



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



MÉMOIRE DE FIN DE CYCLE

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

Thème

Etude d'une structure de type bâtiment à usage d'habitation en R+6+SS+ES+EA en zone de forte sismicité (III) à Alger.

Réalisé par :

Mr. CHIOUT Ahmed
Mr. HADDOU M'hiddine

Dirigé par :

Mme. SMAHI

Devant les membres du Jury :

Président :

Examineur :

Rapporteur :

Promotion: 2023/2024

Remerciements

Nous remercions Allah pour nous avoir donné la santé, le courage et la patience nécessaires pour mener à bien nos études et accomplir ce travail. Sans Sa bénédiction, nous n'aurions pas pu surmonter les nombreux défis rencontrés tout au long de ce parcours.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à Madame SMAHI Rebiha, notre encadrante à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Ses conseils avisés, sa disponibilité constante et son soutien indéfectible ont été essentiels à la réalisation de ce mémoire. Ses encouragements et ses critiques constructives nous ont permis de pousser nos limites et d'atteindre un niveau de qualité que nous n'aurions pu imaginer.

Nous sommes profondément reconnaissants aux membres du jury pour avoir accepté d'examiner et d'évaluer notre travail. C'est un honneur de pouvoir soumettre ce mémoire à votre appréciation, et nous sommes impatients de recevoir vos observations et suggestions, qui ne pourront que nous enrichir davantage et améliorer notre compréhension du sujet.

Nous tenons également à remercier l'ensemble des enseignants et du personnel de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Leur soutien et leur encadrement tout au long de notre formation ont été inestimables. Leur dévouement, leur expertise et leur volonté de partager leurs connaissances ont grandement contribué à notre développement académique et personnel. Chaque cours, chaque conseil et chaque discussion ont été des étapes cruciales dans notre apprentissage et notre évolution.

Nos plus sincères remerciements vont à nos parents et à nos familles. Leur soutien inconditionnel, leurs sacrifices et leurs encouragements constants ont été une source de motivation et de force tout au long de nos années d'études. Leur confiance en nous et leur amour inébranlable nous ont permis de persévérer et de surmonter les moments difficiles. Sans eux, ce travail n'aurait jamais vu le jour.

Enfin, nous souhaitons exprimer notre gratitude à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à l'accomplissement de ce travail. Que ce soit par des conseils ou simplement par leur présence bienveillante, votre aide a été précieuse et profondément appréciée. Nous pensons particulièrement à nos amis, collègues, et à toutes les personnes rencontrées au cours de ce voyage académique, qui ont su nous inspirer et nous soutenir de différentes manières.

CHIOUT Ahmed et HADDOU M'hiddine

Dédicaces

À ma mère,

Ta présence attentive et tes encouragements constants ont été une source de force et de détermination pour moi. Ce mémoire est le résultat de tes sacrifices et de ton amour incommensurable. Je te dédie ce travail avec tout mon respect et ma profonde gratitude.

À mon père,

Ta sagesse et ton soutien inaltérable ont été des guides tout au long de ce parcours. Je te remercie sincèrement pour ta patience et ta bienveillance. Que ce mémoire soit une humble expression de ma reconnaissance envers toi.

À mon frère Walid,

Ton soutien indéfectible et tes encouragements m'ont inspiré à donner le meilleur de moi-même. Je te suis reconnaissant pour ta présence constante à mes côtés. Que ce mémoire soit également une marque de mon affection pour toi.

À ma compagne Salima,

Ton amour, ta patience et ton soutien inébranlable ont été des piliers essentiels dans la réalisation de ce mémoire. Ta compréhension et tes encouragements constants m'ont permis de surmonter les défis avec sérénité. Je te remercie du fond du cœur pour ta présence réconfortante et ton indéfectible dévouement. Ce mémoire t'est dédié avec ma profonde gratitude.

À mes cousins maternels et paternels,

Votre présence et vos encouragements ont été essentiels dans ce voyage. Merci pour votre soutien et votre amour qui m'ont accompagné tout au long de ce parcours. Que ce mémoire soit un témoignage de ma gratitude envers vous.

À mes amis,

Votre amitié et votre soutien ont été des piliers importants de ma réussite. Merci pour vos encouragements et pour avoir été à mes côtés à chaque étape de ce parcours. Ce mémoire vous est dédié en signe de reconnaissance et d'affection.

A mon encadrante Madame SMAHI,

Je tiens à exprimer ma reconnaissance à Madame SMAHI, mon encadrante au sein de l'UMMTO, pour ses conseils avisés et son soutien constant tout au long de ce projet. Son expertise et ses orientations ont été d'une grande aide dans la réalisation de ce mémoire.

Je suis également reconnaissant envers les enseignants et le personnel de l'université UMMTO pour leur guidance et leur soutien tout au long de ma formation. Leurs contributions ont été inestimables.

Enfin, je tiens à remercier toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à mon parcours académique. Votre soutien et vos encouragements ont été d'une valeur inestimable. Merci du fond du cœur.

CHIOUT Ahmed.

Dédicaces

À ma chère mère,

Ta présence bienveillante et tes encouragements ont été une source de force et de détermination pour moi. Ce mémoire est le fruit de tes sacrifices et de ton amour infini. Je te dédie ce travail avec tout mon respect et ma gratitude.

À mon défunt père,

Ta sagesse et ton soutien inconditionnel ont été mes guides tout au long de ce parcours. Bien que tu ne sois plus parmi nous, ton influence et tes enseignements continuent de m'inspirer chaque jour. Que ce mémoire soit une humble expression de ma reconnaissance et de mon amour éternel pour toi.

À mes sœurs Kahina, Lila et Lisa,

Votre soutien constant et vos encouragements m'ont inspiré à donner le meilleur de moi-même. Je vous suis reconnaissant pour votre présence à mes côtés. Que ce mémoire soit également une marque de mon affection envers vous.

À ma compagne Thiziri,

Ton amour, ta patience et ton soutien ont été des éléments clés de ma réussite. Merci pour ta compréhension et tes encouragements constants. Ce mémoire est dédié à toi avec tout mon amour et ma gratitude.

À mes cousins maternels et paternels,

Votre présence et vos encouragements ont été essentiels dans ce voyage. Merci pour votre soutien et votre amour qui m'ont accompagné tout au long de ce parcours. Que ce mémoire soit un témoignage de ma gratitude envers vous.

A mon encadrante,

Je tiens à exprimer ma reconnaissance à Madame SMAHI, mon encadrante au sein de l'UMMTO, pour ses conseils avisés et son soutien constant tout au long de ce projet. Son expertise et ses orientations ont été d'une grande aide dans la réalisation de ce mémoire.

Enfin, je tiens à remercier chaleureusement toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à mon parcours académique. Votre soutien et vos encouragements ont été d'une valeur inestimable. Merci du fond du cœur.

HADDOU M'hiddine

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1: caractéristiques des aciers..	18
Tableau I.2: Les contraintes des aciers utilisés..	18

Chapitre II

Tableau II.1: Vérification des conditions exigées par le RPA..	26
Tableau II.2: Attribution des types d'utilisation aux différents niveaux..	30
Tableau II.3: Calcul de la charge permanente de plancher terrasse..	31
Tableau II.4: Calcul de la charge permanente de l'étage usage d'habitation..	32
Tableau II.5: Calcul de la charge permanente des murs extérieurs..	32
Tableau II.6: Calcul de la charge permanente des murs intérieurs..	33
Tableau II.7: Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (balcon)..	33
Tableau II.8: Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (terrasse)..	34
Tableau II.9: récapitulatif des surcharges d'exploitations...	34
Tableau II.10: Coefficients de dégression de surcharges..	38
Tableau II.11: Les surcharges cumulées..	39
Tableau II.12: Résultats des surcharges cumulées..	39
Tableau II.13: Pré dimensionnement des poteaux..	40
Tableau II.14: Vérification des poteaux au flambement..	41

Chapitre V

Tableau V.1 La période et des masses participantes..	212
Tableau V.2 Valeur du poids total de la structure..	218
Tableau V.3 Efforts tranchants à la base donnés par ETABS..	226
Tableau V.4 Les déplacements dans le sens x-x..	230
Tableau V.5 Les déplacements dans le sens y-y..	231
Tableau V.6 Résultats de calcul avec la combinaisons Ex..	231
Tableau V.7 Resultats de calcul avec la combinaison Ey..	232
Tableau V.8 L'évaluation de l'effet P-Delta suivant le sens x et y.	234
Tableau V.9 Valeurs de l'effort tranchant VX..	234

Tableau V.10 Valeurs de l'effort tranchant V_y	235
Tableau V.11 le poids P	235
Tableau V.12 Position centre de masse et de rigidité.	237
Tableau V.13 Vérification de l'effet de la torsion d'axe vertical.	237

Chapitre VI

Tableau VI.1:Section minimale et maximale des armatures..	239
Tableau VI.2: Les sollicitations de calcul des poteaux..	243
Tableau VI.3:Ferraillage des poteaux..	244
Tableau VI.4: détermination de la zone nodale..	247
Tableau VI.5:Vérification des contraintes tangentielles..	248
Tableau VI.6: Vérification des contraintes à l'ELS..	251
Tableau VI.7: vérifications Condition de non fragilité..	252
Tableau VI.8 Tableau récapitulatif des paramètres de calculs..	256
Tableau VI.9:Tableau de ferraillage des poutres principales.	257
Tableau VI.10: Tableau de ferraillage des poutres secondaires..	258

Table de matières

Introduction générale.....	1
Chapitre I	
Introduction	3
I.1. Description de l'ouvrage.....	3
I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage	3
I.3. Règlements utilisés et normes de conception	4
I.4. Éléments de l'ouvrage.....	4
I.4.1. Ossature.....	4
I.4.2. Les planchers	5
I.4.3. La terrasse inaccessible.....	6
I.4.4. L'acrotère.....	6
I.4.5. Les escaliers	7
I.4.6. Cage d'ascenseur.....	7
I.4.7. Maçonnerie	7
I.4.8. Revêtement	8
I.4.9. Système de coffrage.....	8
I.4.10. Les fondations.....	9
I.5. Les hypothèses de calcul.....	10
I.6. Les états limites.....	10
I.6.1. Etat limite ultime (ELU)	10
I.7. Matériaux	11
I.7.1. Béton	12
I.7.1.1. Résistance caractéristiques à la compression.....	13
I.7.1.2. Résistance à la traction.....	13
I.7.1.3. La contrainte à la compression.....	14
I.7.1.4. Diagramme contraintes déformations de calcul du béton : (ART.A.4.3.41/ BAEL 91 modifié99).....	14
I.7.1.5. Module de déformation longitudinale.....	16
I.7.1.6. Module de déformation transversale.....	17
I.7.2. Les aciers	17
I.7.2.1. Les aciers utilisés	18
I.7.2.2. Module de déformation longitudinal.....	18
I.7.2.3. Contraintes limites	18
I.7.2.4. Diagrammes des contraintes –déformations de calcul (Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifié 99).....	20
I.7.2.5. Protection des armatures (Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99)	20
I.8. Les actions sur la structure.....	21
I.8.1. Définitions.....	21
I.8.2. Les actions permanentes « G »	21
I.8.3. Les actions variables «Q »	21
I.8.4. Les actions accidentelles.....	21
Conclusion.....	22
Chapitre II	
Introduction	23
II.1. Les planchers	23
II.2. Les dalles pleines.....	24
II.3. Les poutres.....	24
II.4. Les voiles (Art 7.7.1 de RPA 99)	27

II.5. Les poteaux.....	29
II.5.1. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation	30
II.5.2. Charge d'exploitation	34
II.6. Descente de charge	35
II.6.1. Définition de la descente de charge	35
II.6.2. Charges et surcharges revenant au poteau	35
II.6.3. Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence	37
II.6.4. Dégression des surcharges d'exploitations.....	37
Chapitre III	
Introduction	43
1. L'acrotère	43
1. 1. Détermination des sollicitations	44
1.1.1. Le chargement	44
1.1.2. Calcul des sollicitations.....	44
1.1.3. Diagramme des efforts	45
1.2. Combinaisons de charges	45
1.2.1. A l'ELU.....	45
1.2.2. A l'ELS	45
1.3. Ferrailage.....	45
1.3.1. Calcul des armatures à L'ELU	46
1.3.1.1. Calcul de l'excentricité à l'ELU.....	46
1.3.1.2. Calcul de la section d'armatures en flexion simple.....	47
1.3.2. Vérifications à l'ELU	48
1.3.2.1. Vérification de la condition de non fragilité (A.4.2, 1BAEL91modifié 99) :.....	48
1.3.2.2. Armatures de répartition.....	49
1.3.2.3. Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement) (A.5.1,2/BAEL91modifié 99).....	49
1.3.2.3. Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1, 3 BAEL /91 modifié 99).....	50
1.3.2.4. Espacement des barres.....	50
1.3.2.5. Ancrage des barres (A.6.1, 23..BAEL91 / modifiée 99).....	50
1.3.3. Vérifications à L'ELS	51
1.3.3.1. La contrainte dans acier.....	51
1.3.3.2. La contrainte dans le béton.....	52
1.3.4. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3)	52
2. Plancher en corps creux.....	54
2.1. Etude de la dalle de compression	54
2.1.1. Armatures perpendiculaires aux nervures	54
2.1.2. Armatures parallèle aux nervures.....	55
2.2 Etude de la poutrelle.....	56
2.2.1. Avant coulage de la dalle de compression	56
2.2.1.1. Les charges et surcharges	56
2.2.1.2. Ferrailage à l'ELU.....	57
2.2.2. Après coulage de la dalle de compression.....	58
2.2.2.1. Dimensionnement de la poutrelle.....	58
2.2.2.2. Evaluation des charges	59
2.2.2.3. Combinaison d'actions.....	60
2.2.2.4. Choix de la méthode de calcul	60
2.2.2.5. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	60
2.2.2.6. Principe de la méthode	61

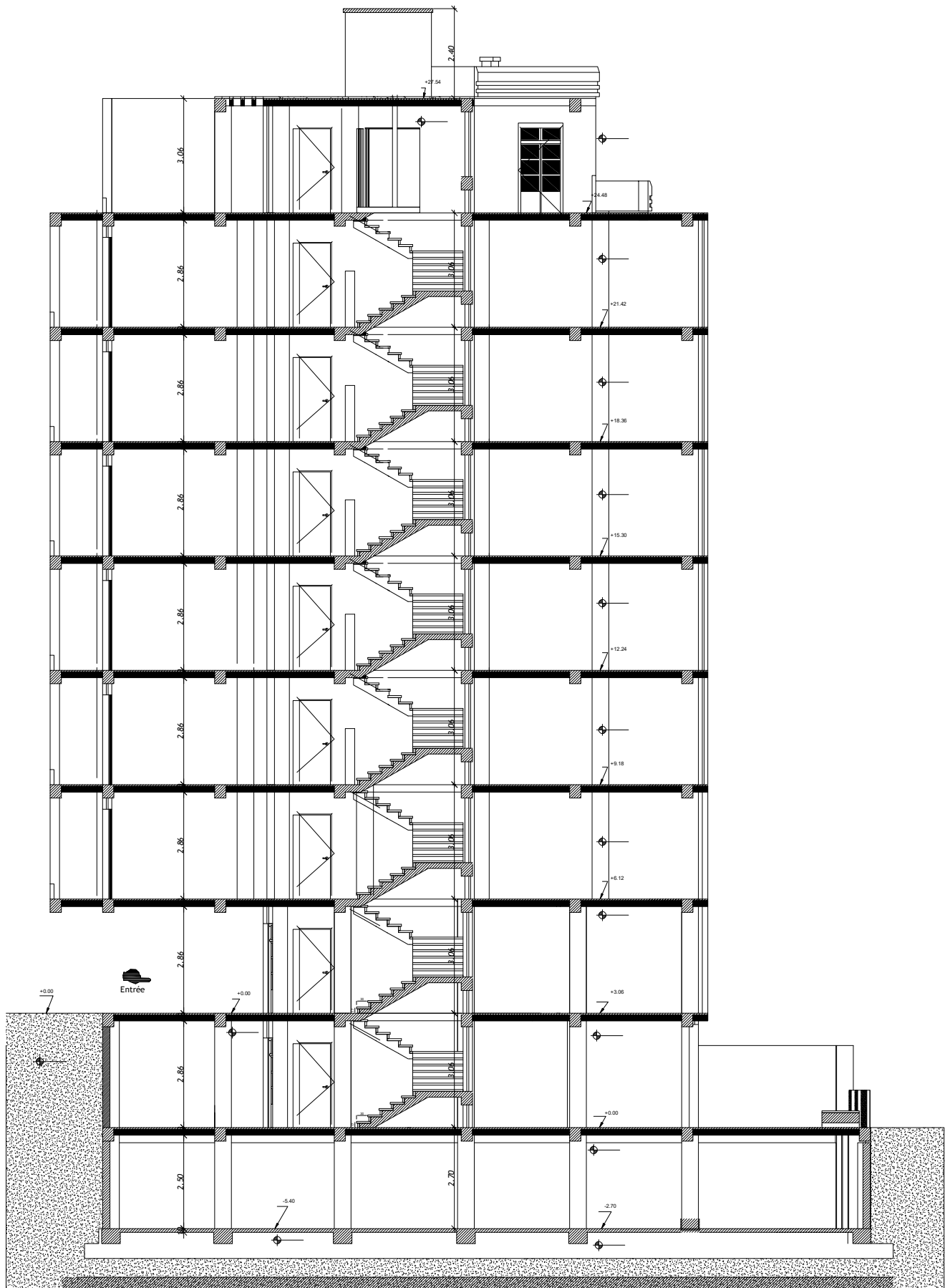
2.2.2.7. Les sollicitations pour à L'E.L.U	68
2.2.2.8. Ferrailage à l'ELU.....	69
2.2.2.9. Vérifications à l'E L U	71
2.2.2.10. Vérifications à l'ELS.....	76
Etude de la poutre sur 6 appuis	83
Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	83
Application de la méthode.....	84
Les sollicitations pour à L'E.L.U	89
Etude de la poutre sur 3 appuis	90
Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire	90
3. Le balcon	96
3.1. Dimensionnement du balcon	96
3.2. Détermination des charges et surcharges du balcon.....	97
3.3. Combinaisons de charges	97
3.4. Calcul des efforts internes	98
3.5. Calcul a l'ELU	98
3.5.1. Ferrailage.....	98
3.5.1.1. Armatures principales.....	99
3.5.1.2. Armatures de répartition.....	99
3.5.2. Vérification à l'ELU.....	100
3.5.2.1. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99).....	100
3.5.2.2. Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement):	100
(A.5.1,2/BAEL91modifié 99)	100
3.5.2.3. Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :.....	100
3.5.2.4. Vérification de l'espacement (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :.....	101
3.5.2.5. Longueur de scellement.....	101
3.6. Vérification à l'E.L.S	102
3.6.1. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99).....	102
3.6.1. Etat limite de compression du béton (Art .A.4.5.2 du BAEL91).....	102
3.6.2. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :.....	102
4. La dalle de la salle machine	104
4.1. Caractéristiques de la cage d'ascenseur	104
4.2. Calcul de la dalle pleine	104
4.2.1. Epaisseur de la dalle	104
4.2.2. Calcul a l'ELU	104
4.2.2.1. Calcul des moments au centre du panneau.....	105
4.2.2.2. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle.....	106
4.2.2.3. Superposition des moments.....	106
4.2.2.4. Détermination des moments dans les deux sens lx et ly en travée et en appuis en tenant compte des encastremets	107
4.2.3. Ferrailage de la dalle	107
4.2.3.1. Dans le sens de la petite portée (x-x)	107
4.2.3.2. Dans le sens de la grande portée : y-y	108
4.3. Vérification à L'ELU	109
4.3.1. Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99).....	109
4.3.2. Diamètre maximale des barres	109
4.3.3. Espacement des barres.....	110
4.3.4. Poinçonnement (Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99)	110
4.3.5. Vérification de la contrainte tangentielle	111

