus sollicité :

$L_x = 4.40 \text{ m}$; $L_y = 4.80 \text{ m}$ donc :

$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.40}{4.80} = 0,92 < 1 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens;

Dans ce cas on utilise la méthode de l'annexe E3 du BAEL91 modifié 99, on considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.



Les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la plus petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$.
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$.

Les coefficients μ_x , μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} qui est la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

	σ_m (KN/m ²)	q_m (KN/m)
ELU	193,50	169,21
ELS	145,63	121,33

Tableau VI.6. Contraintes maximales reprises par le radier .

A L'ELU: $q_m^u = \sigma_m$ (ELU) - $\frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (193.50 - \frac{14308,42}{588,93}) \times 1m = 169.21$ KN/ml.

A L'ELS: $q_m^s = \sigma_m$ (ELS) - $\frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (145.63 - \frac{14308,42}{588,93}) \times 1m = 121.33$ KN/ml

• **Détermination des coefficients μ_x et μ_y :**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y en fonction ν et ρ_x :

$$\rho_x=0.92 \ ; \ v=0 \text{ (ELU)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0438 \\ \mu_y = 0,819 \end{cases}$$

• **Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :**

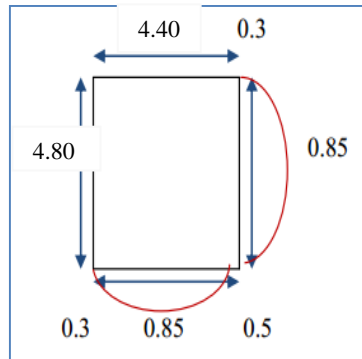
$$M_{0x}=0,0438 \times 169,21 \times 4.40^2 = 143,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y}=0,819 \times 143,48 = 117,51 \text{ KN.m}$$

• **Correction des moments :**

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,85**: pour les moments des travées de rive ,
- **0,50**: pour les moments sur appuis intermédiaires,
- **0,30**: pour les moments sur appuis de rive.



✓ Moments aux appuis : $\begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 143,48 = 71,74 \text{ KNm} \\ M_y^a = 0.5 \times 117,51 = 58,76 \text{ KNm} \end{cases}$

✓ Moments en travées : $\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 143,48 = 121,96 \text{ KNm} \\ M_y^t = 0.85 \times 117,51 = 99,89 \text{ KNm} \end{cases}$

Calcul des armatures

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

		Moments (KNm)	Valeur de μ	Type de section	Valeur de β	Section d'armature A (cm ²)	Section choisie Armatures A _a (cm ²)
Sens xx	Sur appuis	71,74	0,104 < μ = 0.392	SSA	0,945	7,93	8HA16 = 16.08
	En travée	121,96	0,177 < μ = 0.392	SSA	0,902	14,13	8HA16 = 16.08
Sens yy	Sur appuis	58,76	0,085 < μ = 0.392	SSA	0,955	6,43	8HA14 = 12.32
	En travée	99,89	0,145 < μ = 0.392	SSA	0,922	11,32	8HA14 = 12.32

Tableau VI.7. Calcul de la section d'armatures.

Avec : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$; $f_{bu} = 14.2 MPa$; $b=0.90m$; $d=22.5cm$.

$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$; $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.5} = 435 MPa$ et : β tiré dans les tableaux en fonction de σ_{st} et μ .

Vérifications à l'ELU

- **Condition de non fragilité [Article B.7.4 BAEL91révisé 99]:**

Armatures parallèles au petit coté

$$\omega_x = \frac{A_x^{min}}{bd} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_x^{mi} \geq \frac{bd\omega_0(3 - \rho)}{2}$$

$$A_x^{min} \geq \frac{100 \times 22.5 \times 0.0008(3 - 0.92)}{2} = 2.08 cm^2$$

Avec :

- ω_0 : Taux d'acier minimal réglementaire il est pris égale à : 0.0008 pour HA, FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.
- $b=100cm$; $d=22.5 cm$; $\rho=0,92$

Armatures parallèles au grand coté :

$$\omega_y = \frac{A_y^{min}}{bd} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{mi} \geq \omega_0 bd = 0.0008 \times 22.5 \times 100 = 1.8 cm^2$$

		Aadoptée	Amin	Observation
Sens XX	Sur appuis	16.08	2.08	Condition vérifiée
	En travée	16.08	2.08	Condition vérifiée
Sens YY	Sur appuis	12.32	2.08	Condition vérifiée
	En travée	12.32	2.08	Condition vérifiée

Tableau VI.8 : vérification de la condition de non fragilité.

- **Espacement des armatures [Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99] :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- La direction la plus sollicité x-x :

$$S_t \leq \min (3h; 33 cm) = \min (75; 33cm) = 33 cm. \Rightarrow \text{On prend : } S_t = 12.5 cm;$$

- La direction moins sollicitée y-y :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(100\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{on prend : } S_t = 12.5 \text{ cm};$$

Vérification à L'ELS

• **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} à l'ELS

$$\rho_x = 0.92 ; \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,051 \\ \mu_y = 0,875 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.051 \times 121,33 \times 4.40^2 = 119,80 \text{ KN/m.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.875 \times 119,80 = 104,82 \text{ KN/m.}$$

Correction des moments :

$$\checkmark \text{ Moments aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 119,80 = 59,90 \text{ KN/m.} \\ M_y^a = 0.5 \times M_0^y = 0.5 \times 104,82 = 52,41 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Moments en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 119,80 = 101,83 \text{ KN/m.} \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 104,82 = 89,10 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

Calcul des contraintes

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

		M_s (KN/m)	A (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
	Aux appuis	59,90	16.08	0,46	33.54	0,897	188,77	5,63	15	CV
	En travée	52,41	16.08	0,46	33.54	0,897	165,16	4,92		CV
Sens YY	Aux appuis	101,83	12.32	0,46	33.54	0,897	418,84	12,49		CV
	En travée	89,10	12.32	0,46	33.54	0,897	366,48	10,93		CV

Tableau VI.9. Calcul des contraintes.

Avec : $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$; $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$; $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$; β_1 et K_1 tiré dans un tableau en

fonction de ρ_1 .

Ferraillage du débord

Le débord est traité comme une console rectangulaire exposée à une charge uniformément répartie, comme cela est représenté dans la figure ci-dessous. Les calculs seront effectués pour une bonde d'une longueur de 1 mètre.

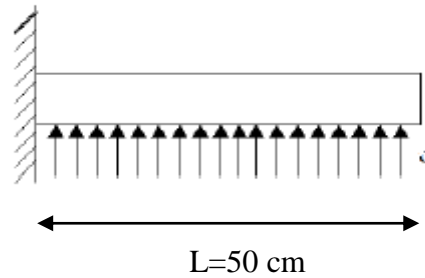


Figure VI.1. Schéma statique du débord

$$\text{A L'ELU: } M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{169,21 \times 0,5^2}{2} = -21,15 \text{ KN/m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{121,33 \times 0,5^2}{2} = -15,17 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul des armatures

Armatures principales

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 22,5 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21,15 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14,2} = 0,020 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,6 \times 10^6}{0,990 \times 225 \times 435} = 1,82 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_u = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$

Remarque

Les armatures de la dalle sont nettement plus abondantes que celles requises pour le débord. Afin d'assurer une uniformité de l'armature et de simplifier le processus, les armatures de la dalle seront prolongées et serviront donc également de ferraillage pour le débord.

Ferrailage de la nervure

Pour prévenir tout risque de soulèvement du radier vers le haut, des nervures (ou raidisseurs) seront intégrées dans les deux sens. Ces nervures seront dimensionnées en tant que poutres continues, prenant en charge les charges provenant des dalles. Les réactions du sol seront transférées aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

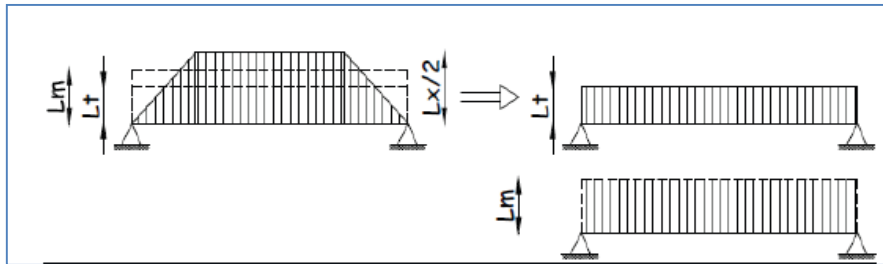


Figure VI-2: Présentation des chargements simplifiés.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1er Cas : Chargement trapézoïdale :

Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$

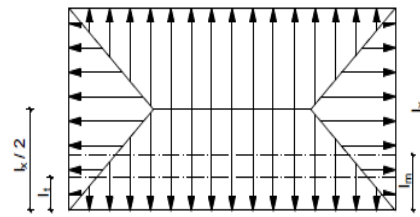


Figure VI-3: Répartition trapézoïdale.

2ème Cas : Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : $I_m = 0.333xI_x$

Effort tranchant : $I_t = 0.25xI_x$

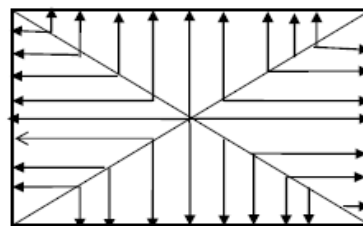


Figure VI-4 : Répartition triangulaire.

Nous avons : $b_n = 55 \text{ cm}$, $h_n = 90 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $q_u = 149,62 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 101,74 \text{ KN/m}^2$

➤ **Calcul des charges**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(190,17 - \frac{14308,42}{588,93} - \frac{2696,00}{165,91} \right) \times 1ml = 149,62 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(142,29 - \frac{14308,42}{588,93} - \frac{2696,00}{165,91} \right) \times 1ml = 101,74 \text{ KN/ml}$$

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux ci-après.

Tableau VI. 10. Calcul des charges selon le sens longitudinal (X-X)

Travée	panneau	L _x	L _y	ρ _x	chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
A-B	1	4,35	4,8	0,91	Triangulaire	1,45	1,09	149,62	101,74	216,73		147,38		162,71		110,64	
	2	4,3	4,35	0,99	Trapèze	1,45	1,09	149,62	101,74	216,91	433,64	147,49	294,87	162,69	325,40	110,63	221,27
B-C	1	3,6	4,8	0,75	Triangulaire	1,20	0,90	149,62	101,74	179,36		121,97		134,66		91,57	
	2	3,6	4,3	0,84	Triangulaire	1,20	0,90	149,62	101,74	179,36	358,73	121,97	243,93	134,66	269,32	91,57	183,13
C-D	1	4,2	4,8	0,88	Triangulaire	1,40	1,05	149,62	101,74	209,26		142,29		157,10		106,83	
	2	4,2	4,3	0,98	Triangulaire	1,40	1,05	149,62	101,74	209,26	418,52	142,29	284,59	157,10	314,20	106,83	213,65
D-E	1	4,2	4,8	0,88	Triangulaire	1,40	1,05	149,62	101,74	209,26		142,29		157,10		106,83	
	2	4,2	4,3	0,98	Triangulaire	1,40	1,05	149,62	101,74	209,26	418,52	142,29	284,59	157,10	314,20	106,83	213,65
E-F	1	3,3	4,8	0,69	Triangulaire	1,10	0,83	149,62	101,74	164,42		111,80		123,44		83,94	
	2	3,3	4,3	0,77	Triangulaire	1,10	0,83	149,62	101,74	164,42	328,83	111,80	223,60	123,44	246,87	83,94	167,87
F-G	1	4,4	4,8	0,92	Triangulaire	1,47	1,10	149,62	101,74	219,22		149,07		164,58		111,91	
	2	4,3	4,4	0,98	Trapèze	1,47	1,10	149,62	101,74	219,27	438,50	149,10	298,17	164,50	329,08	111,86	223,77

Tableau VI. 11. Calcul des charges selon le sens transversal (Y-Y)

travée	panneau	L _x	L _y	ρ _x	chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
1-2	1	4,2	4,7	0,89	Trapèze	1,54	1,16	149,62	101,74	230,57		156,78		173,81		118,19	
	2	4,2	4,7	0,89	Trapèze	1,54	1,16	149,62	101,74	230,57	461,13	156,78	313,57	173,81	347,63	118,19	236,38
2-3	1	4,2	4,3	0,98	Trapèze	1,43	1,07	149,62	101,74	214,28		145,71		160,75		109,31	
	2	4,2	4,3	0,98	Trapèze	1,43	1,07	149,62	101,74	214,28	428,57	145,71	291,42	160,75	321,51	109,31	218,62
3-4	1	3,45	4,2	0,82	Triangulaire	1,15	0,86	149,62	101,74	171,89		116,88		129,05		87,75	
	2	3,45	4,2	0,82	Triangulaire	1,15	0,86	149,62	101,74	171,89	343,78	116,88	233,77	129,05	258,09	87,75	175,50
4-5	1	4,2	4,8	0,88	Trapèze	1,56	1,18	149,62	101,74	234,02		159,13		176,74		120,18	
	2	4,2	4,8	0,88	Trapèze	1,56	1,18	149,62	101,74	234,02	468,03	159,13	318,26	176,74	353,48	120,18	240,36
5-6	1	4,2	4,3	0,98	Trapèze	1,43	1,07	149,62	101,74	214,28		145,71		160,75		109,31	
	2	4,2	4,3	0,98	Trapèze	1,43	1,07	149,62	101,74	214,28	428,57	145,71	291,42	160,75	321,51	109,31	218,62

• Diagramme des sollicitations :

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ETABS » sont les suivant :

- Sens longitudinal « X-X » :

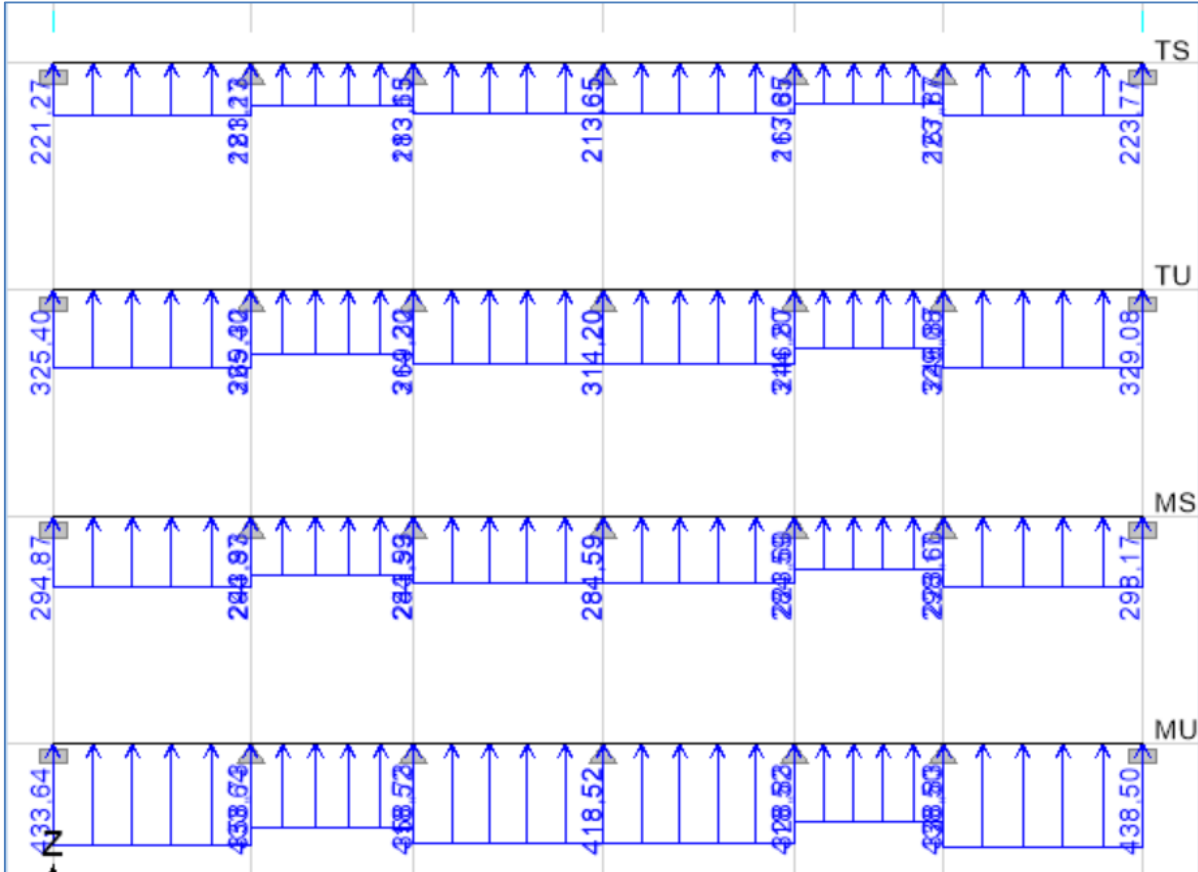


Figure VI. 5. Les valeurs des chargements pour les différents cas

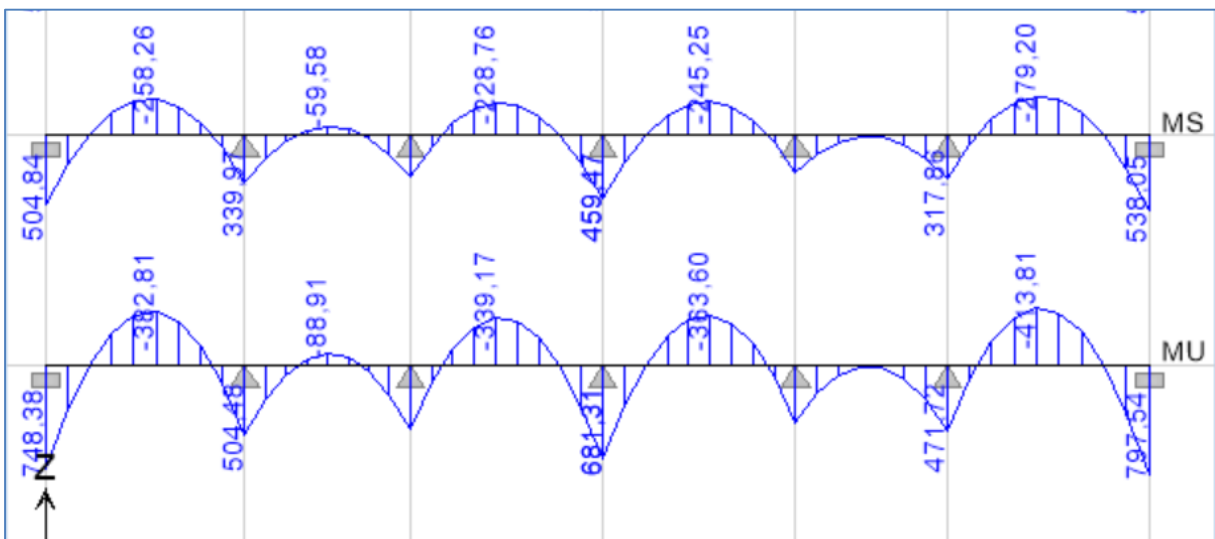


Figure VI. 6. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

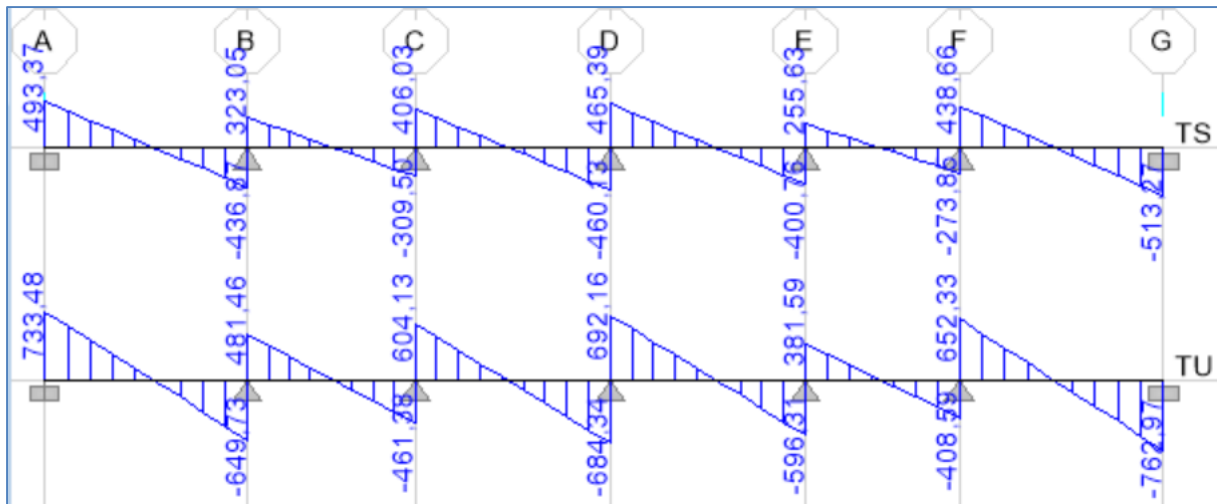


Figure VI.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS

- Sens transversal « Y-Y » :