4.4. Calcul à l'ELS	111
4.4.1. Moments engendrés par le système de levage :	111
4.4.2. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :	112
4.4.3. Superposition des moments :	112
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 :	112
4.5. Vérification à l'ELS	113
4.5.1. Etat limite de fissuration	113
4.5.2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :	113
5. Etude de la poutre de chaînage	116
5.1. Dimensionnement	116
5.1.1 Condition de la flèche	116
5.1.2. Exigences du RPA 99/2003 ;	117
5.2. Evaluation des charges et surcharges	117
5.3. Combinaisons de charges :	117
5.4. Etude de la poutre à l'ELU	117
5.4.1. Calcul des efforts internes	118
Les moments fléchissant	118
Les réactions d'appuis	118
5.4.2. Calcul des armatures	119
5.4.2.1. En travée :	119
5.4.2.2. Aux appuis :	120
5.3. Vérification à l'ELU	120
5.3.1. Condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99)	120
5.3.2. Vérification aux cisaillements (BAEL91/99 Art5.1.1)	121
5.3.3. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL Art6.1. 3).	121
5.3.4. Influence de l'effort tranchant	122
5.3.5. Encrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL Art6.1. 22)	122
5.3.6. Calcul des armatures transversales	123
5.4. Vérifications à l'ELS	123
5.4.1. Les moments fléchissant	124
5.4.2. Les efforts tranchant	124
5.4.3. Diagramme des Efforts internes	124
5.4.4. Vérification des contraintes	125
5.4.5. Vérification de la flèche (BAEL 91/99 Art 6.5.2)	126
6. L'escalier	129
6.1. Introduction	129
6.2. Pré dimensionnement	130
6.2.1. Détermination de l'épaisseur des paillasse et des paliers :	131
6.2.2. Calcul du nombre de marches et des contre marches	132
6.3. Etude de la 1ère et la 3ème volée	133
6.3.1. Détermination des charges et des surcharges	133
6.3.2. Combinaisons de charge et surcharge	134
6.3.3. Calcul à l'ELU	134
6.3.3.1. Calcul des efforts internes	134
6.3.3.2. Calcul des réactions d'appuis	135
6.3.3.3. Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU	135
6.3.3.4. Ferrailage à l'ELU :	137
6.3.3.5. Vérification à l'ELU	139
6.3.4. Calculs à l'ELS	143

6.3.5. Vérification à l'ELS	145
6.4. Etude de la 2ème volée.....	148
6.4.1. Détermination de l'épaisseur des paillasses et des paliers :	148
6.4.2. Calcul du nombre de marches et des contre marches.....	149
6.4.3. Détermination des charges et des surcharges	150
6.4.4. Combinaisons de charge et surcharge	151
6.4.5. Calcul à l'ELU	151
6.4.5.1. Calcul des efforts internes	151
6.4.5.2. Calcul des réactions d'appuis	151
6.4.5.3. Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU	152
6.4.5.4. Ferrailage à l'ELU :.....	154
6.4.6. Calculs à l'ELS.....	159
6.4.6.1. Calcul des réactions d'appuis	159
6.4.6.2. Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELS	160
6.5.6.3. Vérification à l'ELS	161
7. Poutre palière.....	167
7.1. Pré dimensionnement	167
7.2. Détermination des charges	168
7.3. Combinaison des charges	168
7.4. Calcul des efforts à l'ELU.....	168
7.4.1. Calcul des armatures	170
7.4.2. Vérifications à l'ELU	171
7.4.2.1. Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1)	171
7.4.2.2. Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2)	171
7.4.2.3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91.Art .A.6.1.3).....	171
7.4.2.4. Les armatures transversales.....	172
7.4.2.5. Espacement des barres.....	172
7.4.3. Vérifications à l'ELS.....	173
7.4.3.1. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS:.....	173
8. La rampe d'accès mécanique	178
8.1. Etude de la rampe d'accès :	181
Chapitre IV	
IV.1. Introduction	193
IV.2. Logiciel utilisé pour la modélisation.....	193
IV.2.1. Historique.....	194
IV.2.2. Description du logiciel ETABS	194
IV.2.3. Rappel (terminologie)	195
IV.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS	195
Étape A : Introduction de la géométrie de l'ouvrage	196
Étape « B » : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux	199
Étape « C » : Spécification des propriétés géométriques des éléments.....	200
Étape « D » : Définition des charges statiques (G, Q)	206
Étape « E » : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003	206
Étape « F » : Définition de la charge sismique « E »	207
Étape « G » : Chargement des éléments.....	208
Étape « H » : Introduction des combinaisons d'actions	209
Étape « I » : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.....	210
Chapitre V	
Introduction	211

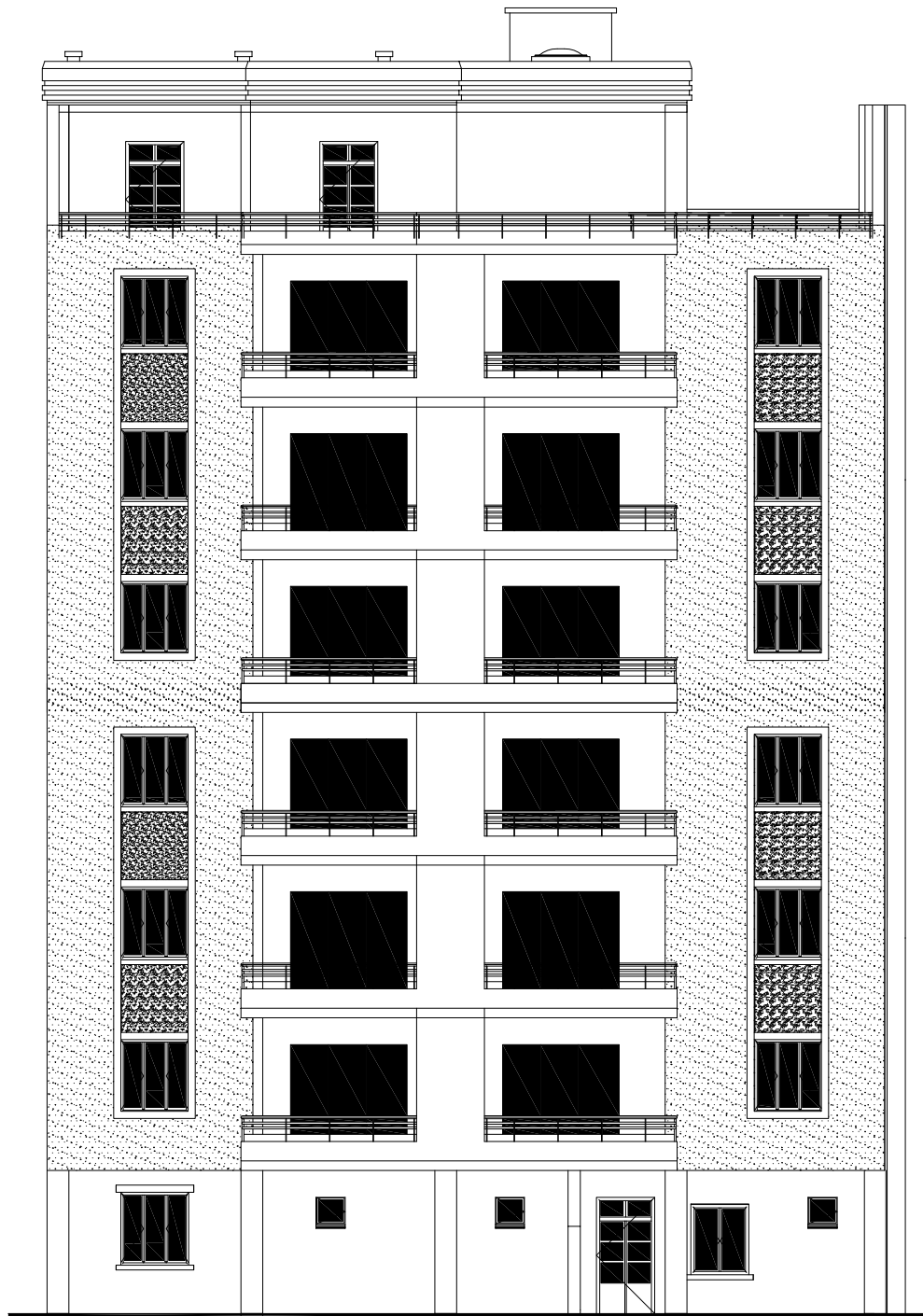
V.1	Présentation de l'ouvrage	211
V.1.1	Vérification du pourcentage de participation de la masse modale	211
V.1.2	Vérification de l'effort tranchant à la base	213
V.1.3	Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	227
V.1.4	Justification vis-à-vis des déplacements.....	229
V.1.5	Vérfications de l'effet P-Delta	233
V.1.6	Vérification de l'effet de la torsion d'axe vertical.....	235
Chapitre VI		
VI.1.	Ferraillage des poteaux	238
VI.1.1.	Recommandations du RPA :	238
VI.1.2.	Calcul des armatures à l'ELU	239
VI.1.3.	Vérfications à l'ELU	244
VI.1.4.	Vérfications à l'ELS.....	248
VI.2.	Ferraillage des poutres	253
VI.2.1.	Introduction	253
VI.2.2	Recommandations du RPA99/version 2003	253
VI.2.3.	Calcul des armatures longitudinales.....	254
	1-Poutres principales(30 × 40).....	256
	2-Poutre secondaires(30 × 35)	257
	3. Poutre B25 (30x40)	258
VI.2.4.	Vérfication des armatures longitudinales.....	259
VII.2.5	Vérfication à L'ELS	266
VII.2.6	Vérfication de la flèche.....	267
VI.3.	Ferraillage des voiles.....	269
Exposé de la méthode de calcul		
3.	Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003)	273
4.	Armatures de coutures.....	273
5.	Potelet.....	274
6.	Longueur de recouvrement.....	274
7.	Diamètre minimal.....	274
	Voiles longitudinaux VL1 = 1,60 m.....	276
	Voiles longitudinaux VL2=1,25 m.....	281
	Voiles transversaux VT1 = 1,80 m.....	286
Chapitre VII		
VII. 1.	Introduction.....	291
VII. 2.	Choix du type de fondation :	292
VII. 3.	Étude du sol	292
VII. 4 .	Dimensionnement	293
Chapitre VIII		
Introduction		323
VIII -1)	Pré dimensionnement du voile périphérique : (Art: 10.1.2 vs RPA 2003).....	323
VIII -2)	Contrainte des sollicitations.....	323
VIII -3)	Caractéristiques du sol	323
VIII -4)	Calcul des sollicitations	324
VIII -4-1)	Charges moyennes.....	325
VIII -4-2)	Ferraillage du voile périphérique	325
VIII -4-2-2)	Détermination des moments.....	325
VIII -4-2-3)	Identification des panneaux :	326
VIII -4-2-4)	Calcul à l'ELU :	326
VIII -4-2-5)	Calcul à l'ELS :	327

VIII -4-2-6Calcul des armatures :	327
VIII-5) Recommandations du RPA 99 :.....	329
VIII -6) Vérification à l'ELS :.....	329
VIII -6-2) Vérification de la flèche :	330
Conclusion générale	331