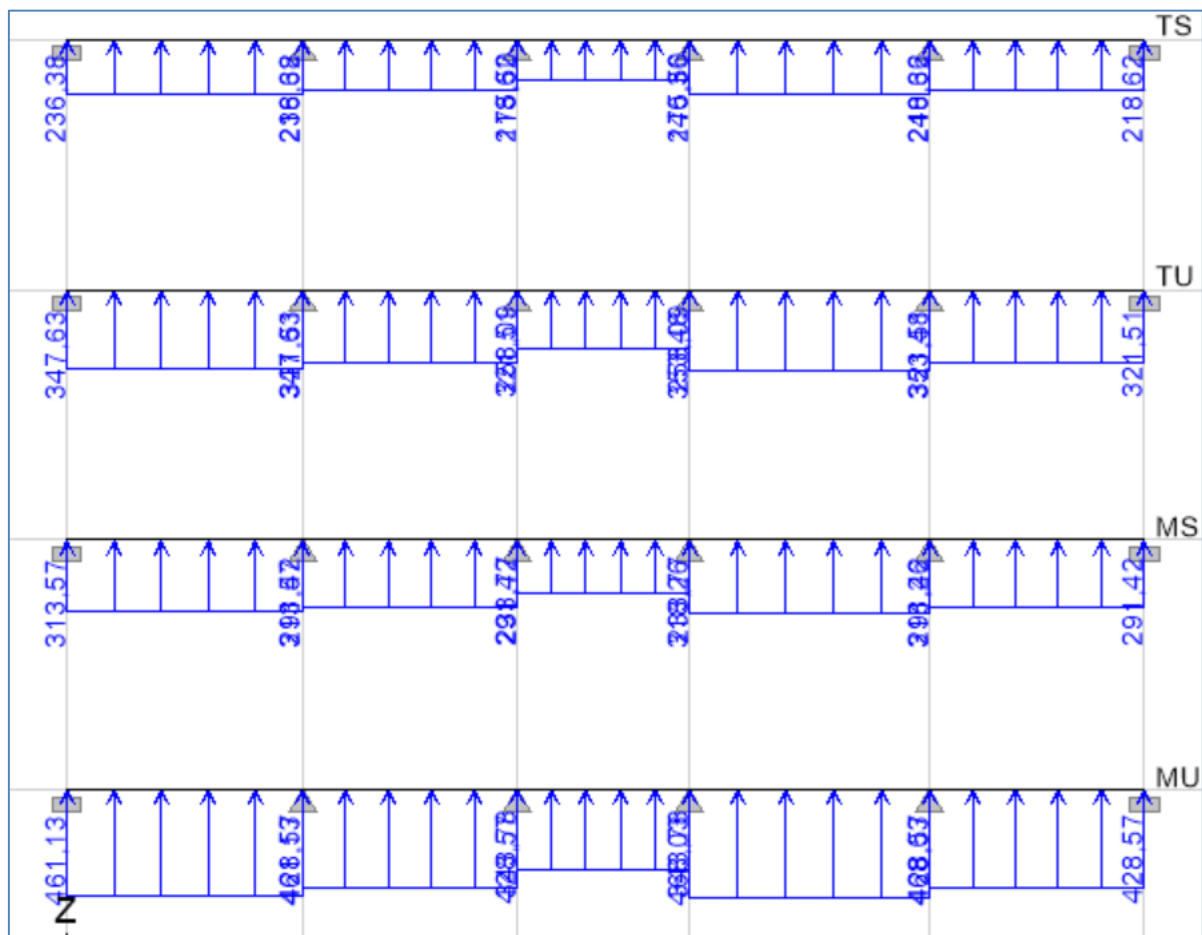


Figure VI. 8. Les valeurs des chargements pour les différents cas

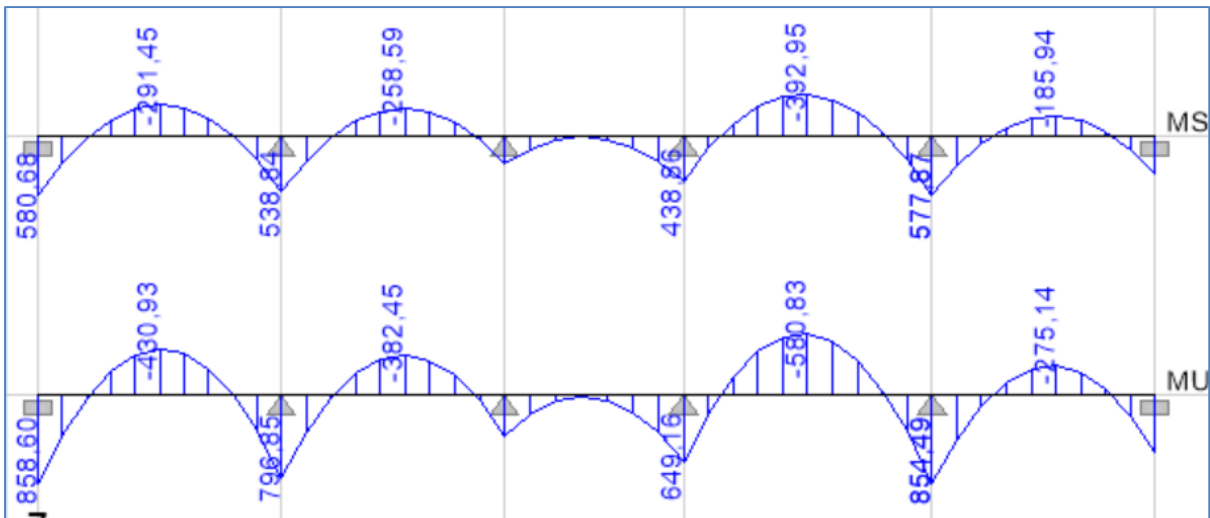


Figure VI.9. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

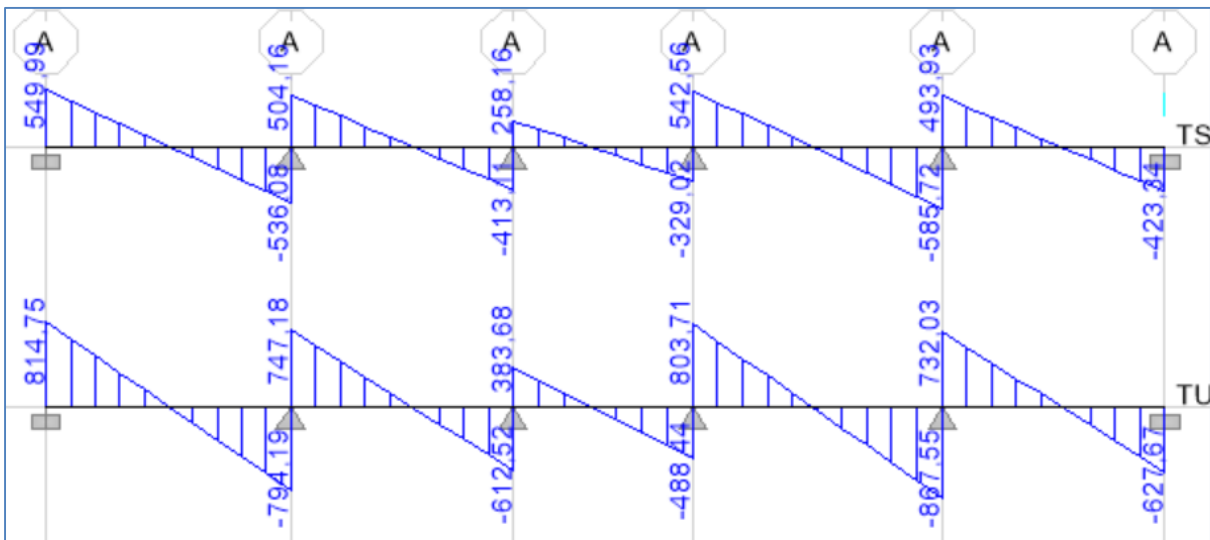


Figure VI.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS

Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :

- Sens longitudinal « x-x » :

Tableau VI.12. Moments fléchissant sens x-x.

	ELU	ELS
$M_{app}(KN.m)$	797.54	538.05
$M_t(KN.m)$	413.81	279.20

Tableau VI.13. Efforts tranchants sens x-x.

	ELU	ELS
T_{sup} (KN.m)	733.48	493.37
T_{inf} (KN.m)	-762.97	513.27

- Sens transversal « y-y » :

Tableau VI.14. Moments fléchissant sens y-y.

	ELU	ELS
M_{app} (KN.m)	858.60	580.68
M_t (KN.m)	580.83	392.95

Tableau VI.15. Efforts tranchants sens y-y.

	ELU	ELS
T_{sup} (KN.m)	814.75	549.99
T_{inf} (KN.m)	-627.67	-423.34

➤ Calcul des armatures :

• Armatures longitudinales

Sens X-X: $M_a^{max} = 797.54 \text{ KN.m}$; $M_t^{max} = 413.81 \text{ KN.m}$

$b_n=55 \text{ cm}$; $h_n=90 \text{ cm}$; $d= h-c=90-3=87\text{cm}$; $f_{bu}=14.2\text{MPa}$; $\sigma_{st}=435 \text{ MPa}$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{797.54 \times 10^3}{55 \times 87^2 \times 14.2} = 0,135$$

$\mu=0,135 < \mu=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu=0,135 \Rightarrow \beta=0,928$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{797,54 \times 10^3}{0,928 \times 87 \times 435} = 22,71 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a= 5 \text{ HA20 fil} + 5 \text{ HA16 chap} = 25.76 \text{ cm}^2$.

En travée:

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{413,81 \times 10^3}{55 \times 87^2 \times 14.2} = 0,073$$

$\mu=0,073 < \mu_i=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu=0,073 \Rightarrow \beta=0,962$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{413,81 \times 10^3}{0,971 \times 87 \times 435} = 11,63 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5 \text{ HA20 fil} = 15.71 \text{ cm}^2$

Sens Y-Y : $M_a^{\max} = 858,6 \text{ KN.m}$; $M_t^{\max} = 580,83 \text{ KN.m}$

$b_n=55 \text{ cm}$; $h_n=90 \text{ cm}$; $d=87 \text{ cm}$; $f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}=435 \text{ MPa}$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{858,6 \times 10^3}{55 \times 87^2 \times 14.2} = 0,152$$

$\mu=0,152 < \mu_i=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA) donc: $\mu=0,152 \Rightarrow \beta=0,917$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{858,6 \times 10^3}{0,917 \times 87 \times 435} = 25,32 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_a = 5 \text{ HA16 fil} + 5 \text{ HA20 chap} = 25.76 \text{ cm}^2$

En travée:

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{580.83 \times 10^3}{55 \times 87^2 \times 14.2} = 0,103$$

$\mu=0.103 < \mu_i=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu=0,103 \Rightarrow \beta=0,946$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{580.83 \times 10^3}{0,946 \times 87 \times 435} = 16.61 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5\text{HA16 fil} + 5\text{HA14 fil} = 17.75 \text{ cm}^2$

Les résultats des ferrailages sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	5 HA20 fil + 5 HA16 chap = 25.76 cm ²	5 HA16 fil + 5 HA20 chap = 25.76 cm ²
Travée	5 HA20 fil = 15.71 cm ²	5 HA16 fil + 5 HA14 chap = 17.75 cm ²

- **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \Rightarrow \phi_1 = 8 \text{ mm.}$$

- **Espacement des armatures (Art 7.5.2.2 RPA99/ modifié 2003) :**

Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_n}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{ 22.5 ; 24 \} = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec : ϕ_1 le plus petit diamètre utilisé dans l'armature longitudinale.

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Zone nodale

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 55 = 2,46 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte **6 HA8 = 3 cm²**.

Zone courante

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 55 = 2,46 \text{ cm}^2$$

- Donc on adopte **6 HA8 = 3 cm²**.

Armatures de peau :

Des armatures dénommées « armature de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à **3 cm² par mètre de longueur** de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 90 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc : $A_p = 3 \left[\frac{\text{cm}^2}{1 \text{ ml}} \right] \rightarrow$ Soient : **A p = 2 HA14 = 3,08 cm².**

Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 55 \times 87 \times 2,1}{500} = 4,62 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99] :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \{2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Sens X-X: $T_u = 762,97 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{762,97 \times 10^3}{550 \times 870} = 1,59 < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y: $T_u = 814,75 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{814,75 \times 10^3}{550 \times 870} = 1,70 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres [Art A.6.1,3/BAEL91/2003] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ pour les aciers de HA)

$$\sum U_i = \pi n \phi \quad \text{La somme des périmètres utiles des barres.}$$

Avec : ϕ : le diamètre maximale des armatures transversale

n : le nombre des barres longitudinales de la nervure transversale.

Nervure longitudinale :

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 5 \times 20 = 314 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{762.97 \times 10^3}{0.9 \times 870 \times 314} = 3,10 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Nervure transversale :

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 5 \times 16 + 3,14 \times 5 \times 14 = 471 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{814.75 \times 10^3}{0.9 \times 870 \times 471} = 2,21 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MP}$$

Vérification à L'ELS :

- **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier (Art 4.3.5 BAEL91 modifié 99)**

Dans les aciers : on doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma_s} = \left\{ \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

Dans le béton : on doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma_b}$

$$\text{Avec } \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad ; \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

; β_1 et K_1 tiré dans un tableau en fonction de ρ_1 .

Les résultats sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Tableau VI.16. Calcul des contraintes.

		M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs.
Sens	Appuis	797,54	25,76	0,538	30,45	0,89	399,85	13,13	15	CV
XX	Travée	413,81	15,71	0,328	40,56	0,91	332,71	8,20		CV
Sens	Appuis	858,6	25,76	0,538	30,45	0,89	430,46	14,14		CV
YY	Travée	580,83	17,75	0,371	37,63	0,905	415,61	11,04		CV

Le tableau suivant résume les sections de ferrailage choisies au définitif.

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	5 HA20 fil + 5 HA16 chap = 25.76 cm²	5 HA16 fil + 5 HA20 chap = 25.76 cm²
Travée	5 HA20 fil = 15.71 cm²	5 HA16 fil + 5 HA14 chap = 17.75 cm²

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet a permis de mieux appréhender une synthèse objective des connaissances acquises tout au long de notre formation en génie civil, un domaine vaste et complexe. Les calculs et les analyses réalisés ont fourni des résultats concluants, notamment le choix d'un système de contreventement par voiles avec un coefficient de comportement dynamique $R=3,5$. Ce système s'est révélé adéquat pour assurer la stabilité et la résistance de la structure face aux sollicitations sismiques.

Pour les fondations, nous avons adopté un système de type radier nervuré, jugé le plus approprié pour notre structure. Ce choix permet une répartition efficace des charges et assure la reprise de tous les efforts. Toutes les étapes de calcul ont permis de dimensionner et de ferrailer les éléments structuraux, en respectant les vérifications nécessaires à l'état limite de résistance. Ces choix ont été validés après des vérifications à l'ELS, confirmant ainsi leur adéquation avec les exigences du projet.

Les difficultés rencontrées lors des calculs ont été enrichissantes, nous aidant à mieux comprendre le comportement de notre structure et à collaborer efficacement avec des experts du domaine. Les discussions approfondies avec ces professionnels ont enrichi notre compréhension et ont apporté des connaissances supplémentaires précieuses.

Parmi les conclusions de ce travail, il est clair que le séisme, en tant que chargement dynamique, est l'un des plus critiques à considérer dans la conception et le calcul des structures. L'analyse tridimensionnelle des structures, rendue possible grâce au logiciel performant ETABS, a permis une modélisation précise et une meilleure compréhension des sollicitations sismiques. Il est indéniable qu'une étude sismique rigoureuse est indispensable pour le dimensionnement des différents éléments de la structure, car les sollicitations sismiques peuvent dépasser celles issues d'une descente de charge statique, en particulier pour les poteaux.

Le dimensionnement sous combinaisons sismiques entraîne une consommation plus importante de béton et d'armatures, mais cette approche garantit une sécurité optimale conformément aux normes. L'analyse dynamique a permis de comprendre certains phénomènes et comportements structurels, évitant une période fondamentale élevée en rigidifiant les éléments de contreventement et optimisant la disposition des voiles pour minimiser le phénomène de torsion.

Le ferrailage adapté aux efforts internes propres de chaque élément a conduit à des sections d'armatures plus économiques, tout en respectant les vérifications sécuritaires imposées par les

Conclusion générale

règlements. Ce travail constitue un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Nous espérons que notre travail contribuera utilement aux recherches et projets des futures promotions, en apportant des bases solides et des solutions pratiques aux défis rencontrés en génie civil, tout en respectant scrupuleusement les réglementations en vigueur, notamment celles relatives au calcul du béton armé et à la réglementation parasismique algérienne.

Bibliographie

Règlements :

- Règles parasismique Algérienne RPA99/version 2003
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91/modifiée 99
- Document technique règlementaire (DTR B.C.2.2) charge permanentes et charge d'exploitation

Logiciels :

- ETABS 9.6.0
- AUTOCAD2019
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- Word 2016
- Excel 2016
- PowerPoint 2016

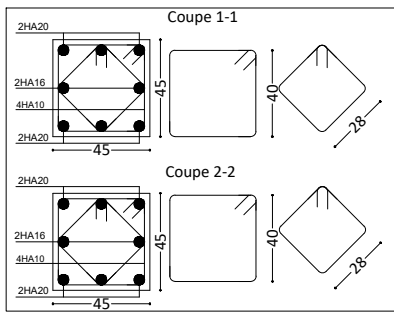
Ouvrages :

- Les abaques de PIGEAUD
- Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire
- Calcul des ouvrages en béton armé M. Belazougui
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

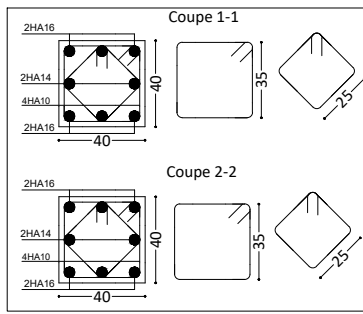
Normes et Documents Techniques :

- RPA 99 version 2003 : Règles parasismiques algériennes
- DTR BC 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation
- BAEL 91 modifié 99 : Calcul des éléments et des structures des bâtiments
- DTR B.C. 2-4-1 (CBA 93) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- DTR B.C. 2-331 : Règles de calcul des fondations superficielles
- DTU 75-1 / 1978: Document technique unifié.

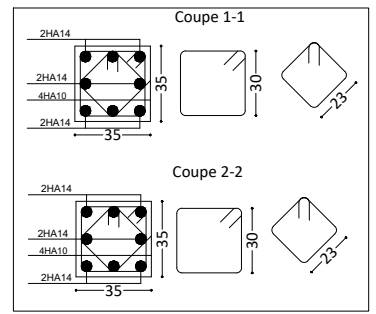
Coupes transversales - Poteaux (45x45) cm2



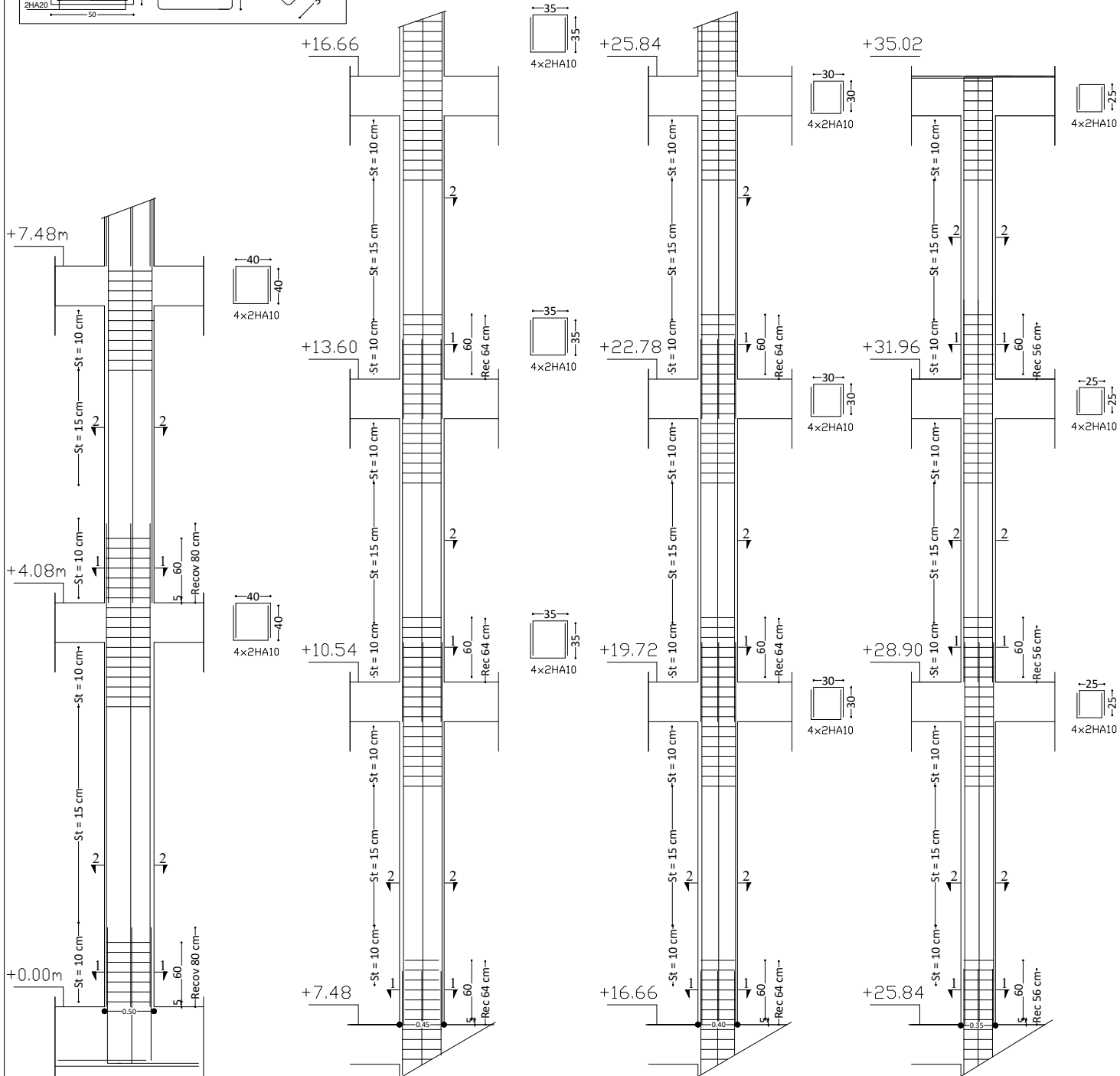
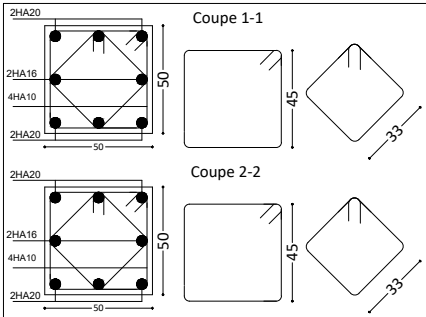
Coupes transversales - Poteaux (40x40) cm2



Coupes transversales - Poteaux (35x35) cm2

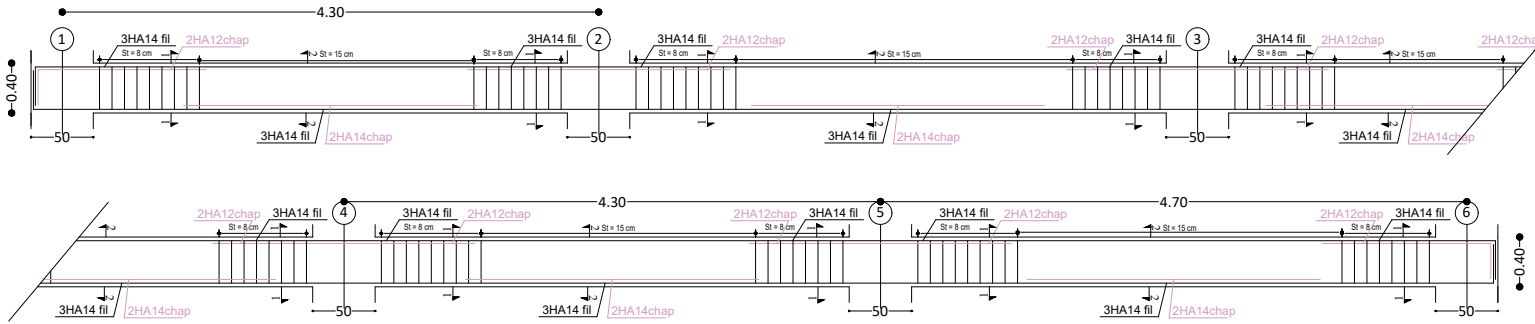


Coupes transversales - Poteaux (50x50) cm2

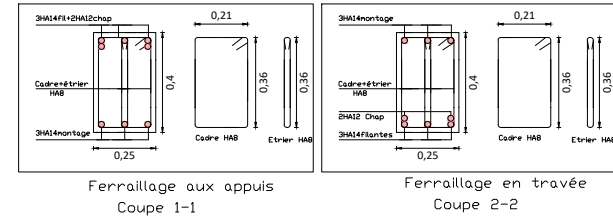


Ferrailage des poutres principales

Poutres principales

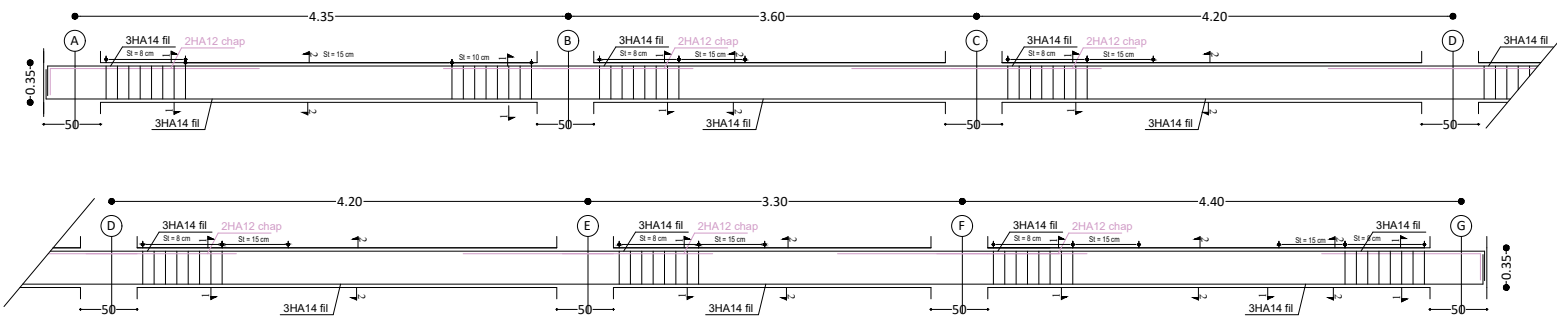


Coupes transversales poutres principales

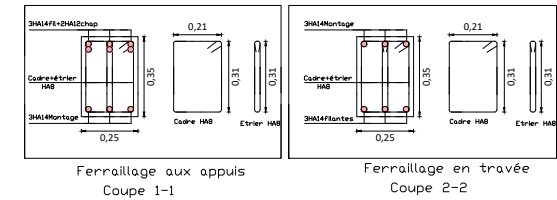


Ferrailage des poutres secondaires

Poutres secondaires



Coupes transversales poutres secondaires



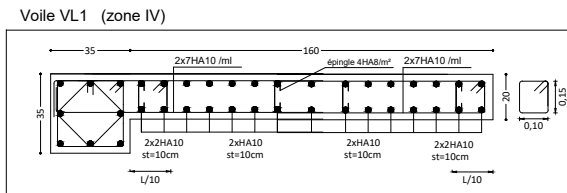
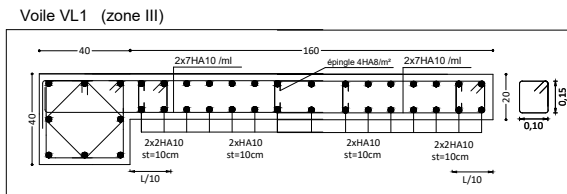
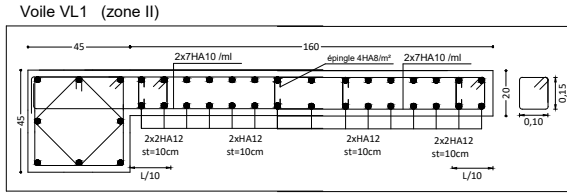
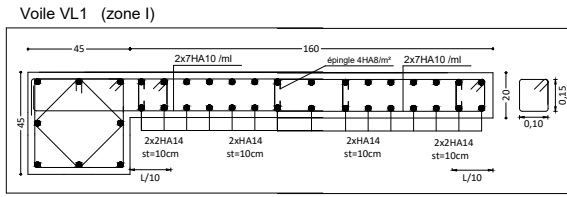
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