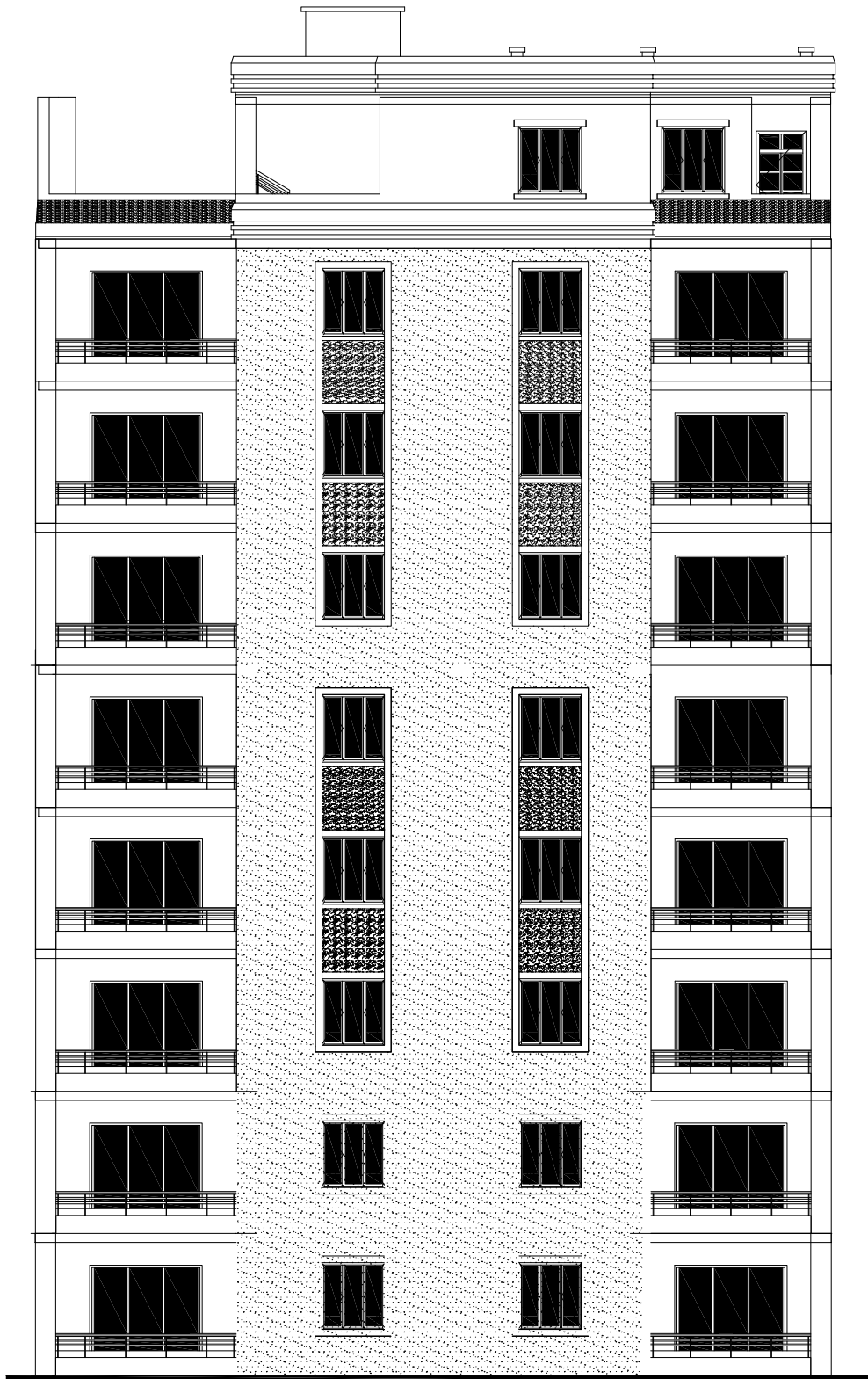
Coupe A-A échelle 1/50





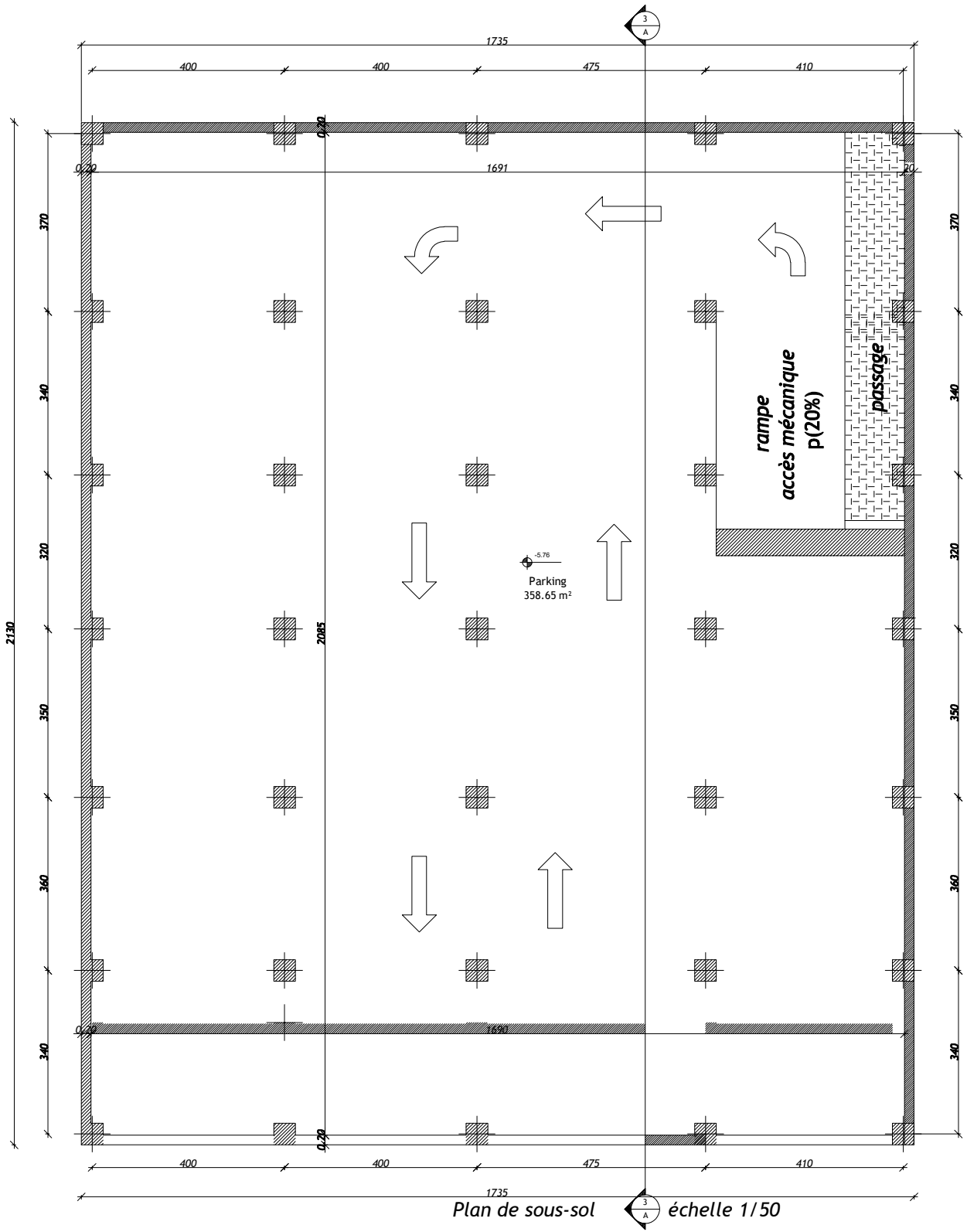
Façade principale échelle 1/50

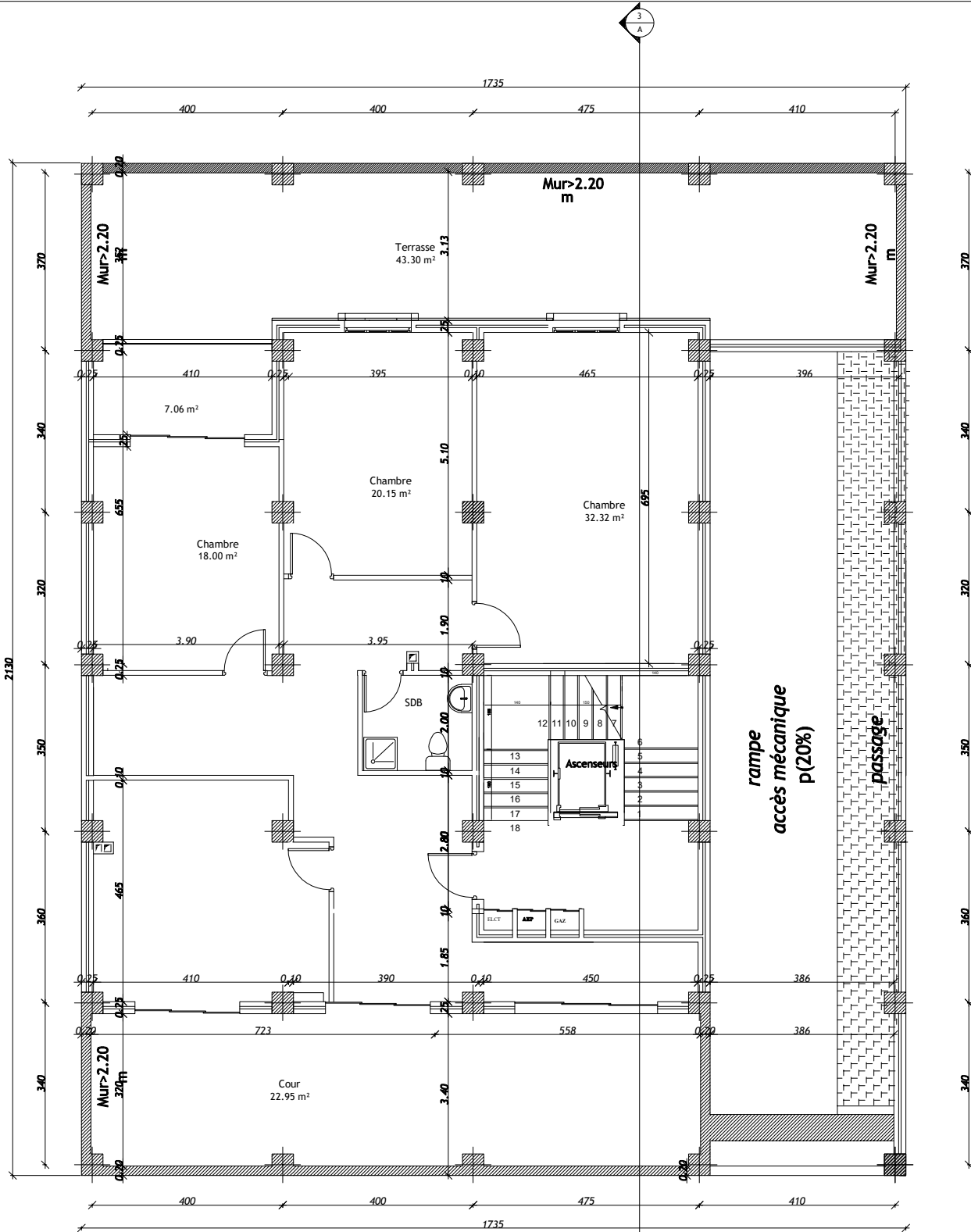




Façade postérieure échelle 1/50







Plan de l'entre-sol échelle 1/50

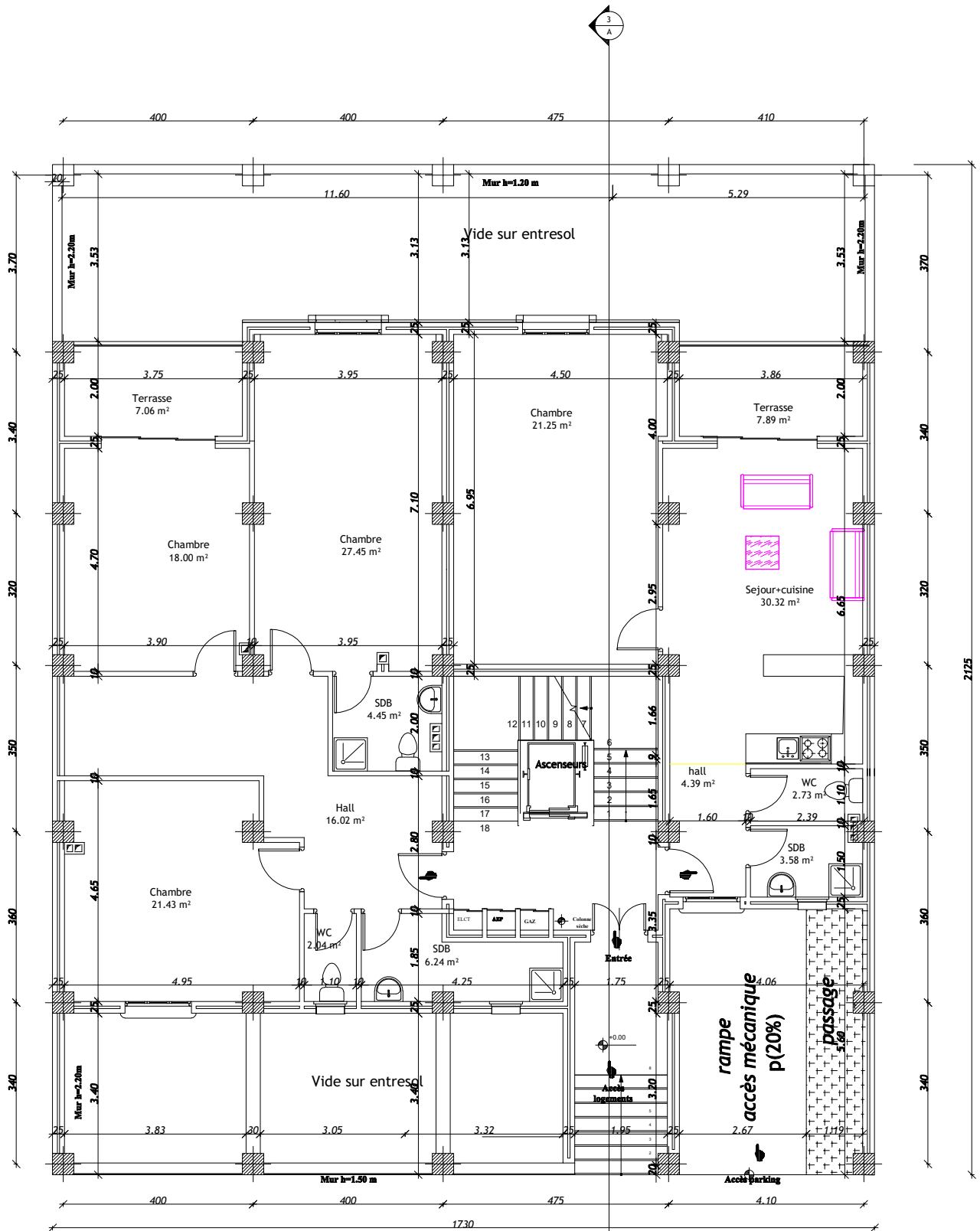


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

CHIOUT Ahmed & HADDOU M'hiddine
 Encadrante : Mme. SMAHI
 Promotion : © 2024

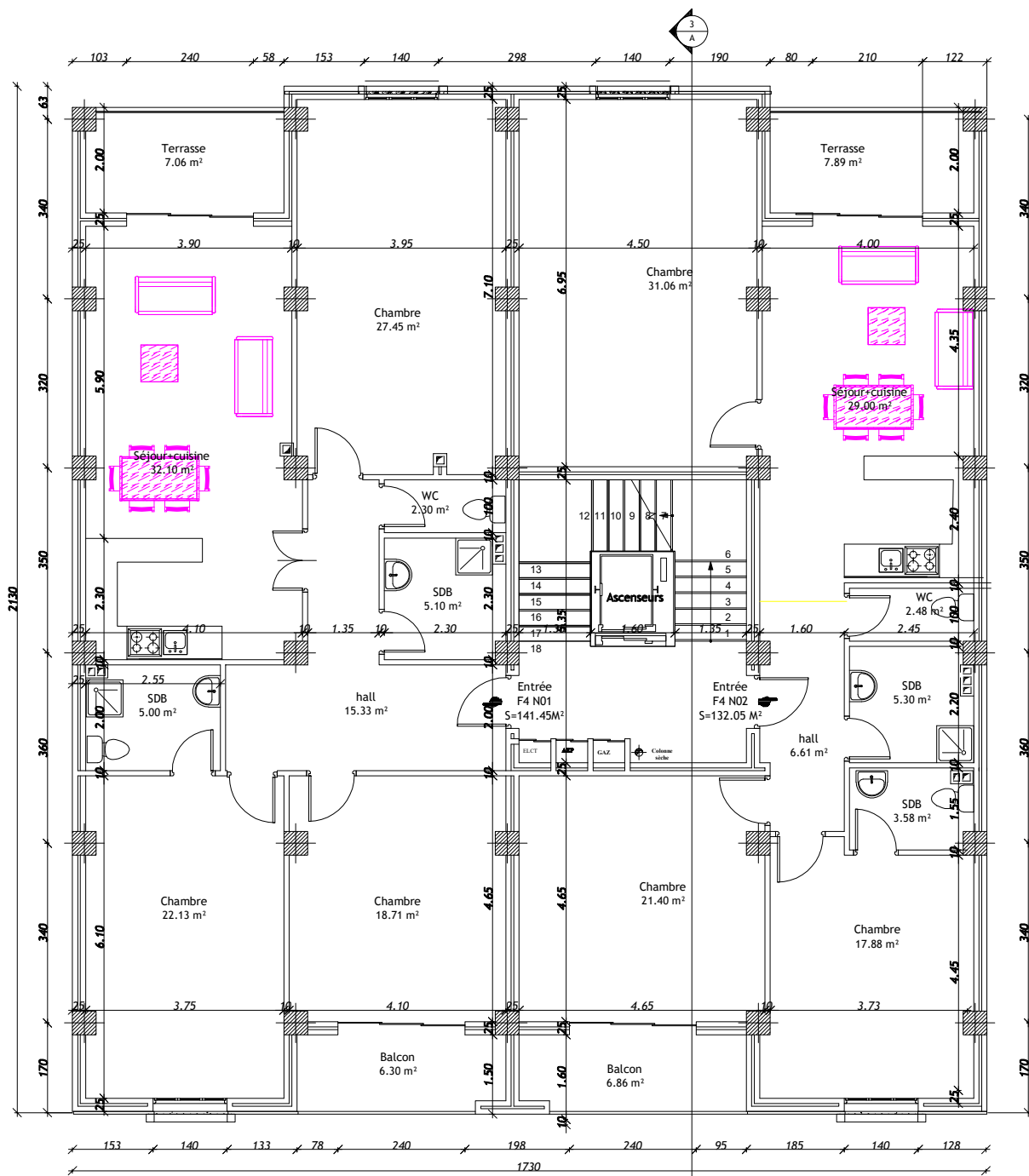
Dossier : Architecture
 Désignation : Plan de l'entre sol

Echelle : 1/50
 Planche N°05



Plan du RDC échelle 1/50





Plan étages courans

échelle 1/50

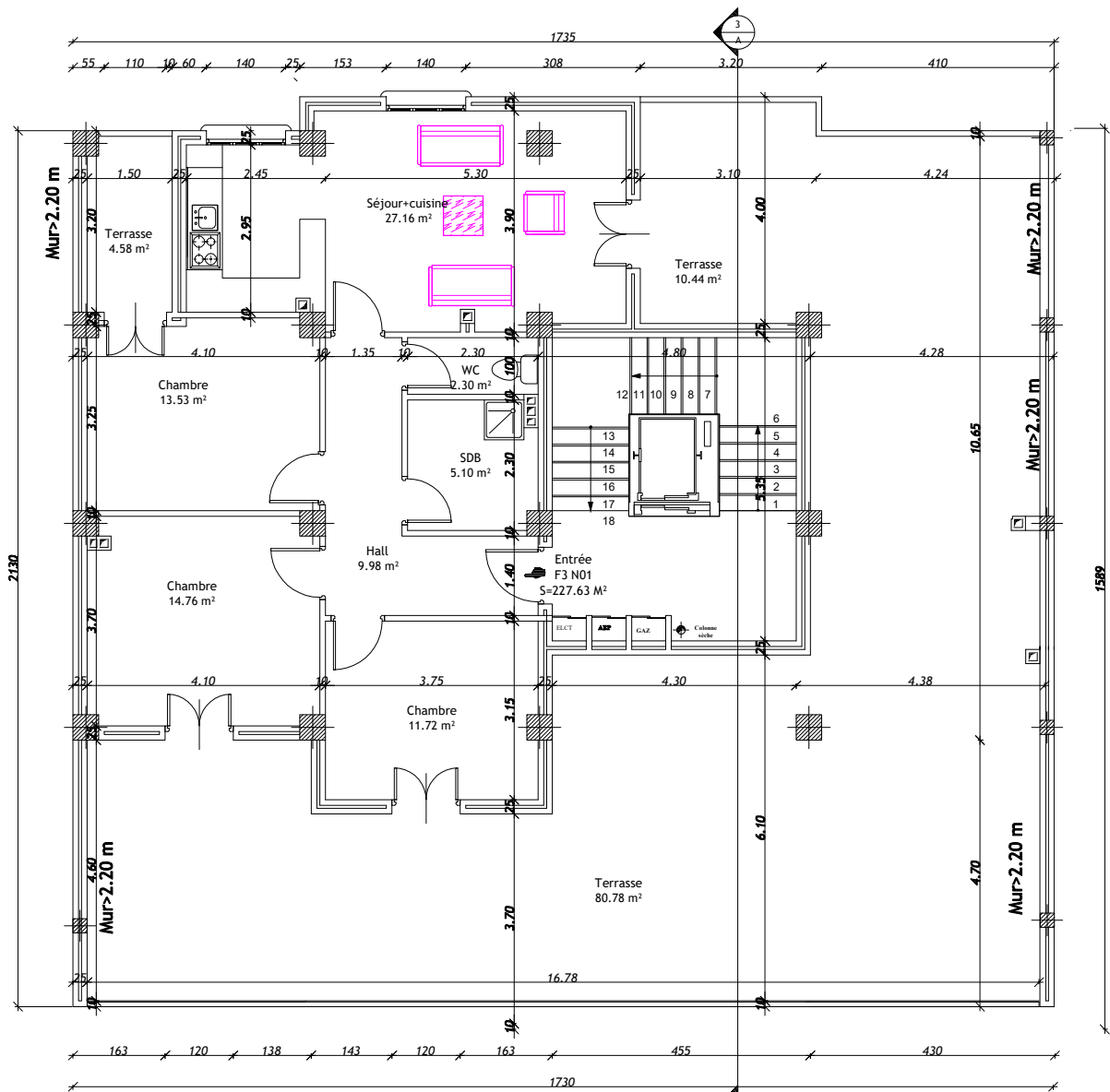


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

CHIOUT Ahmed & HADDOU M'hiddine
 Encadrante : Mme. SMAHI
 Promotion : © 2024

Dossier : Architecture
 Désignation : Plan des étages courans

Echelle : 1/50
 Planche N°07



Plan d'étage en attique échelle 1/50

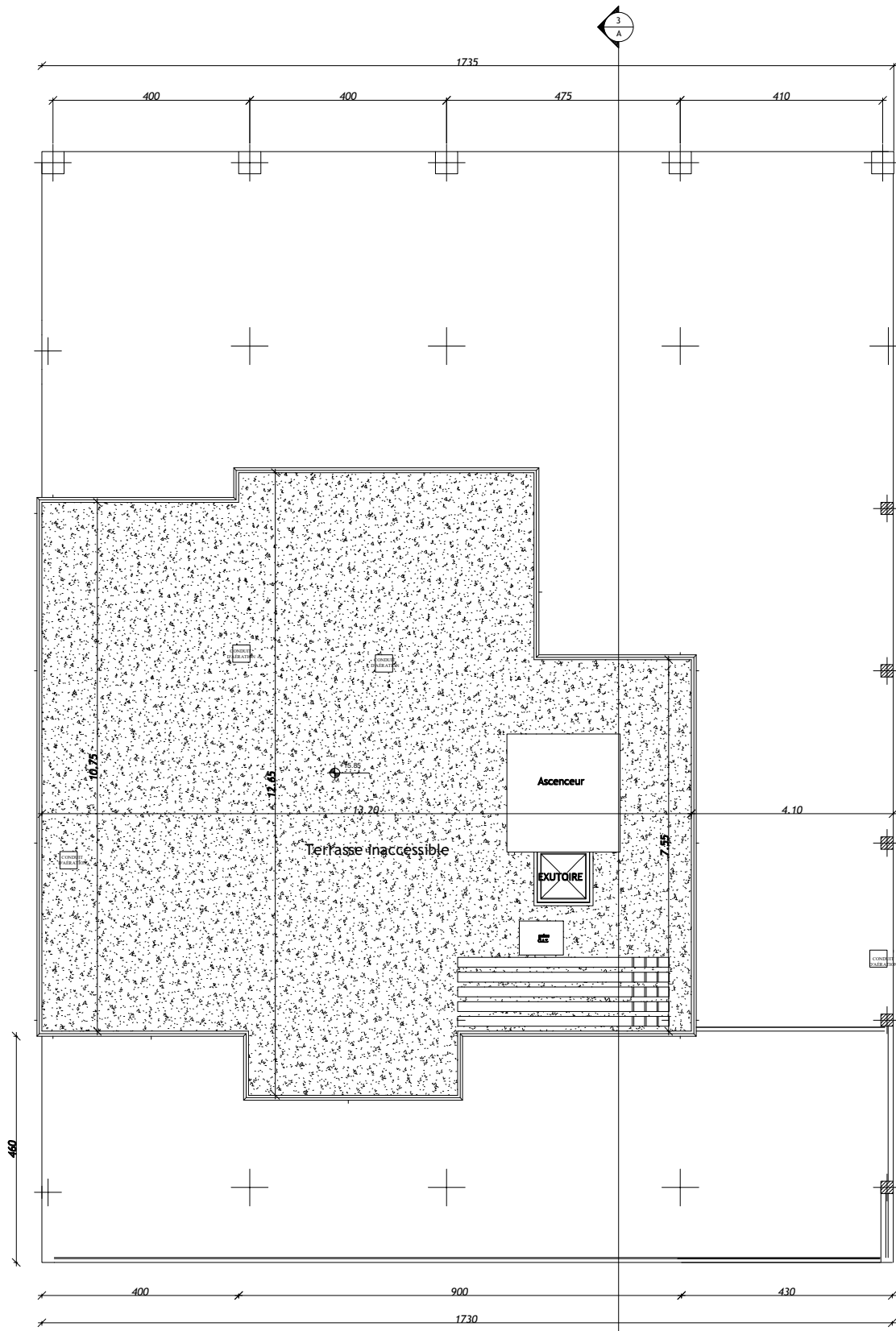


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

CHIOUT Ahmed & HADDOU M'hiddine
 Encadrante : Mme. SMAHI
 Promotion : © 2024

Dossier : Architecture
 Désignation : Plan de l'étage attique

Echelle : 1/50
 Planche N°08



Plan de Terrasse échelle 1/50

Introduction générale

Depuis des décennies, les catastrophes naturelles, en particulier les séismes, surviennent de manière cyclique, imposant des défis majeurs en génie civil. La gestion efficace de ces phénomènes requiert une compréhension approfondie des interactions entre les structures, les sites, et les sollicitations. Il est essentiel de prévenir ces événements et de minimiser les dommages en étudiant minutieusement les facteurs influençant le comportement des structures sous l'effet des séismes. Dans ce contexte, le génie civil joue un rôle crucial, notamment par le développement et l'application de méthodes d'analyse et de dimensionnement adaptées.

La situation géographique de l'Algérie fait que plusieurs régions sont sismiquement actives, nécessitant des stratégies de construction robustes et adaptées. La région de Chéraga, située dans la wilaya d'Alger, illustre parfaitement ces besoins, étant classée comme une zone à forte activité sismique. Les récents tremblements de terre dans la région de Boumerdès (2003) ont mis en évidence la nécessité de renforcer les structures contre les secousses telluriques. Cela a également soulevé des questions cruciales sur l'intégration du risque sismique dans le dimensionnement des structures. Pour répondre efficacement à ces exigences, il ne suffit pas de se conformer aux règlements existants ; il est impératif de comprendre les dynamiques structurelles pour prévoir et optimiser la réponse sismique des bâtiments.

Notre projet porte sur l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment de type R+6+SS+ES+EA, à usage d'habitation, situé à Chéraga. Cette zone, caractérisée par une activité sismique élevée, représente un cadre d'étude particulièrement pertinent pour notre spécialité en construction civile et industrielle. Le bâtiment en question utilise une ossature mixte comportant des portiques et des voiles, avec un système de contreventement par voiles, visant à offrir une résistance optimale aux sollicitations sismiques.

Les calculs en génie civil, notamment pour les zones sismiques, reposent sur les principes du calcul aux états limites et sur les vérifications rigoureuses conformément au règlement parasismique algérien. Ces calculs visent à assurer la sécurité et la fonctionnalité des structures sous diverses sollicitations. Notre démarche inclut une analyse dynamique détaillée pour évaluer les caractéristiques vibratoires de la structure, telles que les périodes propres et les modes propres. Nous utiliserons le logiciel ETABS pour modéliser les sollicitations et optimiser le dimensionnement des éléments structuraux, tels que les poutres, les poteaux et les voiles.

Le mémoire est structuré en plusieurs parties sous formes de chapitres. Dans un premier temps, nous avons donné la présentation de l'ouvrage et le pré-dimensionnement, en incluant une

Introduction générale

description détaillée du bâtiment, de ses constituants et des matériaux de construction utilisés, ainsi que le pré-dimensionnement des éléments structuraux. Un calcul statique initial y est également effectué pour définir les ferraillements des éléments secondaires tels que les planchers et les escaliers. Par la suite, nous nous sommes concentrés sur l'analyse dynamique et le dimensionnement des éléments principaux. Cette partie implique la réalisation d'une analyse dynamique à l'aide du logiciel ETABS, permettant de déterminer les caractéristiques vibratoires et les sollicitations dans les éléments structuraux principaux. En conséquence, l'étude des poutres, poteaux et voiles est réalisé en fonction des résultats obtenus. Enfin, nous avons procédé à l'étude des fondations, en choisissant le type de fondations nécessaire pour la reprise de l'ensemble des charges et de surcharges supportées par la structure jusqu'aux fondations. Nous avons terminé par une étude du mur périphérique concernant le sous-sol.

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+6+ Sous-sol + Entre-sol + Etage Attique** », implantée à **Cheraga à Alger**, une région de forte sismicité, classée en **zone sismique III** selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

Pour le présent projet la contrainte du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ et le catégorie du sol correspond à un **site meuble « S3 »**.

Cet ouvrage est composé de :

- Sous-sol à usage de Parking ;
- Entre-sol à usage d'habitation ;
- Rez-de-chaussée(RDC) à usage d'habitation ;
- Six (06) étages à usage d'habitation + un étage attique à usage d'habitation ;
- Une terrasse inaccessible ;
- Une cage d'escalier ;
- Une cage d'ascenseur.

I.2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

- **En élévation :**
 - Hauteur totale du bâtiment : $h_t = 30,24 \text{ m.}$
 - Hauteur du sous-sol : $h_{\text{SS}} = 2,70 \text{ m.}$

- Hauteur de l'entre-sol : $h_{ES} = 3,06$ m.
- Hauteur de rez-de-chaussée : $h_{RDC} = 3,06$ m.
- Hauteur d'étage courant : $h_{EC} = 3,06$ m.
- Hauteur salle machine $h_{sm} = 2,40$ m.
- Hauteur de l'acrotère : $h_{ACR} = 0,60$ m.
- **En plan :**
 - Longueur totale : $L = 21,30$ m
 - Largeur totale : $l = 17,35$ 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.

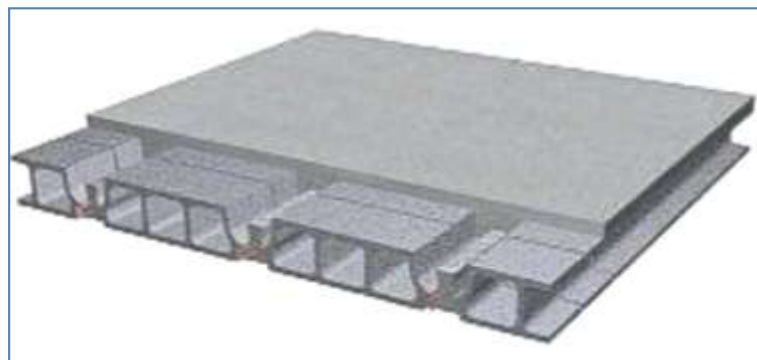


Figure I.1 : plancher à corps creux.

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.

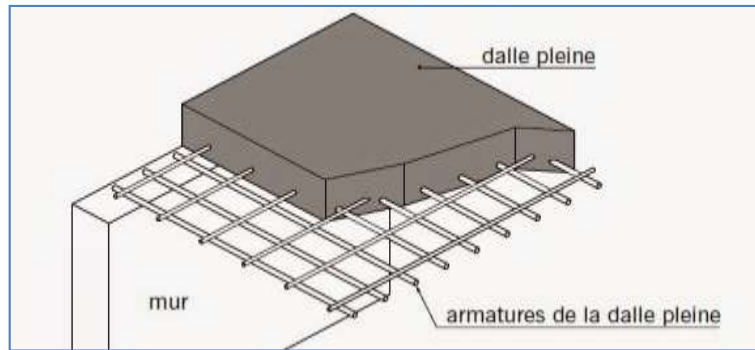


Figure. I.2 : Dalle pleine.

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.

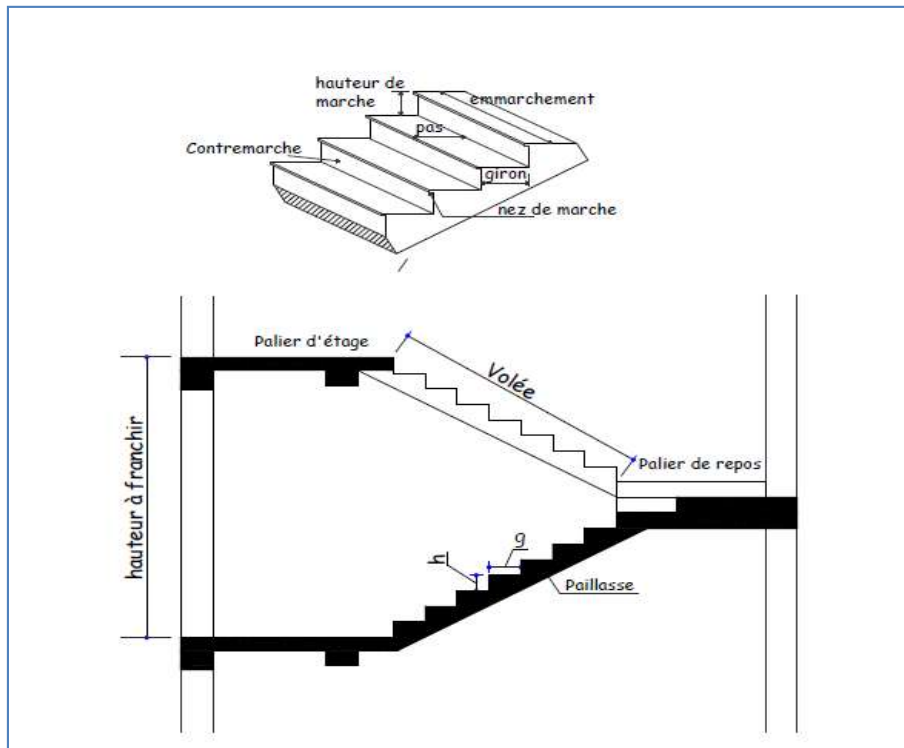


Figure. I. 3 : Caractéristiques d'un escalier.

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.

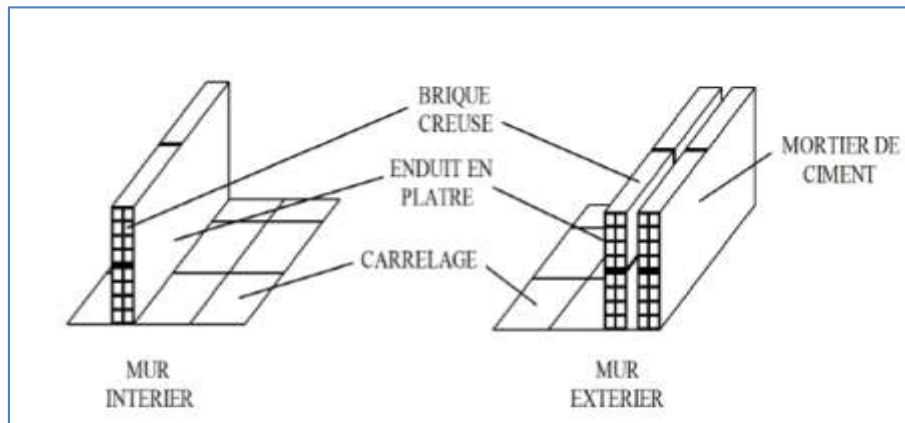


Figure. I.4 : Les murs intérieurs et extérieurs.

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.

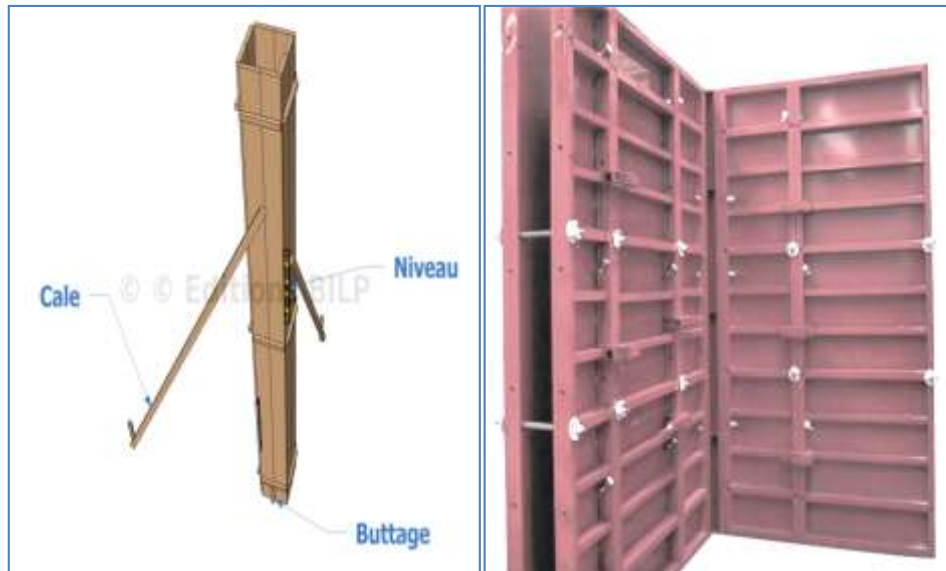


Figure. I.5 : Coffrage en bois et en métallique.

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.

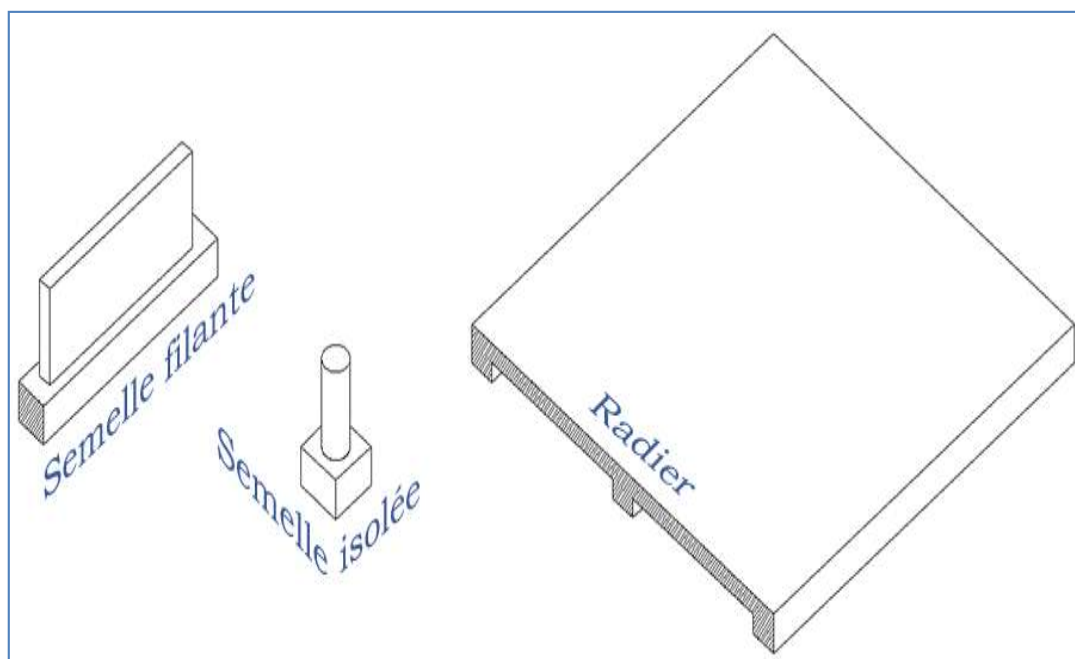


Figure. I.6 : Les fondations.