Mr. LAKHEL Yanis
Mr. BOUGHENA Faycel
Promotion : © 2024

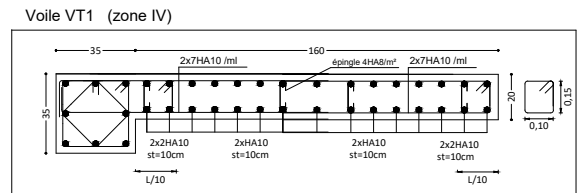
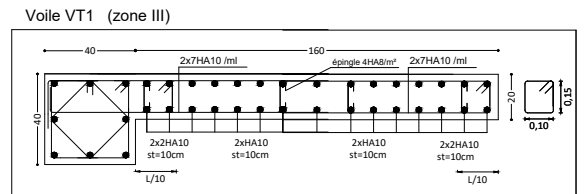
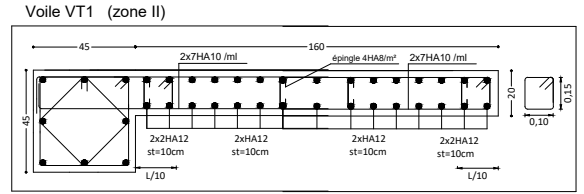
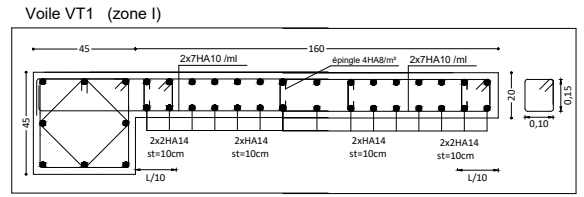
Dossier : Génie civil
Ferrailage des poutres

Planche N° : 2
Echelle : 1/50

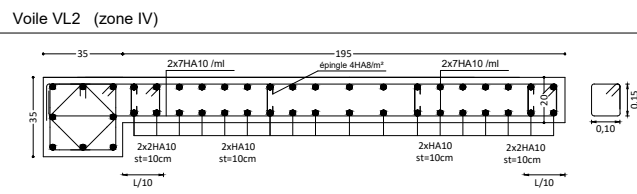
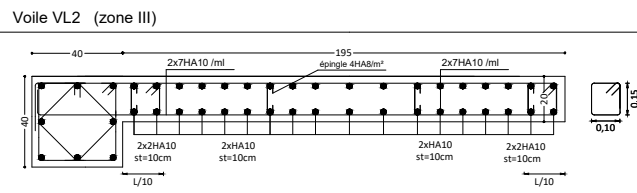
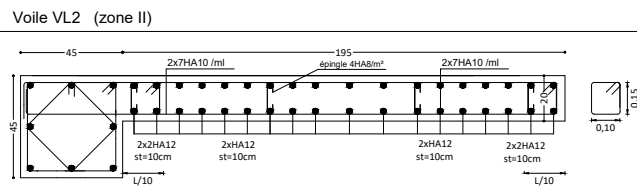
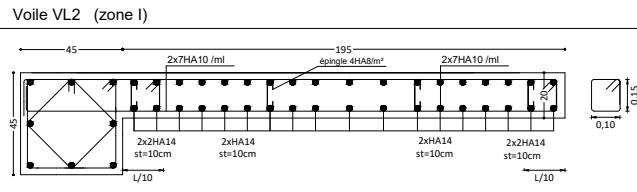
Voiles sens xx
Ferrailage des voiles (L= 1,60m)



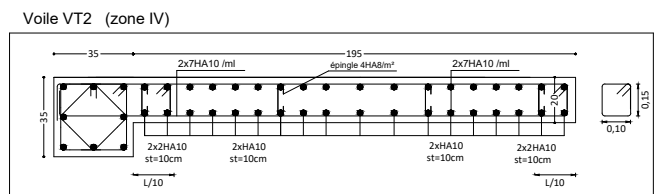
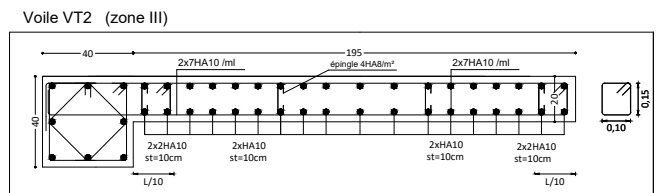
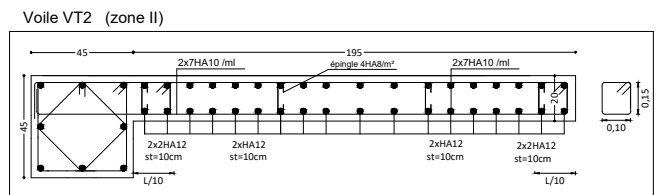
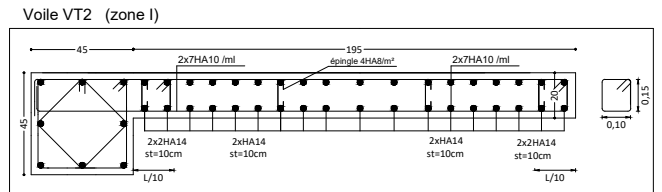
Voiles sens y-y
Ferrailage des voiles (L= 1,60m)



Voiles sens x-x
Ferrailage des voiles (L= 1,95m)

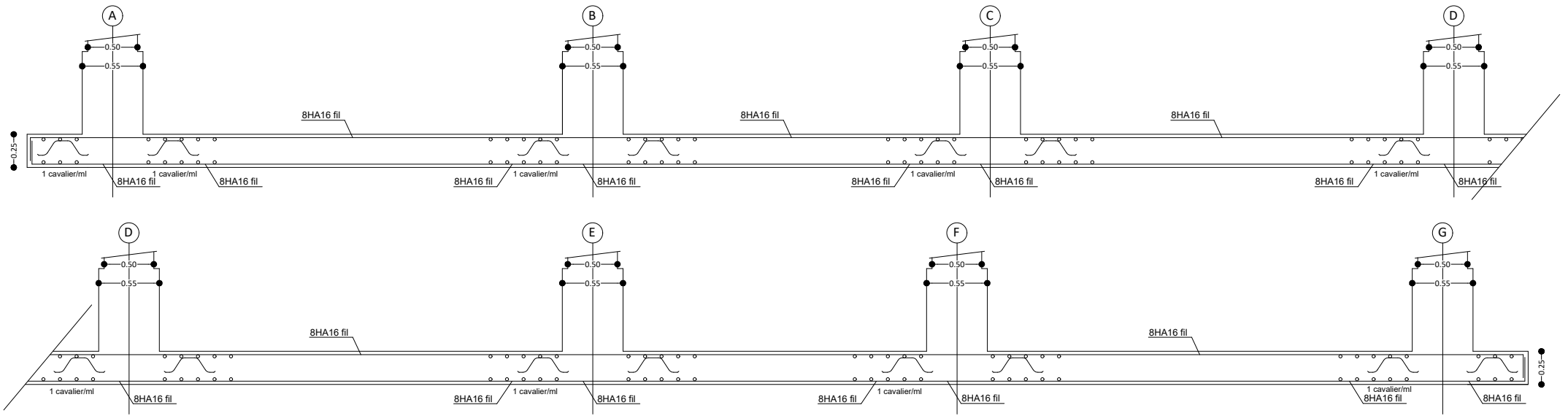


Voiles sens y-y
Ferrailage des voiles (L= 1,95m)



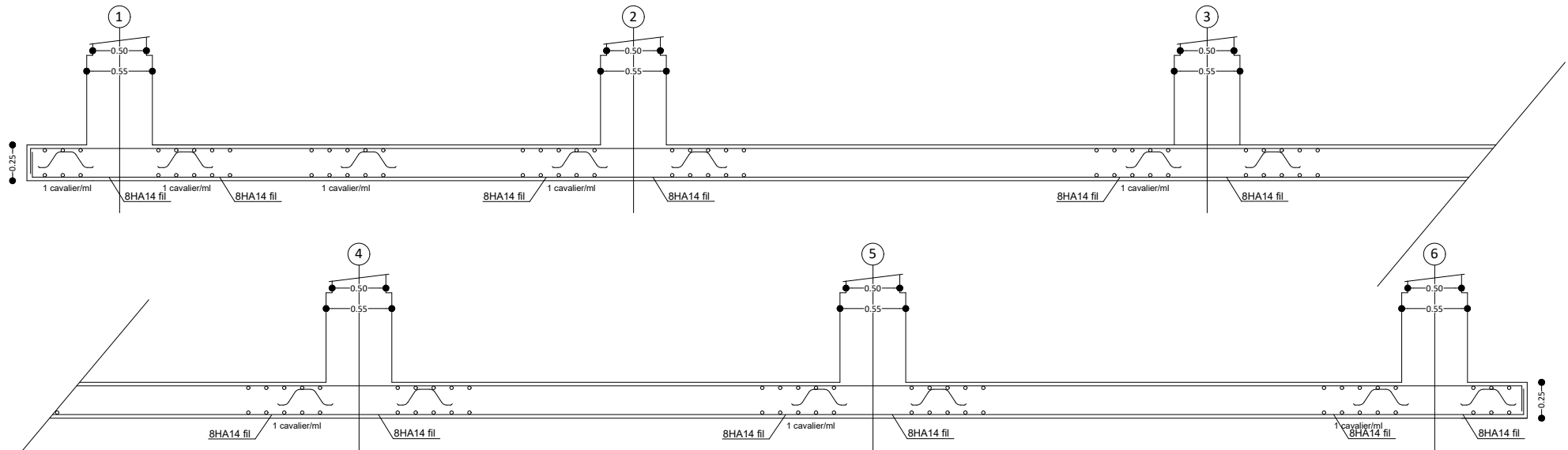
Ferrailage du radier sens X-X

Ferrailage du radier sens x-x



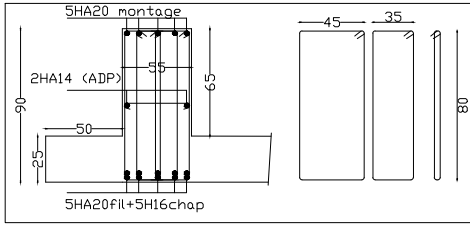
Ferrailage du radier sens Y-Y

Ferrailage du radier sens y-y

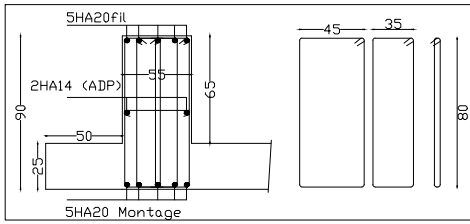


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mr. LAKHEL Yanis Mr. BOUGHENA Faycel Promotion : © 2024	Dossier : Génie civil Ferrailage du radier	Planche N° : 4 Echelle : 1/50
--	---	---	----------------------------------