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.

La fabrication du béton est effectuée mécaniquement en suivant les directives établies en laboratoire en fonction de ces matériaux. Un exemple de composition pour un mètre cube de béton est le suivant :

- 800 litres de graviers (de 3 mm à 25 mm de diamètre).
- 400 litres de sable (de 0 mm à 5 mm de diamètre).
- 350 kilogrammes de ciment CPJ 325.
- 175 litres d'eau pour le gâchage.

Pour minimiser le retrait du béton, il est essentiel de maintenir un rapport eau/ciment d'au moins 0,5. Un rapport eau/ciment supérieur à 0,5 peut entraîner un retrait excessif, tandis qu'un rapport inférieur à 0,5 peut affecter la maniabilité du mélange et sa capacité d'étanchéité.

Il est à noter que l'eau doit être de haute pureté, sans acides, les granulats, y compris le gravier, doivent être durs et propres, et le sable doit être exempt de terre, de matières organiques et d'argile pour garantir la qualité du béton.

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 à 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.

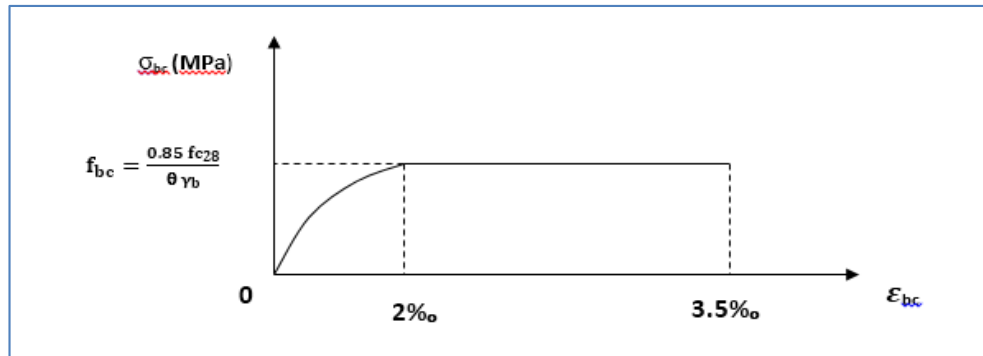


Figure. I.7 : Diagramme contrainte – déformation de béton à l'ELU.

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 :

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

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

B. Diagramme de contrainte - déformation :

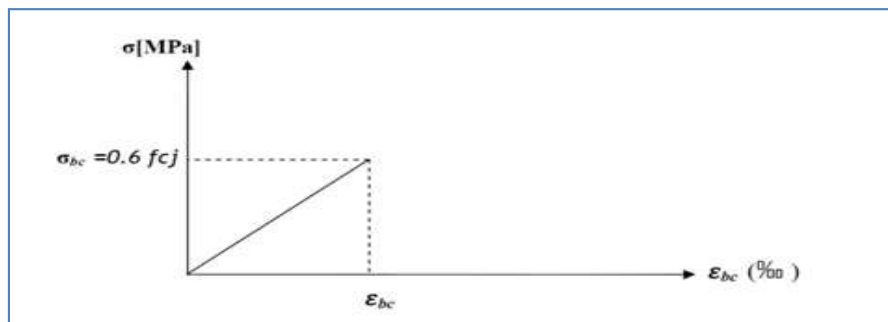


Figure. I.8 : Diagramme contraintes- déformations de béton à L'ELS.

C. Contrainte limite de cisaillement

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

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

Avec : V_u : l'effort tranchant a 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 $\gamma_b = 1.5$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

- Pour $\gamma_b = 1.15$

$$\bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

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 :

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

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

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).

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

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

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]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence Fe E400	HA	400	480	14‰	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	520	550	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 :

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

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

f_e : limite d'élasticité.

Les résultants de sont résumés dans le tableau suivant :

Nuance de l'acier	Situation durable	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$
$f_e = 520 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 452 \text{ Mpa}$	$\sigma_s = 520 \text{ Mpa}$

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 :

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

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \text{ pour les adhérence (HA) de diamètre } \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1.3 \text{ pour les HA } < 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$\eta=1.0$ 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 :

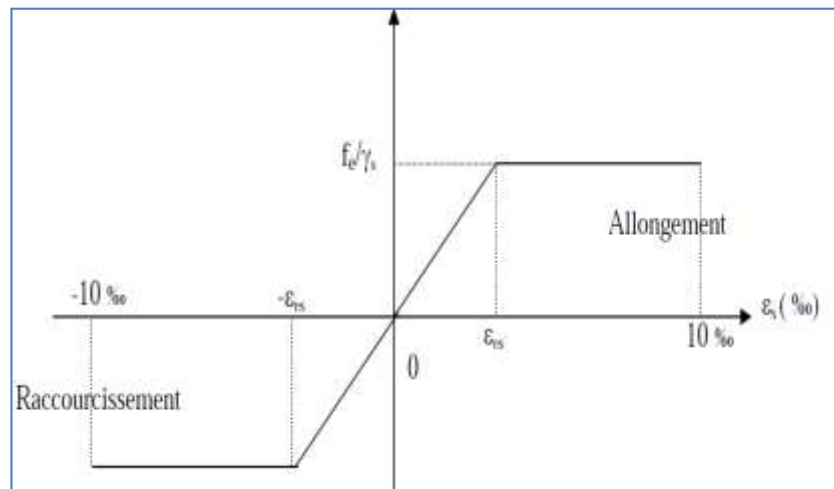


Figure. I.9 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

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 :

- Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns, ou aux brouillards salins, ainsi que pour les éléments soumis à des atmosphères très agressives, l'enrobage doit être d'au moins 5 cm.
- Pour les parois, qu'elles soient coffrées ou non, qui sont soumises ou susceptibles d'être soumises à des actions agressives, intempéries, condensations, ou en raison de la destination des ouvrages en contact avec un liquide (tels que réservoirs, tuyaux, canalisations), l'enrobage doit être d'au moins 3 cm.

- Pour les parois situées à l'intérieur de locaux couverts, clos, et non exposées aux condensations, un enrobage d'au moins 1 cm est suffisant.

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

À ce point, nous avons défini tous les éléments qui composent notre ouvrage, ainsi que les propriétés mécaniques et massiques des matériaux que nous utiliserons lors de la construction, tout en respectant les normes du BAEL 91 modifié en 99 et du Règlement Parasismique Algérien (RPA). L'objectif de cette partie a été de présenter les composants de l'ouvrage, les caractéristiques essentielles des matériaux employés, ainsi que les modèles que nous avons adoptés pour réaliser les calculs.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction

Dans le présent chapitre, nous allons procéder à un pré-dimensionnement des éléments de la structure, à savoir les planchers, les poutres principales et secondaires, les voiles et les poteaux. Cette étape préliminaire permet de déterminer les charges qui seront appliquées à ces éléments. Les règles de pré-dimensionnement sont définies par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), les principes du BAEL 91 modifié en 99, ainsi que le DTR-B.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitation).

II.1. Les planchers

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.

A. Plancher en corps creux

Le plancher en question est constitué d'éléments spécifiques, à savoir des corps creux (ou entrevous) agissant comme coffrage perdu, disposés sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, orientées selon la petite portée. Le tout est complété par une dalle de compression (hourdis) de 4 cm d'épaisseur. Pour renforcer sa structure, un treillis soudé est intégré, avec des mailles dont les dimensions ne dépassent pas 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles et 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

L'épaisseur minimale du plancher est calculée conformément aux formules suivantes, conformément à l'Article **B 6-8-4.24 du code BAEL 91, modifié en 1999** :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Où :

- L : représente la portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.
- h_t : désigne la hauteur totale du plancher.

Le sens des poutrelles est le sens y-y.

Dans ce cas particulier, avec $L = 370 \text{ cm}$, le calcul nous donne $h_t \geq \frac{370}{22.5} = 16,44 \text{ cm}$

Par conséquent, nous optons pour un plancher de **(16+4) cm**, à la fois pour des raisons économiques et de disponibilité sur le marché.

II.2. Les dalles pleines

La dalle pleine est exclusivement confectionnée en béton armé et est soutenue, avec ou sans continuité, par deux ou plusieurs points d'appui sous forme de poutres ou de refends. La construction d'une dalle pleine implique la mise en place d'un coffrage sur l'intégralité de la surface en question, avec une épaisseur de dalle généralement moins significative par rapport aux autres dimensions.

L'épaisseur minimale de la dalle pleine est calculée conformément à la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{l}{10}$$

Avec : l : Largeur du balcon ($l = 170 \text{ cm}$).

$$e_p \geq \frac{170}{10} = 17 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 17 \text{ cm}$

II.3. 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 :

$$\begin{aligned} \text{❖ Hauteur « h » :} & \quad \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ \text{❖ Largeur « b » :} & \quad 0.4 h \leq b \leq 0.7 h \end{aligned}$$

Avec :

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

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

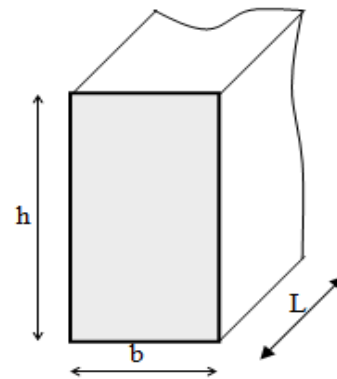


Figure II. 1 : Dimensions de poutre.

En plus, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes de « **RPA 99/ version 2003** (Art 7.5.1) »:

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

A. Poutres principales (pp)

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

- **Hauteur**

En zone III : Le minimum coffrage des poteaux (30x30) cm².

Sachant que : $L = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \\ 29.67 \leq h \leq 44.50 \end{array} \right\} \quad \text{On opte pour} \quad \mathbf{h = 40 \text{ cm}}$$

- **Largeur**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.4 \text{ ht h} \leq \mathbf{b} \leq 0.7 \text{ ht} \\ 0.4 \times 40 \leq \mathbf{b} \leq 0.7 \times 40 \\ 16 \leq \mathbf{b} \leq 28 \end{array} \right\} \quad \text{On opte pour} \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

B. Poutres secondaires (ps)

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

- **Hauteur**

En zone III : Le minimum coffrage des poteaux (30x30) cm².

Sachant que : $\mathbf{L = 370 - 30 = 340 \text{ cm}}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \\ 22.67 \leq h \leq 34.0 \end{array} \right\} \quad \text{On opte pour} \quad \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$$

- **Largeur**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.4 \mathbf{h} \leq \mathbf{b} \leq 0.7 \mathbf{h} \\ 0.4 \times 35 \leq \mathbf{b} \leq 0.7 \times 35 \\ 14 \leq \mathbf{b} \leq 24.5 \end{array} \right\} \quad \text{On opte pour} \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.17	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 : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

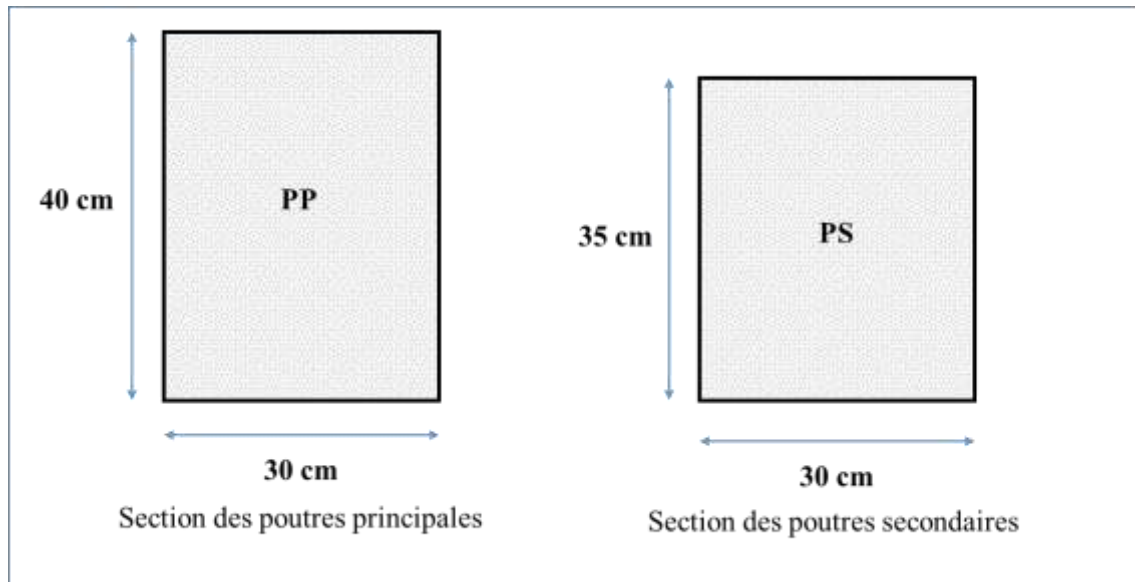


Figure II.2 : Sections transversales des poutres principales et secondaires

II.4. 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).

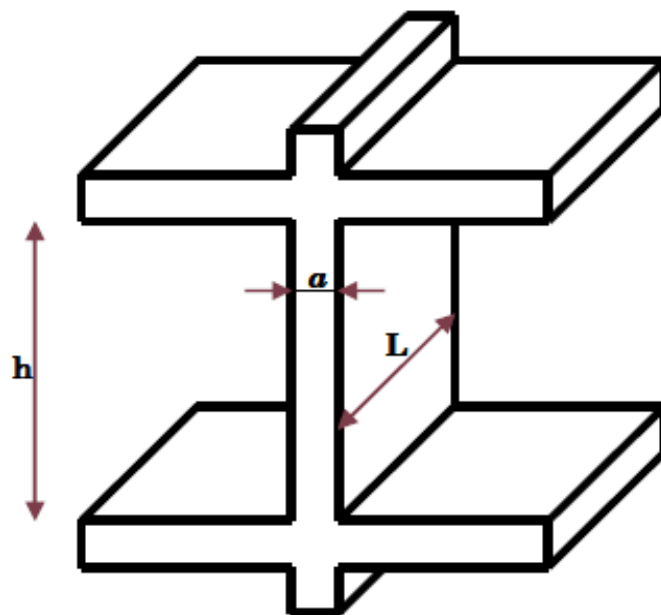


Figure II.3 : Coupe verticale du voile.

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**.

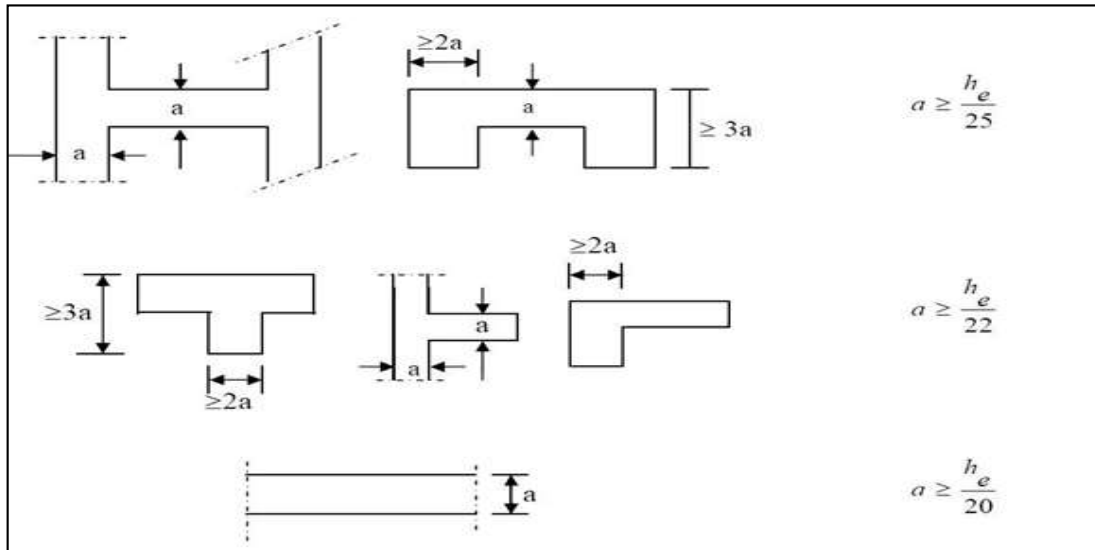


Figure II.4 : Coupe de voile en plan.

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

a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage

Remarque

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

Avec:

$h_e = h - e_p$ et e_p : Hauteur de plancher.

➤ **Pour le RDC et étage courant :**

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

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.30 \text{ cm}$$

$$a \geq \max(14.30 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

On opte pour une épaisseur **a=20 cm**

On prend une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles et suivant toute la hauteur de la structure.

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

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

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

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

II.5. 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.

$$\text{La section du poteau est obtenue par les formules suivant : } S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{avec } f_{c28} : \text{Résistance du béton a 28 jours.}$$

- **N_s**: Effort normal de compression à la base du poteau, sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

$$N_s = G + Q$$

Avec : **G** : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation,

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

➤ **Section rectangulaire**

- **Min (b₁, h₁) ≥ 25 cm**en zone I et IIa.
- **Min (b₁, h₁) ≥ 30 cm**en zone III et IIb.
- **Min (b₁, h₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$**
- **$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$**

Avec : **b₁**: petit cote de la section des poteaux.

h₁: 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 :

Min (b₁, h₁) ≥ 30 cm (zone sismique III)

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

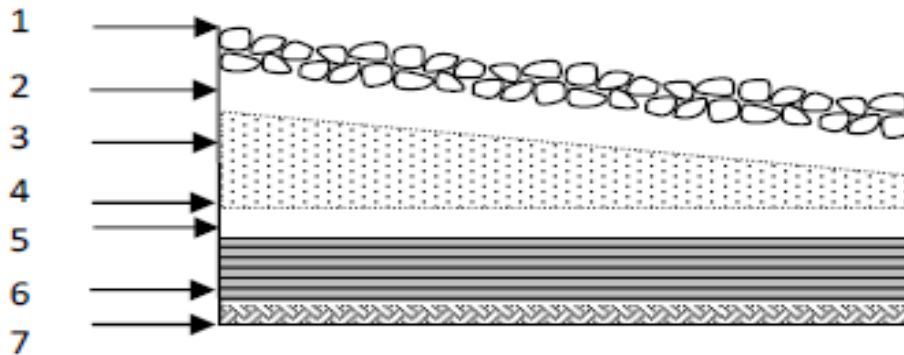


Figure II.5 : Coupe verticale du dernier plancher (terrasse inaccessible).

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	0.01	10	0.10
G total				5.68

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

B. Plancher d'étage

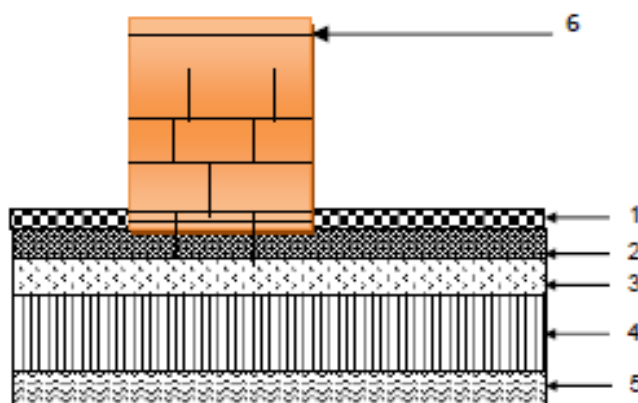


Figure II.6 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.

❖ Etage à usage d'habitation

N°	Elément	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.4
3	couche de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en corps creux	0.20	13.75	2.75
5	Enduit plâtre	0.01	10	0.1
6	Cloison de séparation	0.1	9	0.9
G total				5.13

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

C. Maçonnerie

❖ Mur extérieur

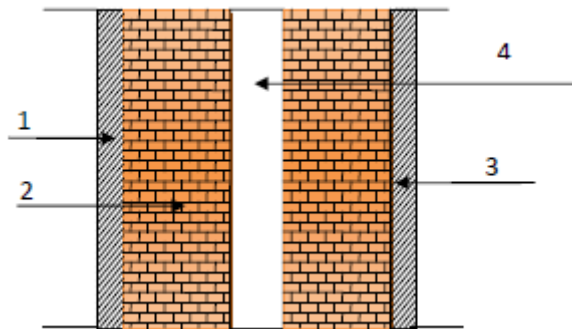


Figure II.6 : Coupe verticale du mur extérieur.

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.

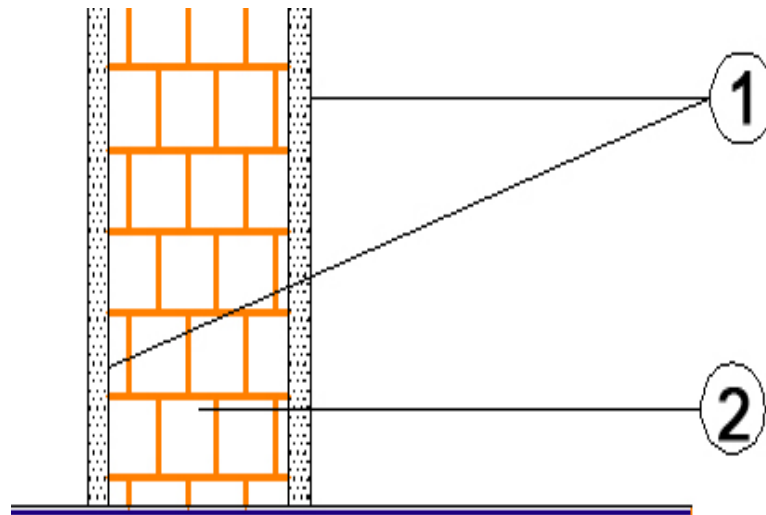
❖ Mur intérieur :

Figure II.8 : 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.

D. Dalle pleine

❖ Balcon

N°	Désignation	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton armé	0.17	25	4.25
5	Enduit en plâtre	0.01	10	0.1
G total				5.55

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

❖ Dalle pleine étage terrasse

N°	Élément	Épaisseur(m)	poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
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	Dalle pleine en béton armé	0.17	25	4.25
7	Enduit en plâtre	0.01	10	0.10
G total				7.03

Tableau II.8: Calcul de la charge permanente de la dalle pleine (terrasse).

II.5.2. Charge d'exploitation

Élément	Surcharges [KN/m ²]
Plancher Sous-sol	2.5
Plancher Entresol	1.5
Plancher RDC	1.5
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher terrasse inaccessible	1
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

Tableau II.9: récapitulatif des surcharges d'exploitations.

II.6. Descente de charge

II.6.1. 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.6.2. 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).

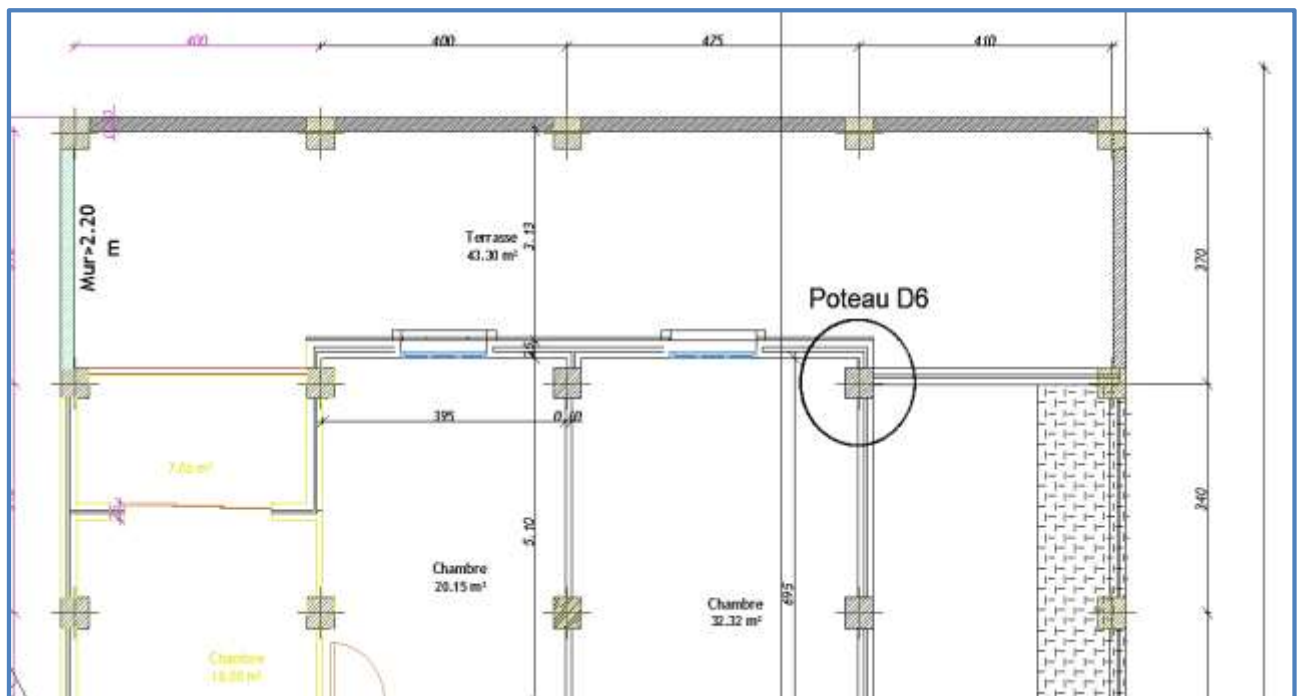


Figure II.9: Position sur le plan du poteau le plus sollicité : axes (x4 ; y6)

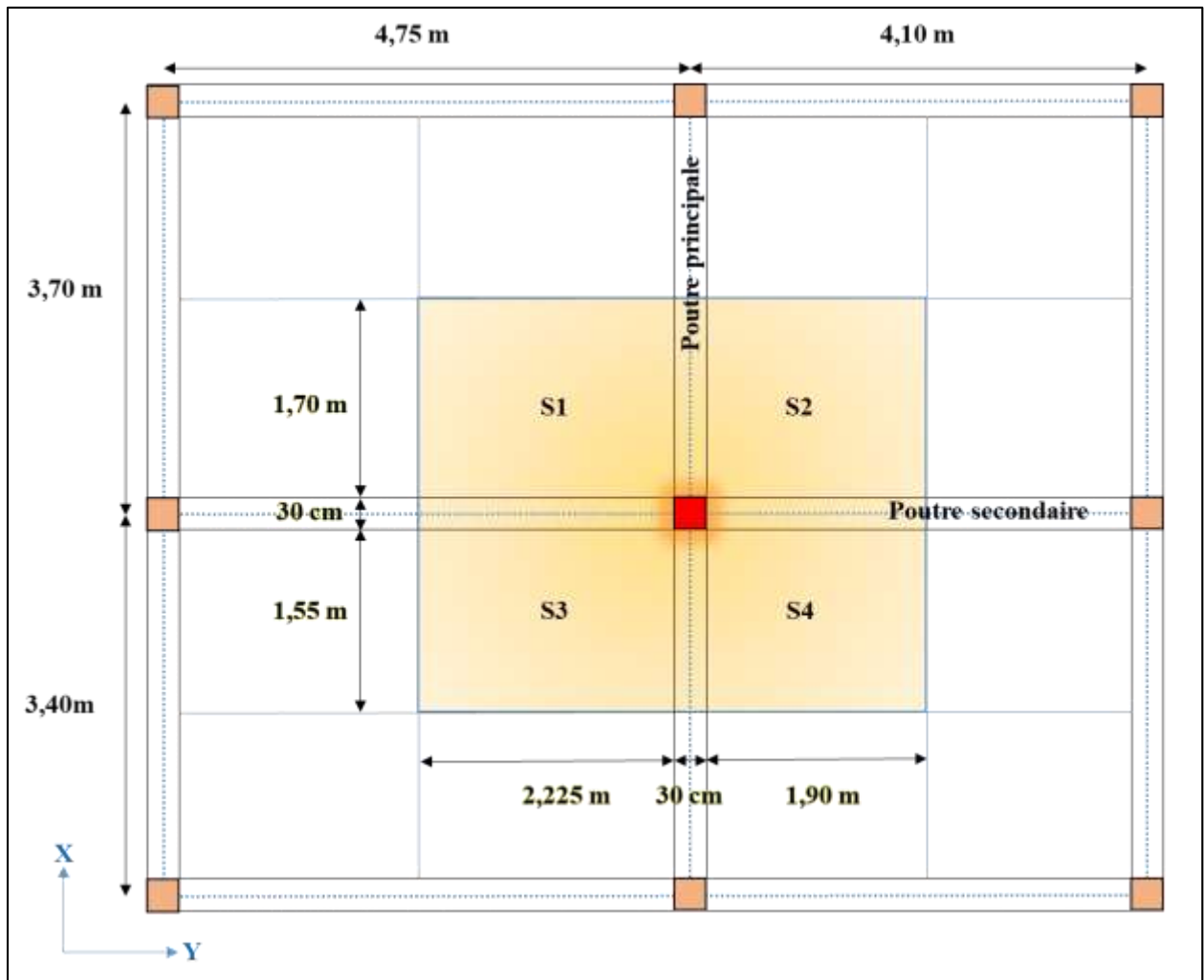


Figure II.10: Surface d'influence du poteau (x4, y6).

Surface nette :

$$\begin{cases} S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \\ \text{Avec: } S_1 = 1,70 \times 2,225 = 3,783 \text{ m}^2 \\ S_2 = 1,70 \times 1,90 = 3,230 \text{ m}^2 \\ S_3 = 1,55 \times 2,225 = 3,449 \text{ m}^2 \\ S_4 = 1,55 \times 1,90 = 2,945 \text{ m}^2 \end{cases} \quad \text{Donc: } S_n = 13,41 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface brute : } (2,225 + 0,30 + 1,90) \times (1,70 + 30 + 1,55) = 15,71 \text{ m}^2$$

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

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

- Plancher terrasse : $P = 5.68 \times 13.41 = 76.17 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant : $P = 5.13 \times 13.41 = 68.79 \text{ KN}$

Pour rappel : Le poids propre du plancher terrasse : $G = 5,68 \text{ KN/m}^2$ (Tableau II.3).

Le poids propre du plancher terrasse : $G = 5,13 \text{ KN/m}^2$ (Tableau II.4).

b. Poutre :

- Poutres principales : $P_{pp} = (0.30 \times 0.40) \times 25 \times 4.125 = 12.375 \text{ KN}$
- Poutres secondaires : $P_{ps} = (0.30 \times 0.35) \times 25 \times 3.25 = 8.53 \text{ KN}$

D'où le poids total : $P = P_{pp} + P_{ps}$

$$P = 12.375 + 8.53 = \mathbf{20.91 \text{ KN}}$$

c. Les poteaux

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le RPA (b_1, h_1) = 30 cm pour la zone III. Pour tous les poteaux des niveaux de cette structure : $b=h= 30 \text{ cm}$

- Poids de poteaux :

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.89 \text{ KN}$$

$$G_{ss} = 0.30 \times 0.30 \times 2.70 \times 25 = 6.08 \text{ KN}$$

d. Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse: $Q_0 = 1 \times 15.71 = 15.71 \text{ KN}$
- Plancher étage courant : $Q_1 = \dots = Q_9 = 1.5 \times 15.71 = 23.57 \text{ KN}$
- Plancher Sous-sol: $Q_2 = 2.5 \times 15.71 = 39.28 \text{ KN}$

II.6.4. Dégression des surcharges d'exploitations

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 :

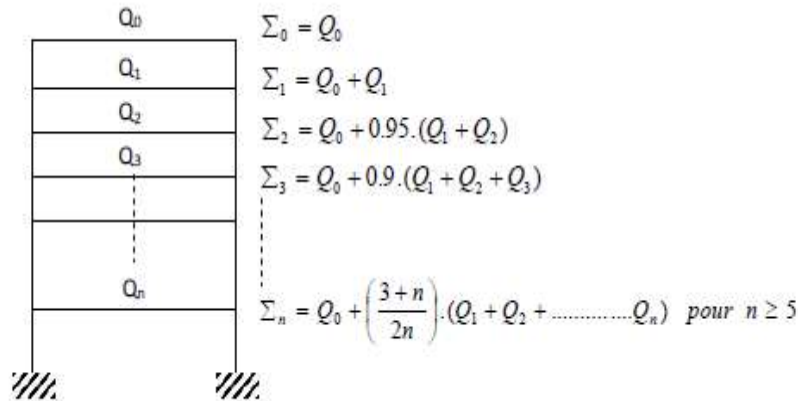


Figure II.10 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

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	6	5	4	3	2	1	RDC	ES	SS
COEFFICIENTS	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.71	0.69	0.67

Tableau II.10: Coefficients de dégression de surcharges.

Les surcharges cumulées :

Niveaux	Opération
terrasse	Q_0
6	$Q_0 + Q_1$
5	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
4	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
3	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
2	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
1	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
RDC	$Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
ES	$Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
SS	$Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

Tableau II.11: Les surcharges cumulées.

Application numérique

Niveaux	Opération	Résultats [KN]
Etage Attique	15.71 KN	15,71
6	$15.71 + 23.57$	39,28
5	$15,71 + 0,95 \times (23,57 \times 2)$	60,49
4	$15,71 + 0,9 \times (23,57 \times 3)$	79,35
3	$15,71 + 0,85 \times (23,57 \times 4)$	95,85
2	$15,71 + 0,8 \times (23,57 \times 5)$	109,99
1	$15,71 + 0,75 \times (23,57 \times 6)$	121,78
RDC	$15,71 + 0,71 \times (23,57 \times 7)$	132,85
Entresol	$15,71 + 0,69 \times (23,57 \times 8)$	145,82
Sous-sol	$15,71 + 0,67 \times (23,57 \times 8 + 39,28)$	168,36

Tableau II.12: 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)	$N_s = G_c + Q_c$	S_{min} (cm ²)	L_{min} (cm)	S adoptée (cm ²)
Etage attique	76,17	6,89	20,91	103,97	103,97	15,71	119,68	79,79	8,93	30×30
Etage 6	68,79	6,89	20,91	96,59	200,56	39,28	239,84	159,89	12,64	30×30
Etage 5	68,79	6,89	20,91	96,59	297,15	60,49	357,64	238,43	15,44	35×35
Etage 4	68,79	6,89	20,91	96,59	393,74	79,35	473,09	315,39	17,76	35×35
Etage 3	68,79	6,89	20,91	96,59	490,33	95,85	586,18	390,79	19,77	40×40
Etage 2	68,79	6,89	20,91	96,59	586,92	109,99	696,91	464,61	21,55	40×40
Etage 1	68,79	6,89	20,91	96,59	683,51	121,78	805,29	536,86	23,17	45×45
RDC	68,79	6,89	20,91	96,59	780,10	132,85	912,95	608,64	24,67	45×45
Entresol	68,79	6,89	20,91	96,59	876,69	145,82	1022,51	681,67	26,11	50×50
Sous-sol	68,79	6,08	20,91	95,78	972,47	168,36	1140,83	760,55	27,58	50×50

Tableau II.13 : 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 si l'effort normal n'est pas vérifié.