Ferrailage aux appuis
Coupe 1-1

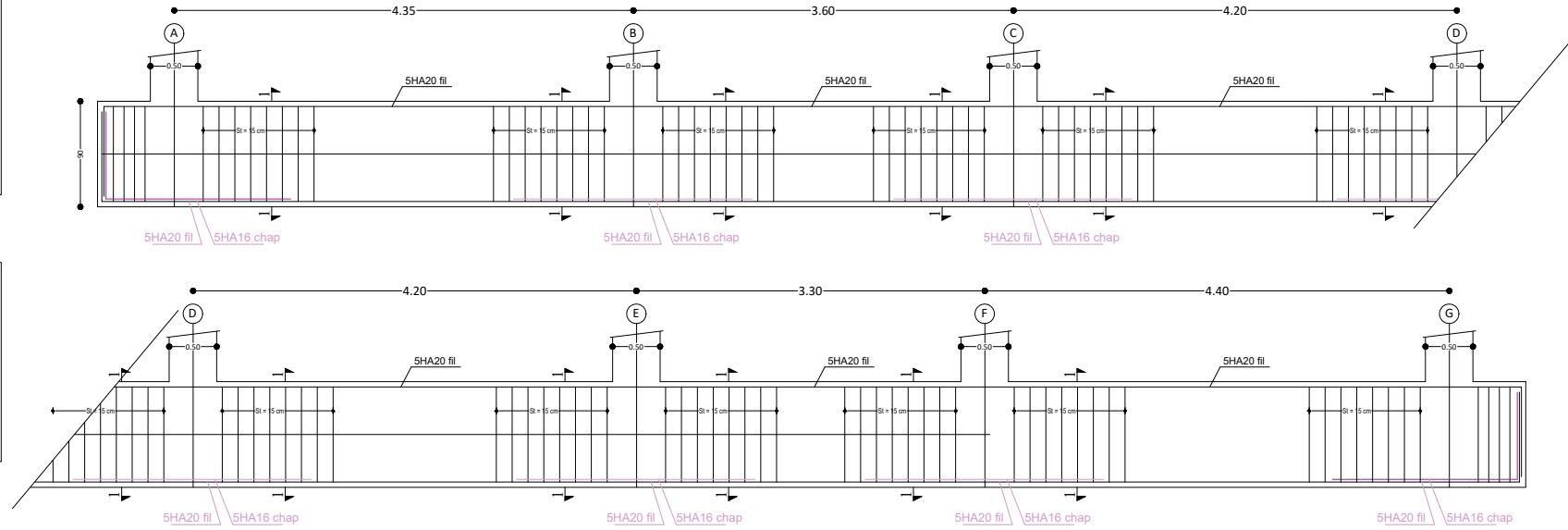


Ferrailage en travée
Coupe 2-2

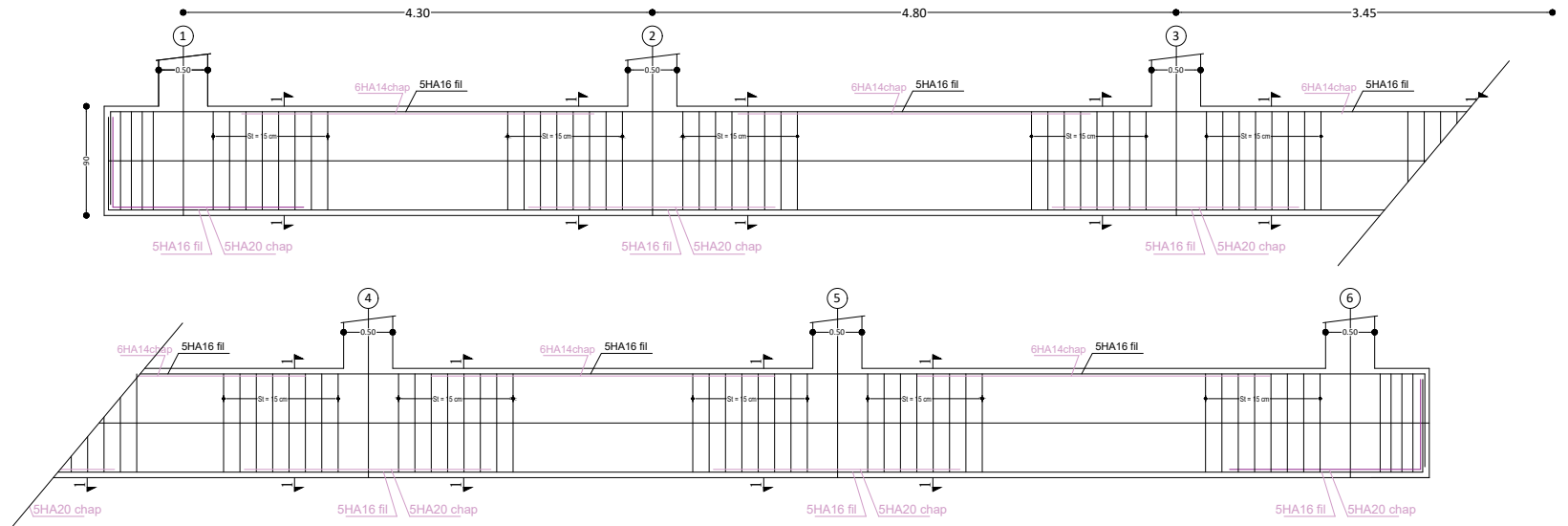


Coupes transversales sens x-x

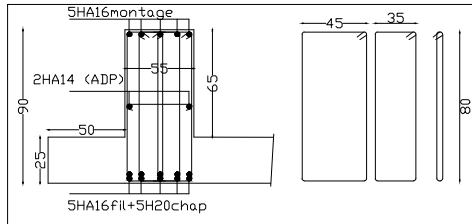
Ferrailage des nervure sens x-x



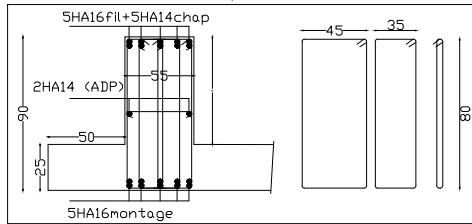
Ferrailage des nervures sens y-y



Ferrailage aux appuis
Coupe 1-1

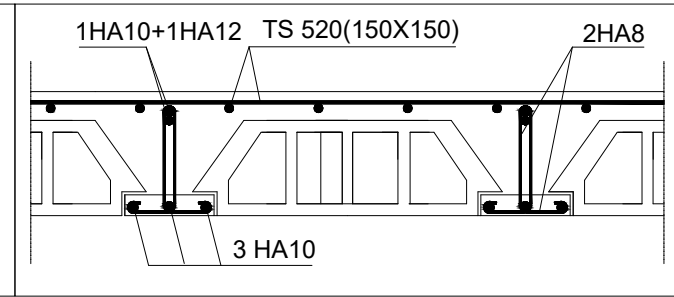
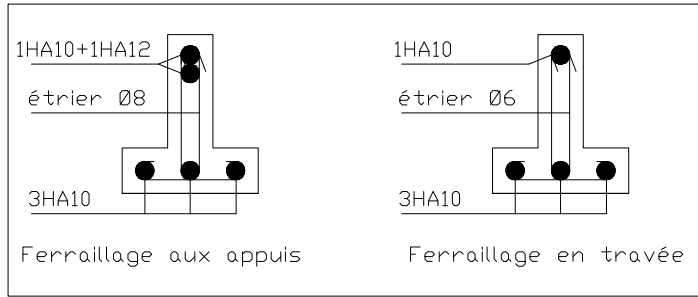
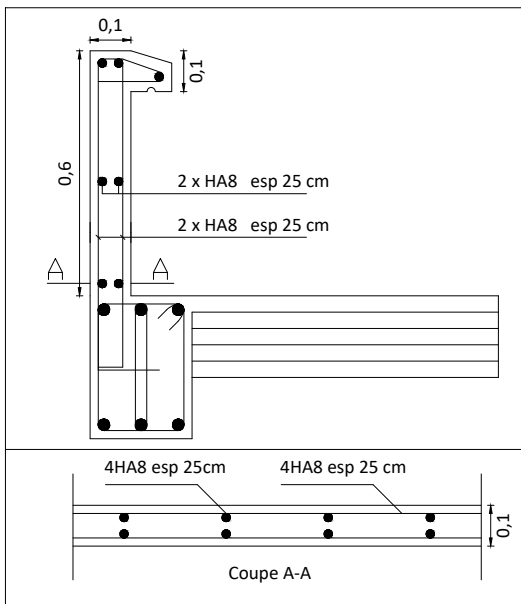


Ferrailage en travée
Coupe 2-2

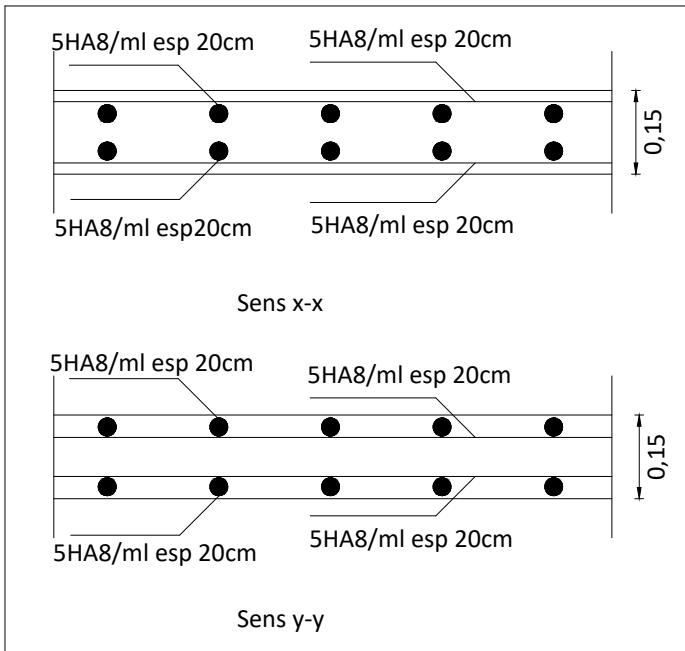


Coupes transversales sens Y-Y

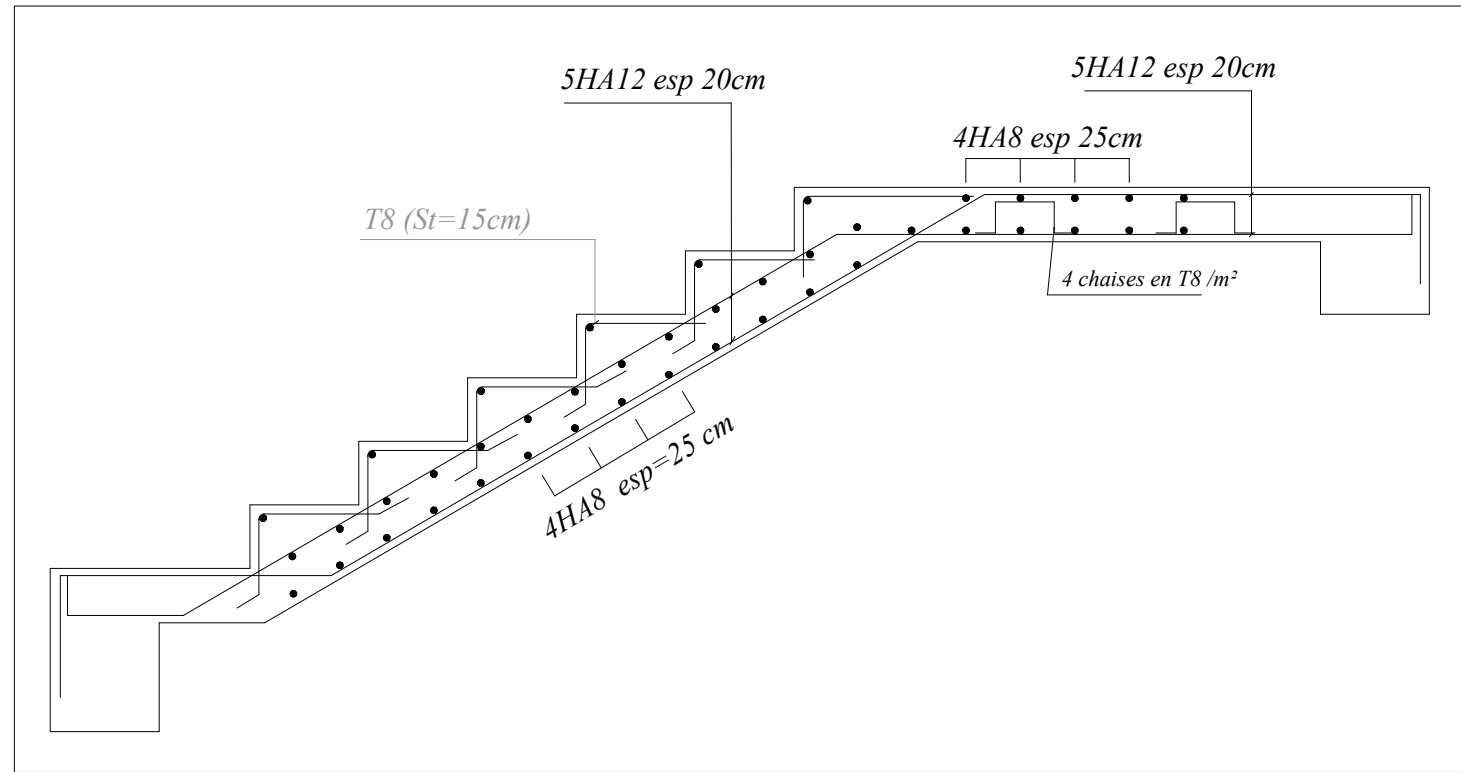
<p>Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil</p>	<p>Mr. LAKHEL Yanis Mr. BOUGHENA Faycel Promotion : © 2024</p>	<p>Dossier : Génie civil Ferrailage des nervures</p>	<p>Planche N° : 5 Echelle : 1/50</p>
---	--	--	--