Vérfications 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)	$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \times 10^{-2}$ (m)	Lo (m)	Lf (m)	$\lambda = \frac{Lf}{i}$	Vérification
(30x30)	0,068	0,866	3,06	2,16	24,98	Condition vérifiée
(35x35)	0,125	1,010	3,06	2,16	21,41	Condition vérifiée
(40x40)	0,213	1,155	3,06	2,16	18,74	Condition vérifiée
(45x45)	0,342	1,299	3,06	2,16	16,65	Condition vérifiée
(50x50)	0,521	1,443	3,06	2,16	14,99	Condition vérifiée
(50x50)	0,521	1,443	2,70	1,91	13,23	Condition vérifiée

Tableau II.14. 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
- **Dalles pleines :** épaisseur de 17 cm.
- **Poutre**
 - ✓ Poutres principales : (30x40) cm².
 - ✓ Poutres secondaires : (30x35) cm².
- **Poteaux ;**

Niveau	S adoptée (cm ²)
Etage attique	30×30
Etage 6	30×30
Etage 5	35×35
Etage 4	35×35
Etage 3	40×40
Etage 2	40×40
Etage 1	45×45
RDC	45×45
Entresol	50×50
Sous-sol	50×50

- **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. Le balcon en dalle pleine ;
4. La dalle de la salle machine ;
5. La poutre de chaînage ;
6. L'escalier ;
7. La poutre palière ;
8. La rompe d'accès mécanique.

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 ($Q = 1 \text{ KN/m}$) 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.

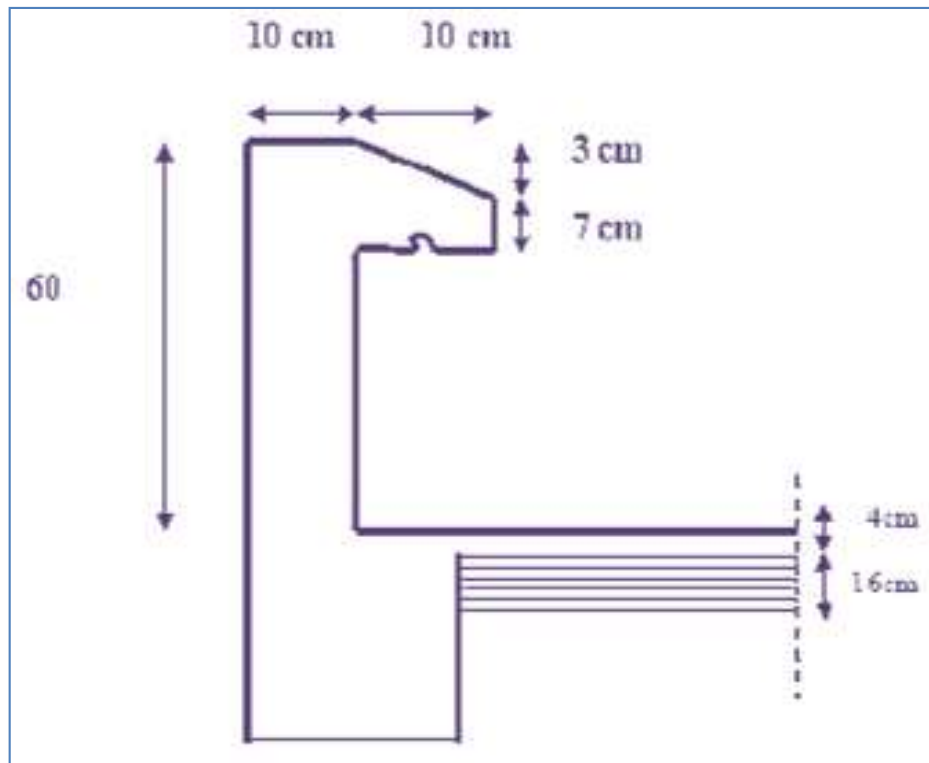


Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

1. 1. Détermination des sollicitations

1.1.1. Le chargement

- La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit / $G = p \cdot S$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.60 \times 0.10 + 0.10 \times 0.07 + \frac{0.10 \times 0.03}{2} \right] = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation horizontale

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

1.1.2. Calcul des sollicitations

- Effort tranchant dû à la poussée latérale T : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$
- Effort normal dû au poids propre G : $N_G = G \times 1 = 1,7125 \text{ KN}$
- Moment de renversement dû à Q : $M_Q = T \cdot H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

1.1.3. Diagramme des efforts

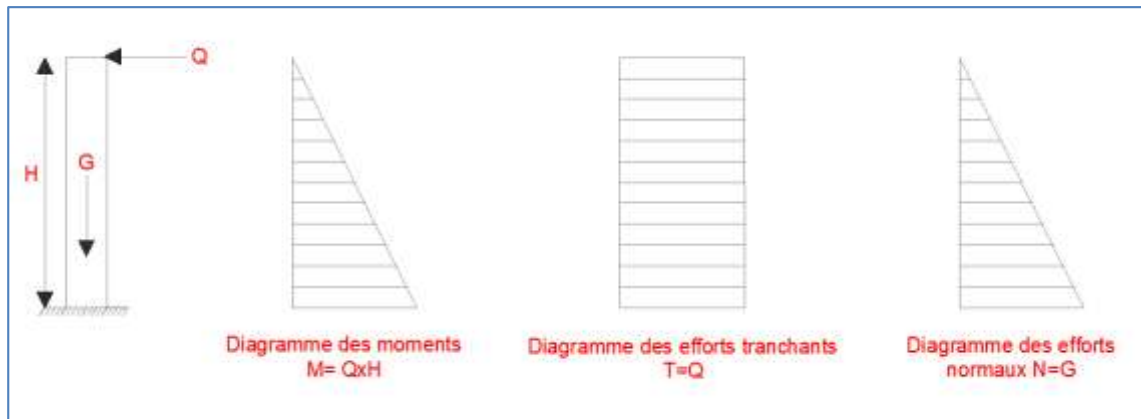


Figure III.2: Diagrammes des efforts internes.

1.2. Combinaisons de charges

1.2.1. A l'ELU

La combinaison de charge est : $1.35 G + 1.5 Q$

- **Effort normal :** $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN}$
- **Moment de renversement :** $M_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.ml}$
- **Effort tranchant :** $T_u = 1,5 T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

1.2.2. A l'ELS

La combinaison de charge est : $G + Q$

- **Effort normal:** $N_s = 1,7125 \text{ KN}$
- **Moment de renversement:** $M_s = 1 \text{ KN.ml}$
- **Effort tranchant :** $T_s = T = 1 \text{ KN}$

1.3. 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.

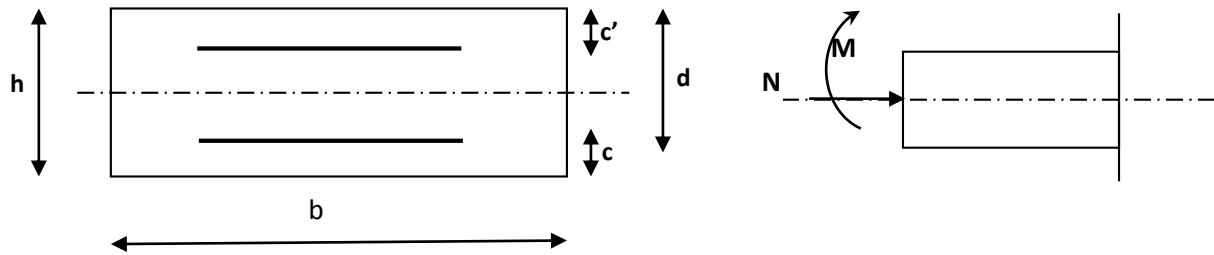


Figure III.3: La section d'armature

Avec :

h : Epaisseur de la section ($h = 10$ cm).

b : Largeur de la section ($b = 100$ cm).

c et c' : Enrobage ($c = c' = 2$ cm).

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

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

1.3.1. Calcul des armatures à L'ELU

1.3.1.1. Calcul de l'excentricité à l'ELU

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,50}{2,312} = 0,65 \text{ m} = 65 \text{ cm}$$

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

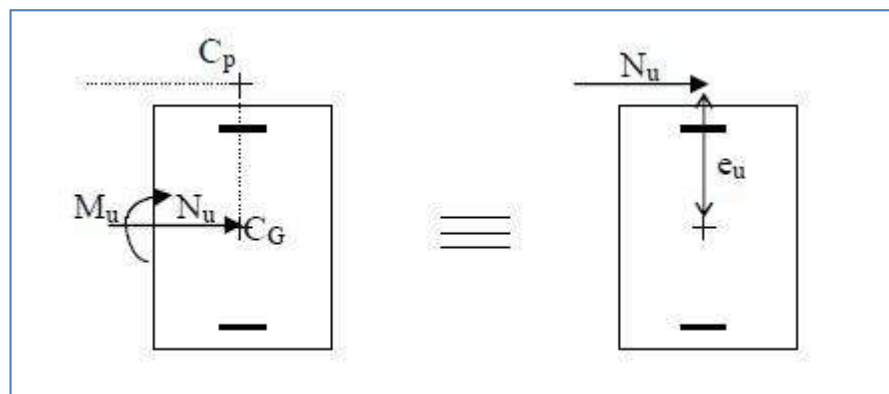


Figure III.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$\frac{h}{2} - c > e_u \Rightarrow$ Le centre de pression (**C_p**) se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée (**SPC**).

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

1.3.1.2. Calcul de la section d'armatures en flexion simple

a. Calcul du moment fictif : $M_{fu} = N_u \cdot a$

Avec :

a : distance entre « C_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$a = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$a = 0.65 + \frac{0.10}{2} - 0.02 = 0,68 \text{ m}$$

$$M_{fu} = N_u \cdot a = 2,312 \times 0,68 = 1.57 \text{ KN.m}$$

b. Calcul du moment réduit μ : $\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{1.57 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0173$$

$$\mu = 0.0173 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{La section est simplement armée SSA}$$

Remarque

La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Asc = 0.

Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante : $\mu = 0.0173 \rightarrow \beta = 0,991$

c. Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{1.57 \times 10^3}{0.991 \times 8 \times 348} = 0,57 \text{ cm}^2$$

d. La section des armatures réelles (en flexion composée)

$$A_U = A_F - \frac{N_U}{\sigma_{st}}$$

$$A_U = 0,57 - \frac{2,312 \times 10}{348} = 0,50 \text{ cm}^2$$

1.3.2. Vérifications à l'ELU**1.3.2.1. Vérification de la condition de non fragilité (A.4.2, 1BAEL91modifié 99) :**

$$A_U \geq A_{MIN}$$

$$A_{MIN} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.695 \cdot d}{e_s - 0.127 \cdot d} \right]$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1}{1,7125} = 0.584 \text{ m} = 58,40 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } A_{MIN} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \left[\frac{58,4 - 0.695 \times 8}{58,4 - 0.127 \times 8} \right] = 0,89 \text{ cm}^2$$

$$A_U = 0,50 \text{ CM}^2 < A_{MIN} = 0.89 \text{ CM}^2$$

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale :

$$A_u \equiv A_{min} = 0.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{adoptée} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : Un espacement : } S_t = 25 \text{ cm}$$

1.3.2.2. Armatures de répartition

$$A_R = \frac{A_{\text{adoptée}}}{N_s}$$

$$A_R = \frac{2,01}{1,7125} = 1,17 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_R = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Avec : Un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

1.3.2.3. Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement) (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99)

La fissuration est prise comme état préjudiciable ; on doit vérifier :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec : V_u : effort tranchant.

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 1000}{1000 \times 80} = 0,018 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,018 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$ La condition est vérifiée

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

1.3.2.3. Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres (Art. A.6.1, 3 BAEL /91 modifié 99)

On doit vérifier : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10,04 \text{ cm}, \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 80 \times 100,4} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

1.3.2.4. Espacement des barres

- **Armatures principales**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

1.3.2.5. Ancrage des barres (A.6.1, 23..BAEL91 / modifiée 99)

Longueur de scellement (L_s) droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$$\text{D'où : } L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 30 \text{ cm}$

1.3.3. Vérifications à L'ELS

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considéré comme très préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

1.3.3.1. La contrainte dans acier

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1.6$: coefficient de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \{266.67 ; 201.63\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 1 \text{ KN.m}$$

$$A_u = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \rightarrow \beta_1 = 0.920 \rightarrow K_1 = 47,50$$

$$\sigma_{st} = \frac{1 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 67,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

1.3.3.2. La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{47,50} \times 67,60 = 1,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion : Les conditions étant vérifiées ; donc le ferrailage calculé à L'ELU est vérifié et sera maintenu à L'ELS.

1.3.4. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3)

Cette vérification concerne les éléments non structuraux. Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4. A. C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

A = 0.25 (Zone III ; groupe d'usage 2).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

Soit : **C_p = 0.3**

W_p : Poids propre de l'acrotère

$$W_p = 1.71 \text{ KN/mL}$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.3 \times 1.71 = 0.51 \text{ KN/ml}$$

$$F_p < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

La condition étant vérifiée et l'acrotère étant déjà calculé avec un effort horizontal $Q=1 \text{ KN/ml}$ qui est supérieur à la force sismique, donc le calcul au séisme n'est pas nécessaire.

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

Conclusion

Ferrailage adopté : Armatures principales : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

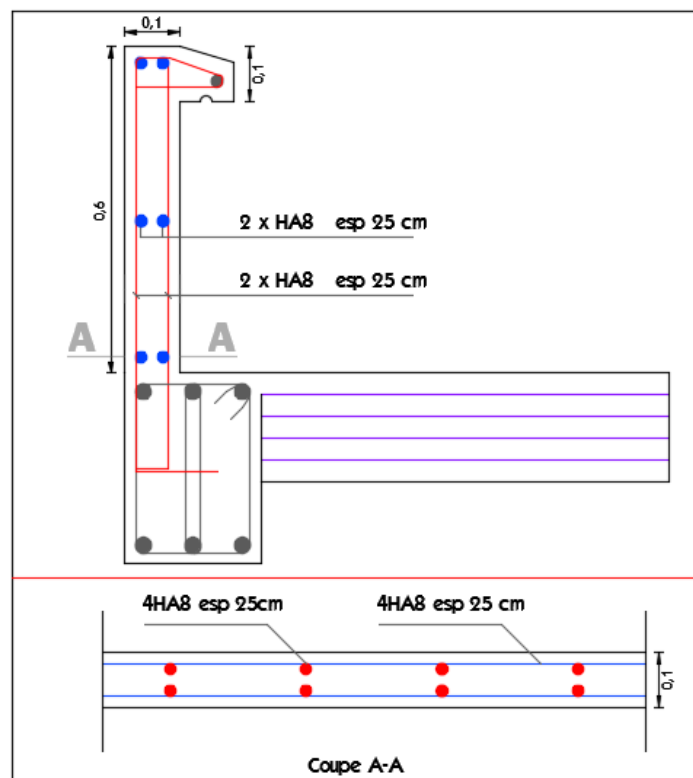


Figure III.5: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

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.

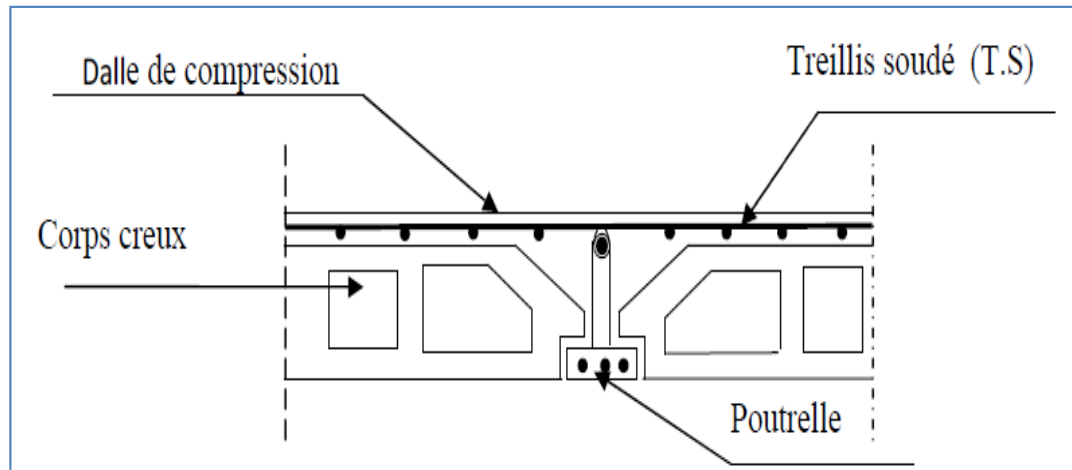


Figure III.6 : Coupe verticale sur un plancher en corps.

Les poutrelles sont des sections en T, 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.

2.1. Etude de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place et sera armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520, $\phi \leq 6$) d'élasticité $F_e = 520 \text{ MPa}$; dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le BAEL 91 modifiée 99 (Art : B.6.8, 423).

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

2.1.1. Armatures perpendiculaires aux nervures

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l'}{f_e} ; (50 \leq l' \leq 80 \text{ cm})$$

Avec :

l' : la distance entre axes des poutrelles; ($l' = 65 \text{ cm}$).

F_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé en MPa.

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

Soit : $A_{\perp} = 5 \Phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

Avec : Un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

2.1.2. Armatures parallèle aux nervures

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

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

Soit : $A_{//} = 5 \Phi 5 = 0.98 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : $St = 20 \text{ cm}$.

Conclusion

Finalement, nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TLE520**) de diamètre $\phi 5$ et de mailles (200×200) mm².