Ferrailage du plancher

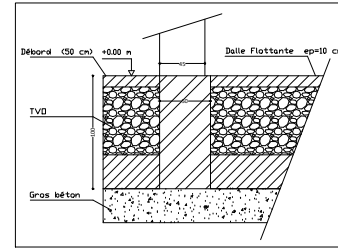
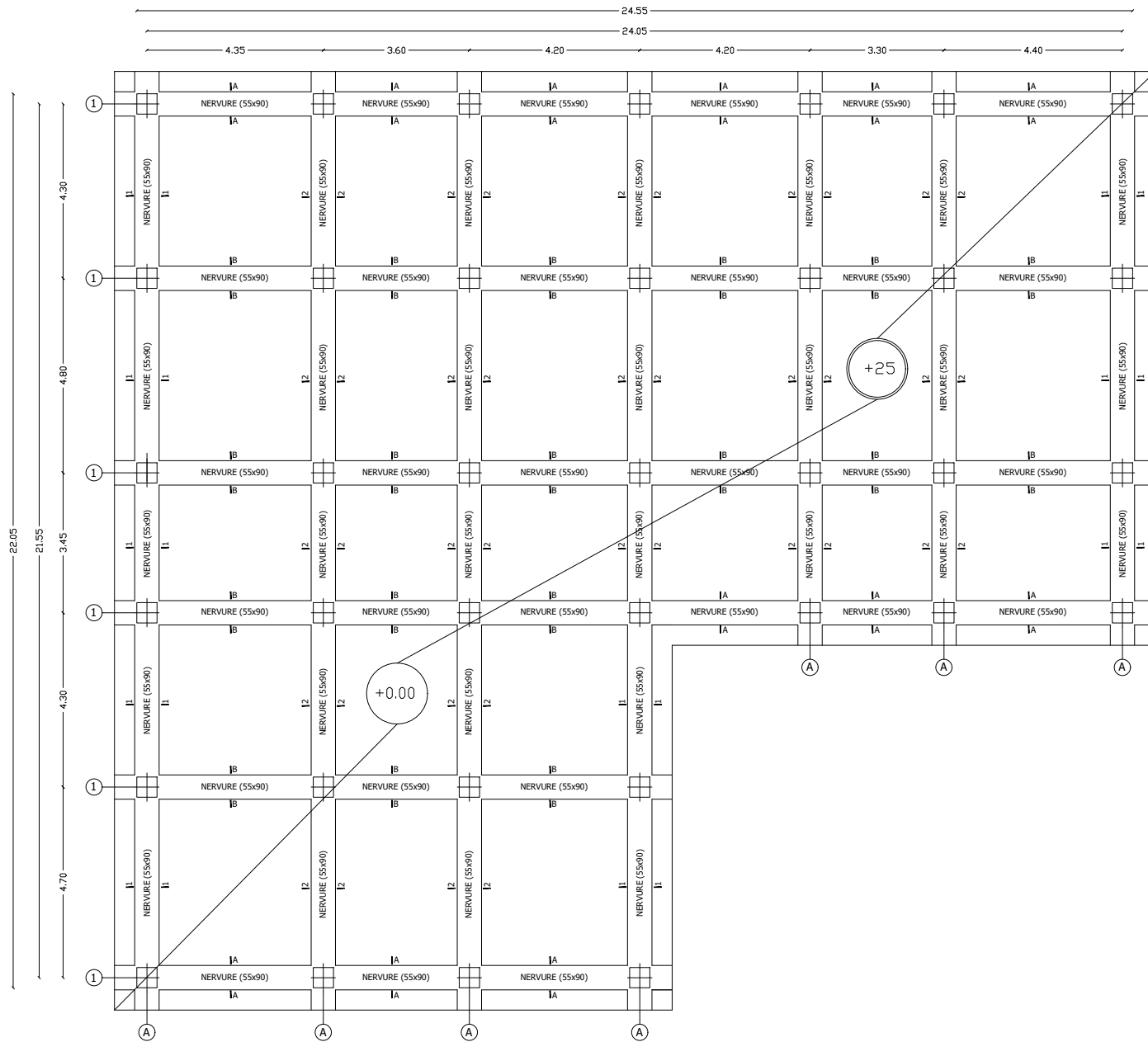


Ferrailage de la dalle salle machine

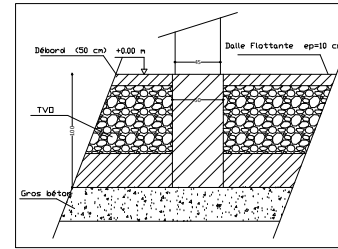


Ferrailage de l'escalier

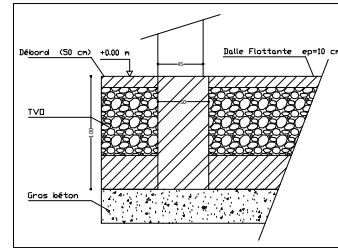
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mr. LAKHEL Yanis Mr. BOUGHENA Faycel Promotion : © 2024	Dossier : Génie civil Ferrailage des éléments secondaires	Planche N° : 6 Echelle : 1/50
--	---	--	----------------------------------



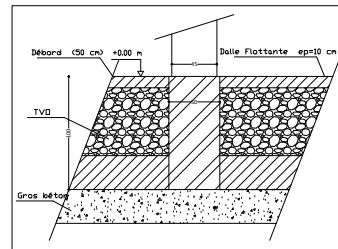
Coupe A-A



Coupe B-B

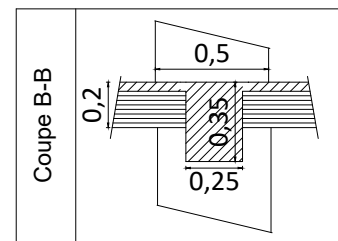
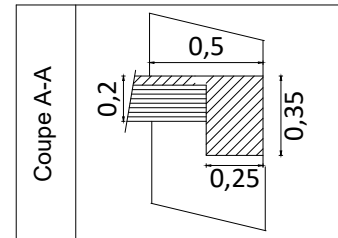
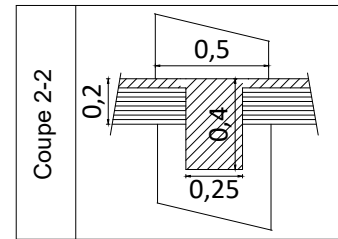
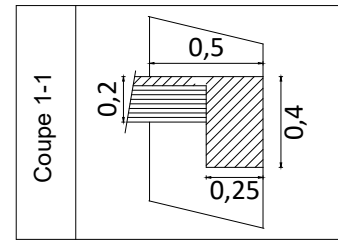
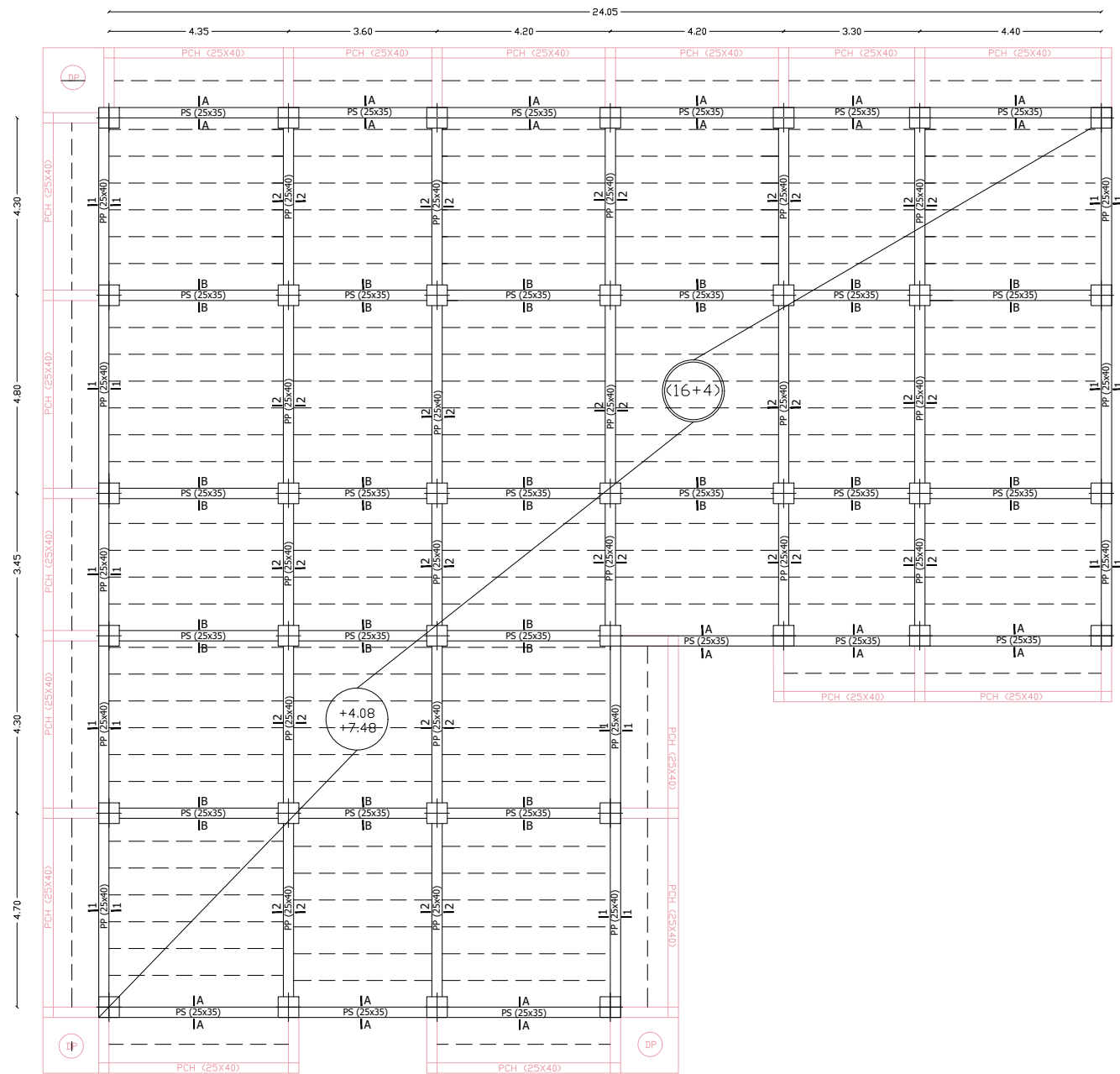


Coupe 1-1

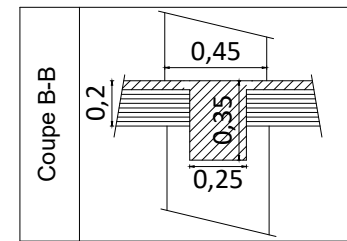
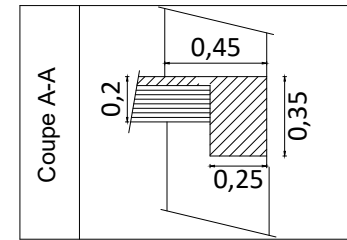
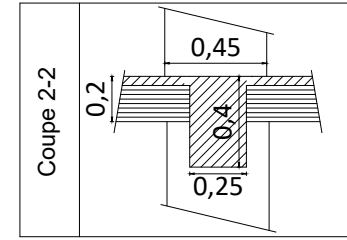
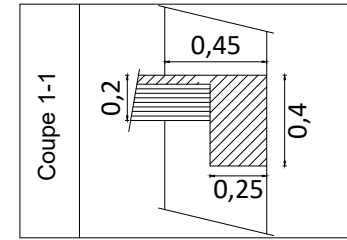
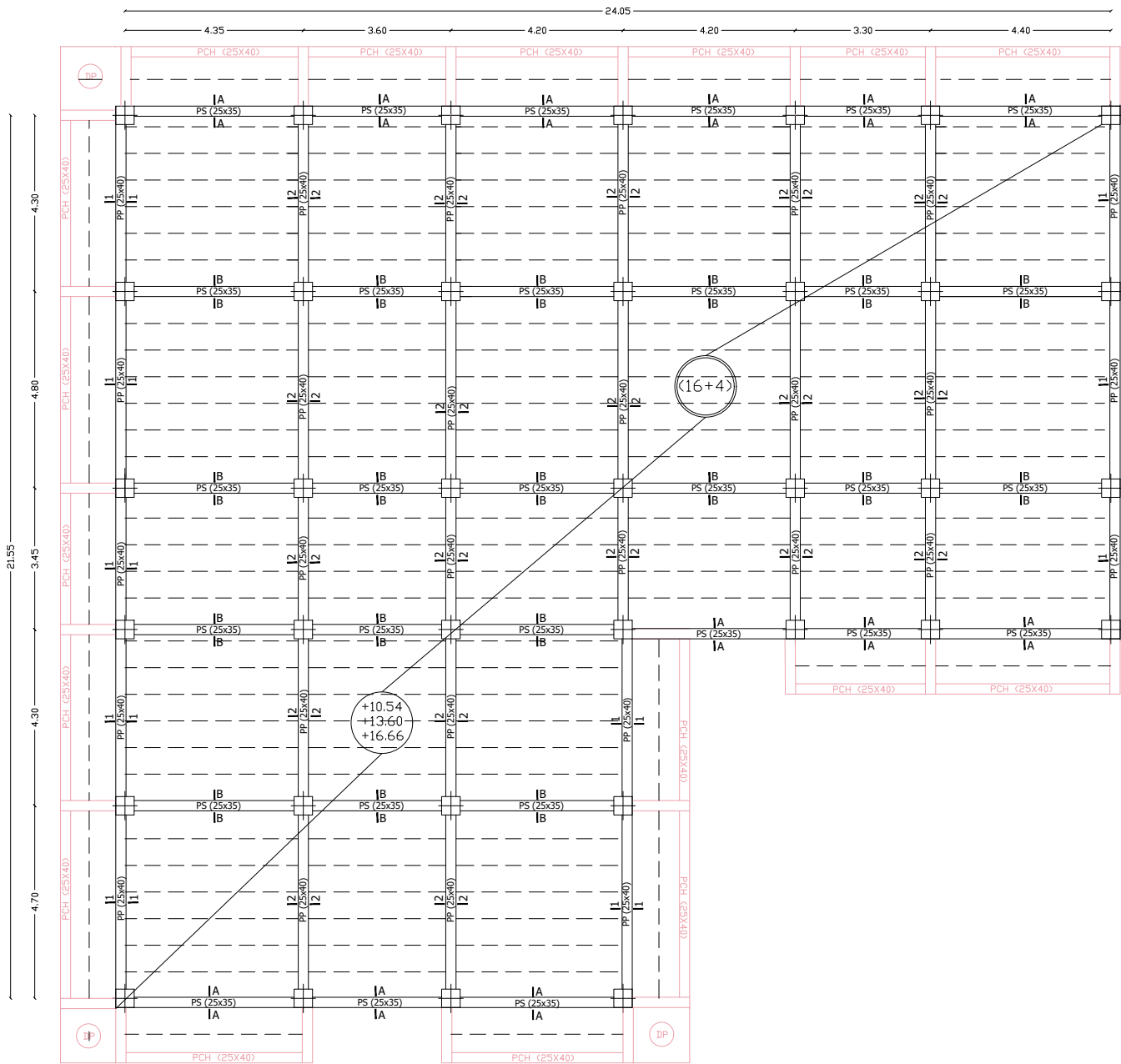


Coupe 2-2

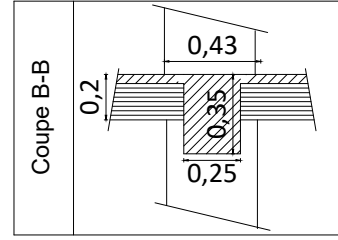
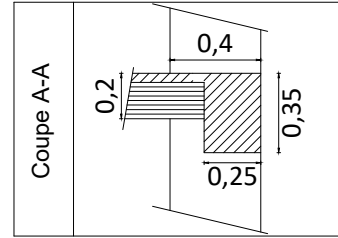
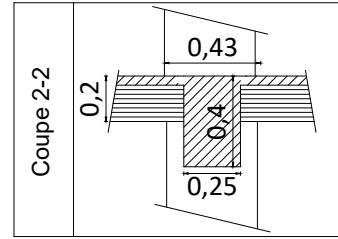
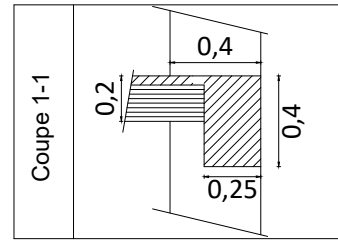
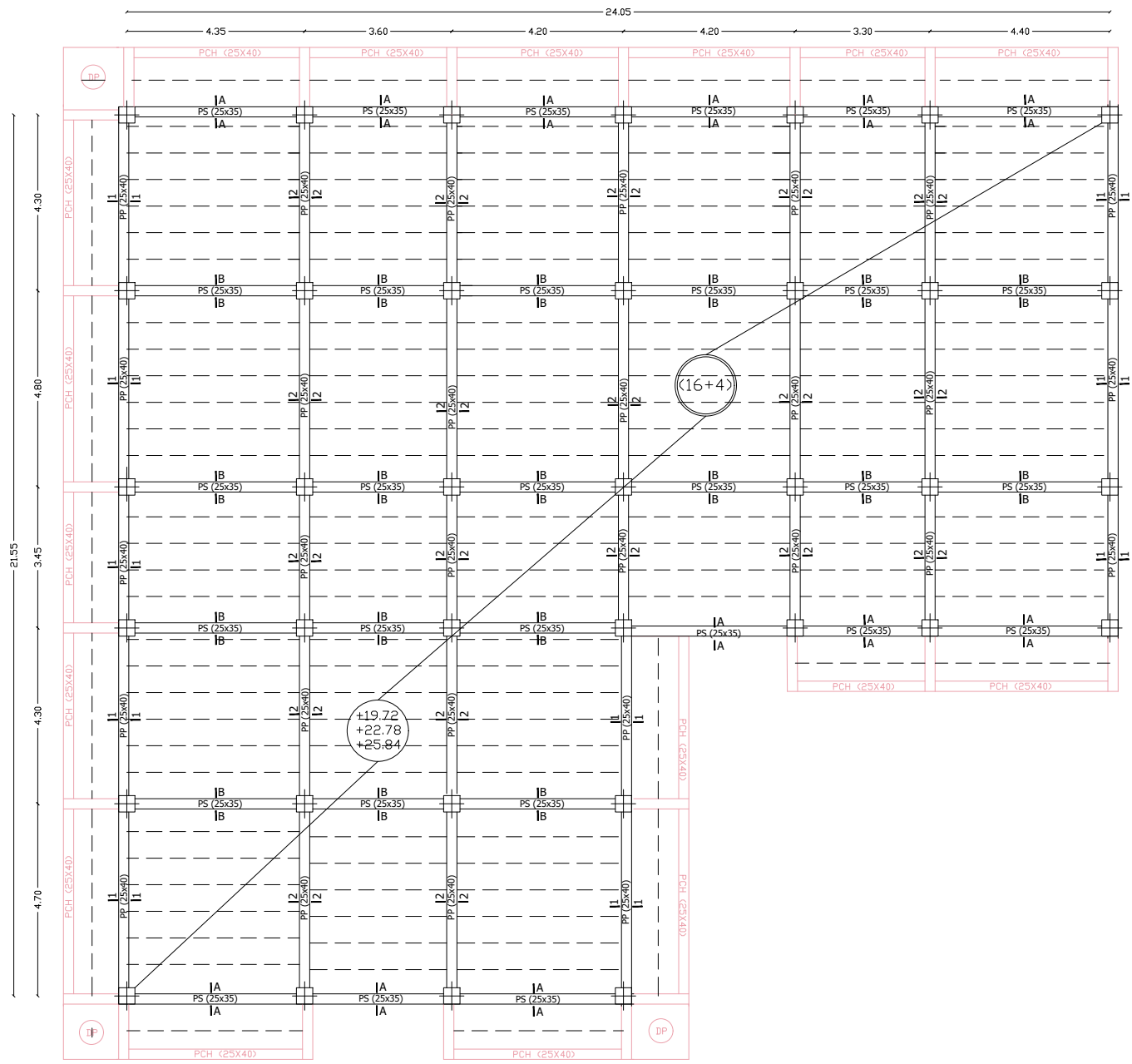
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mr. LAKHEL Yanis Mr. BOUGHENA Faycel Promotion : © 2024	Dossier : Génie civil Plan de Coffrage des fondations	Planche N° : 7 Echelle : 1/50
--	---	--	----------------------------------



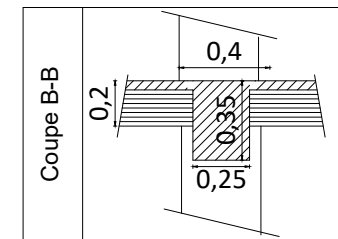
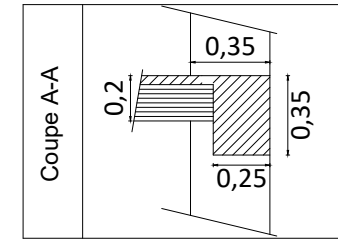
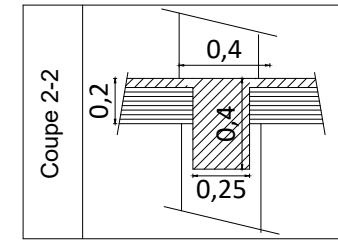
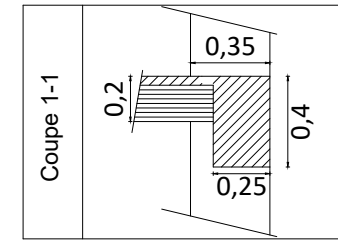
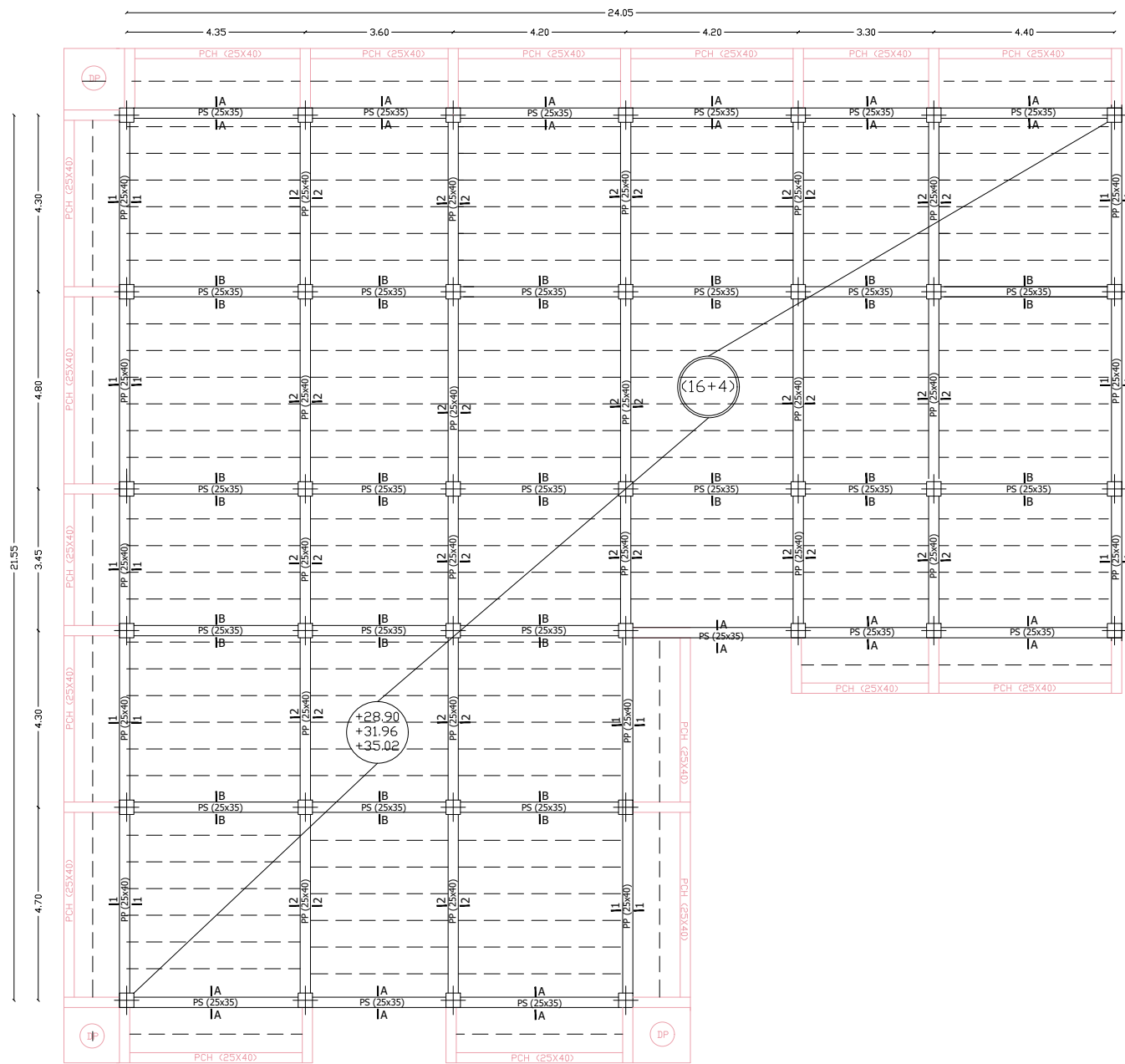
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mr. LAKHEL Yanis Mr. BOUGHENA Faycel Promotion : © 2024	Dossier : Génie civil Plan de coffrage des étages RDC et ES	Planche N° : 8 Echelle : 1/50
--	---	--	----------------------------------



<p>Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil</p>	<p>Mr. LAKHEL Yanis Mr. BOUGHENA Faycel Promotion : © 2024</p>	<p>Dossier : Génie civil Plan de coffrage des étages E1, E2 et E3</p>	<p>Planche N° : 9 Echelle : 1/50</p>
---	--	--	---



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mr. LAKHEL Yanis Mr. BOUGHENA Faycel Promotion : © 2024	Dossier : Génie civil Plan de coffrage des étage E4, E5 et E6	Planche N° : 10 Echelle : 1/50
--	---	--	-----------------------------------



Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou Faculté du Génie de la construction Département de Génie Civil	Mr. LAKHEL Yanis Mr. BOUGHENA Faycel Promotion : © 2024	Dossier : Génie civil Plan de coffrage des étage E7, E8 et EA	Planche N° : 11 Echelle : 1/50
--	---	--	-----------------------------------