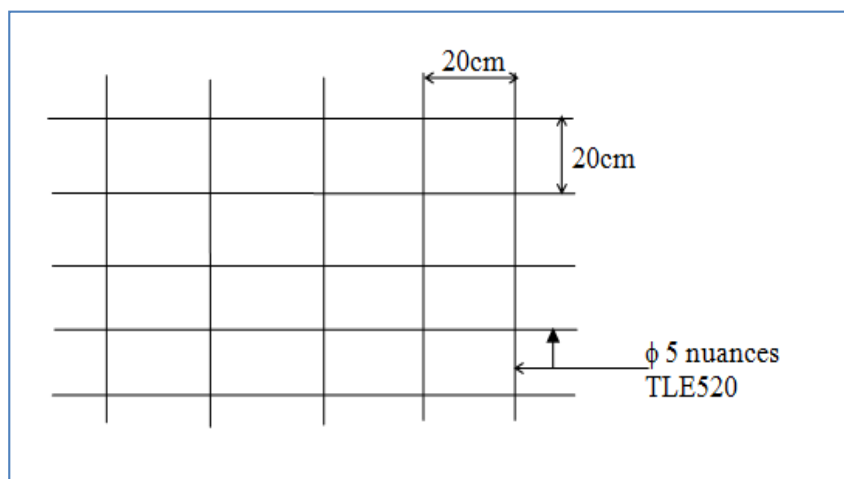


Figure III.7 : Treillis soudé de (20x20) cm².

2.2 Etude de la poutrelle

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



Figure III .8 : Vue en plan de plancher a corps creux.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

2.2.1. Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités celle-ci supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

2.2.1.1. Les charges et surcharges

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- Poids total: $G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

2.2.1.2. Ferrailage à l'ELU

❖ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12+0.62) + 1.5(1) = 2.50 \text{ KN/ml}$$

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

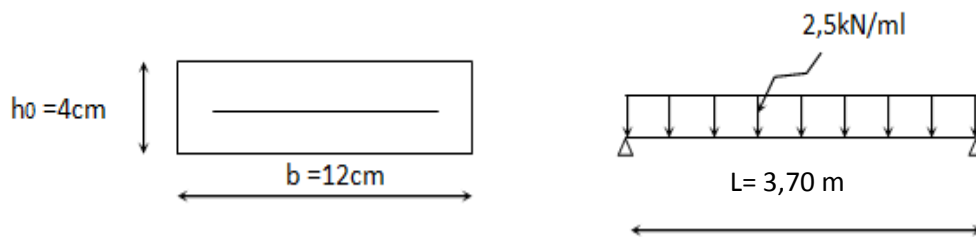


Figure III.9 : schéma statique de la poutrelle.

Avec : L : longueur de la plus grande portée libre dans le sens des poutrelles.

- Le moment max en travée : $M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.70)^2}{8} = 4.28 \text{ KN.m}$
- L'effort tranchant max : $T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.70}{2} = 4.63 \text{ kN}$

❖ Calcul d'armatures : $\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$

Avec : b = 12 cm.

$$h = 4 \text{ cm.}$$

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.} \rightarrow (d : \text{hauteur utile et } c : \text{l'enrobage } c = 2 \text{ cm}).$$

Donc : $\mu = 0.628$

$\mu = 0.628 > \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée(SDA).

Remarque

Sachant que la dimension des poutrelles est de 12x4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaires afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression (Asc=0) ne soit pas nécessaire.

2.2.2. Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

2.2.2.1. Dimensionnement de la poutrelle

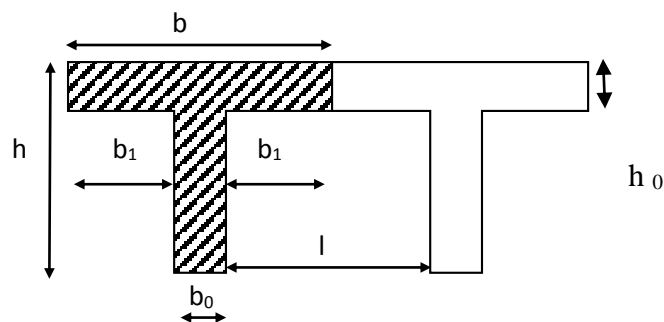


Figure III.10 : Dimensions de la poutrelle.

Avec :

h : hauteur de la poutrelle (**16+4 plancher**).

h₀ : hauteur de la dalle de compression (**h₀ = 4 cm**).

b₀ : largeur de la nervure (**b₀ = 12 cm**).

l₀ : Distance entre axe des poutrelles (**l₀ = 65 – 12 = 53cm**).

l : portée libre entre nus. (**l = 370 cm**).

b₁ : largeur de l'ourdis à prendre en compte de chaque cote de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-après :

$$b_1 \leq \frac{l_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \frac{1}{10} = \frac{370}{10} = 37 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{370}{2} = 123.33 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \text{Min}(26.5, 37, 123.33) = 26.5 \text{ cm}$$

Donc : $b_1=26.5 \text{ cm.}$

b : largeur de la table de compression.

$$\text{Soit : } b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

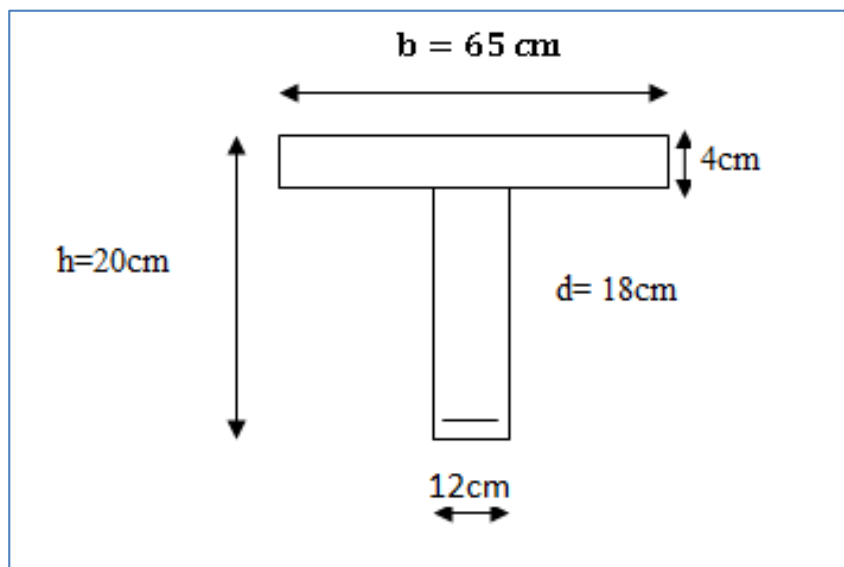


Figure III.11: Coupe transversale de la poutrelle.

2.2.2.2. Evaluation des charges

❖ Charges permanentes

Plancher étage courant (usage d'habitation) :

$$G = 5.13 \times 0.65 = 3.33 \text{ KN/ml.}$$

❖ Charges d'exploitations

Plancher étage courant (usage d'habitation) :

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml.}$$

2.2.2.3. Combinaison d'actions

Plancher étage courant (usage d'habitation) :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 4.50 + 1.46 = 5.96 \text{ KN/ml}$.
- ELS : $q_s = G + Q = 3.33 + 0.975 = 4.31 \text{ KN/ml}$.

2.2.2.4. Choix de la méthode de calcul

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

- La méthode forfaitaire.
- La méthode des trois moments.
- La méthode de Caquot.

2.2.2.5. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- 1) La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/M^2 .

Plancher étage courant (usage d'habitation) : $Q \leq \max\{2G ; 5\text{KN/m}^2\}$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.13 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{10.26 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 10.26 \text{ KN/m}^2 . \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
 $\rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

- 3) Le rapport de deux portées successives des différentes travées sont compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{3.40}{3.70} = 1.09 \quad \rightarrow \quad 0.8 \leq 0.92 \leq 1.25 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable. $\rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

Conclusion

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

2.2.2.6. Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

a) Exposé de la méthode

Le rapport (α) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérées :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad ; \text{ avec : } 0 < \alpha < \frac{2}{3}$$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée l que la travée considérée est soumise au mêmes charges.

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

M_w : La valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_e : La valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

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

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

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

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

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

- $0.3 M_0$: pour les appuis de rive semi encastrés.

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

Avec

l : Longueur de la travée considérée.

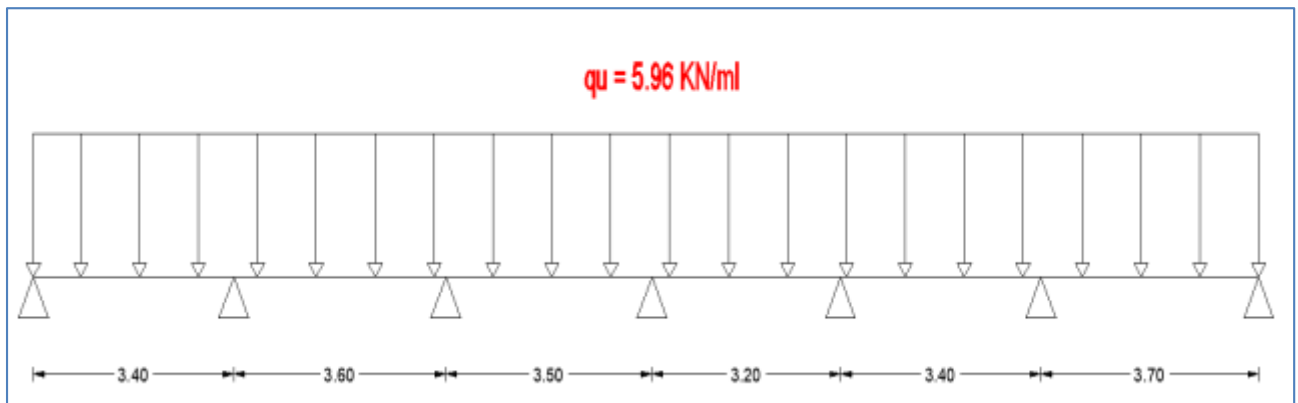
$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique.

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

$$T_w = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{l} \quad ; \quad T_e = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1}-M_i}{l}$$

b) Application de la méthode

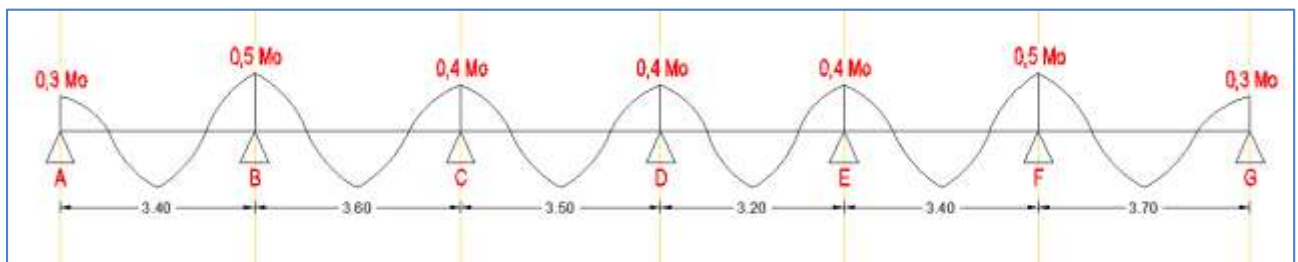
Dans notre cas, le plancher est à usage d'habitation. Il est composé de six travées comme représentée dans le schéma ci dessous :



c) Combinaison de charge à l'ELU

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.13 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 5,96 \text{ KN/ml.}$$

d) Calcul des sollicitations à E.L.U



Calcul de moment isostatique

$$M_{01} = \frac{q_u l_1^2}{8}; l_1 = 3,40 \text{ m} \rightarrow M_{01} = 8,61 \text{ KN.m}$$

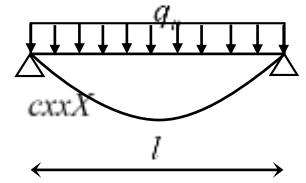
$$M_{02} = \frac{q_u l_2^2}{8}; l_2 = 3,60 \text{ m} \rightarrow M_{02} = 9,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u l_2^2}{8}; l_2 = 3,50 \text{ m} \rightarrow M_{03} = 9,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u l_2^2}{8}; l_2 = 3,20 \text{ m} \rightarrow M_{04} = 7,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_u l_2^2}{8}; l_2 = 3,40 \text{ m} \rightarrow M_{05} = 8,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{q_u l_2^2}{8}; l_2 = 3,70 \text{ m} \rightarrow M_{06} = 10,20 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments sur appuis**

$$\mathbf{MA} = 0,3M_{01} = 0,3 \times 8,61 = \mathbf{2,58 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{MB} = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \text{Max}(8,61 ; 9,66) = \mathbf{4,83 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{MC} = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \text{Max}(9,66; 9,13) = \mathbf{3,86 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{MD} = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{02}) = 0,4 \text{Max}(9,13; 7,63) = \mathbf{3,65 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{ME} = 0,5 \text{Max} (M_{02}; M_{01}) = 0,5 \text{Max}(7,63; 8,61) = \mathbf{3,44 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{MF} = 0,5 \text{Max} (M_{02}; M_{01}) = 0,5 \text{Max} (8,61 ; 10,20) = \mathbf{5,10 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{MG} = 0,3M_{01} = 0,3 \times 10,20 = \mathbf{3,06 \text{ KN.m}}$$

Calcul des moments en travée

Les rapports des charges :

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

Dans le cas d'une travée intermédiaire : $\frac{1+0,3\alpha}{2}$.

Dans le cas d'une travée de rive : $\frac{1,2+0,3\alpha}{2}$.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,975}{0,975+3,33} = 0,226 \quad \text{avec :} \quad 0 < \alpha = 0,226 < \frac{2}{3}$$

α	$1+0,3\alpha$	$\frac{1+0,3\alpha}{2}$	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2}$
0,226	1,0678	0,534	0,634

Tableau III.2.1: Rapport de charges.

Étude de la travée AB :(travée de rive)

$$M_{tAB} \geq \max \left[\left(\max \left[(1+0,3\alpha)M_{01}; 1,05M_{01} \right] - \frac{M_A + M_B}{2} \right); \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_{01} \right]$$

$$M_{tAB} \geq \max (5,49 ; 5,46) \text{ KNm} \quad ; \quad M_{tAB} = 5,49 \text{ KNm}$$

Étude de la travée BC :(travée intermédiaire)

$$M_{tBC} \geq \max \left[\left(\max \left[(1+0,3\alpha)M_{02}; 1,05M_{02} \right] - \frac{M_B + M_C}{2} \right); \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_{02} \right]$$

$$M_{tBC} \geq \max (5,965 ; 5,156) \text{ KNm} \quad ; \quad M_{tBC} = 5,965 \text{ KNm}$$

Etude de la travée CD :(travée intermédiaire)

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

$$Mt_{CD} \geq \text{Max} (5,989 ; 4,873) \text{ KNm} \quad ; \quad Mt_{AB} = 5,989 \text{ KNm}$$

Etude de la travée DE :(travée intermédiaire)

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

$$Mt_{DE} \geq \text{Max} (4,598 ; 4,074) \text{ KNm} \quad ; \quad Mt_{AB} = 4,598 \text{ KNm}$$

Etude de la travée EF :(travée intermédiaire)

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

$$Mt_{EF} \geq \text{Max} (4,924 ; 4,599) \text{ KNm} \quad ; \quad Mt_{AB} = 4,924 \text{ KNm}$$

Etude de la travée FG :(travée de rive)

$$M_{t_{AB}} \geq \max \left[\left(\max [(1 + 0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2} \right); \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} \right]$$

$$Mt_{FG} \geq \text{Max} (6,811 ; 6,466) \text{ KNm} \quad ; \quad Mt_{AB} = 6,811 \text{ KNm}$$

Calcul des efforts tranchants :

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

$$v_i = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad ; \quad v_{i+1} = \frac{-q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Pour la poutre continue reposant sur 07 appuis :

Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{L_{AB}}$$

$$T_A = \frac{5,96 \times 3,4}{2} + \frac{2,58 - 4,83}{3,4} = 12,312 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{L_{AB}}$$

$$T_B = -\frac{5,96 \times 3,4}{2} + \frac{2,58 - 4,83}{3,4} = -7,952 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{L_{BC}}$$

$$T_B = \frac{5,96 \times 3,60}{2} + \frac{(4,83 - 3,86)}{3,6} = 13,142 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{L_{BC}}$$

$$T_C = -\frac{5,96 \times 3,60}{2} + \frac{(4,83 - 3,86)}{3,6} = -8,314 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{L_{CD}}$$

$$T_C = \frac{5,96 \times 3,5}{2} + \frac{3,86 - 3,65}{3,5} = 12,576 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{L_{CD}}$$

$$T_D = -\frac{5,96 \times 3,5}{2} + \frac{3,86 - 3,65}{3,5} = -8,284 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{L_{DE}}$$

$$T_D = \frac{5,96 \times 3,2}{2} + \frac{3,65 - 3,44}{3,2} = 11,753 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{L_{DE}}$$

$$T_E = -\frac{5,96 \times 3,2}{2} + \frac{3,65 - 3,44}{3,2} = -7,319 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_E = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{L_{DE}}$$

$$T_E = \frac{5,96 \times 3,4}{2} + \frac{3,44 - 5,10}{3,4} = 12,645 \text{ KN}$$

$$T_F = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{L_{DE}}$$

$$T_F = -\frac{5,96 \times 3,4}{2} + \frac{3,44 - 5,10}{3,4} = -7,619 \text{ KN}$$

Travée FG :

$$T_F = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{L_{EF}}$$

$$T_F = \frac{5,96 \times 3,7}{2} + \frac{5,10 - 3,06}{3,7} = 13,231 \text{ KN}$$

$$T_G = -\frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{L_{EF}}$$

$$T_G = -\frac{5,96 \times 3,7}{2} + \frac{5,10 - 3,06}{3,7} = -8,821 \text{ KN}$$

Les résultats obtenus sont présentées ci-dessous.

2.2.2.7. Les sollicitations pour à L'E.L.U

Appuis	Efforts tranchants (KN)		Moments sur appuis (KN/m)	Moments en travées (KN/m)
a		12,312	2,58	5,490
b	-7,952	13,142	4,83	5,965
c	-8,314	12,576	3,86	5,989
d	-8,284	11,753	3,65	4,598
e	-7,319	12,645	3,65	4,924
f	-7,619	13,231	3,44	6,811
g	-8,821		5,10	

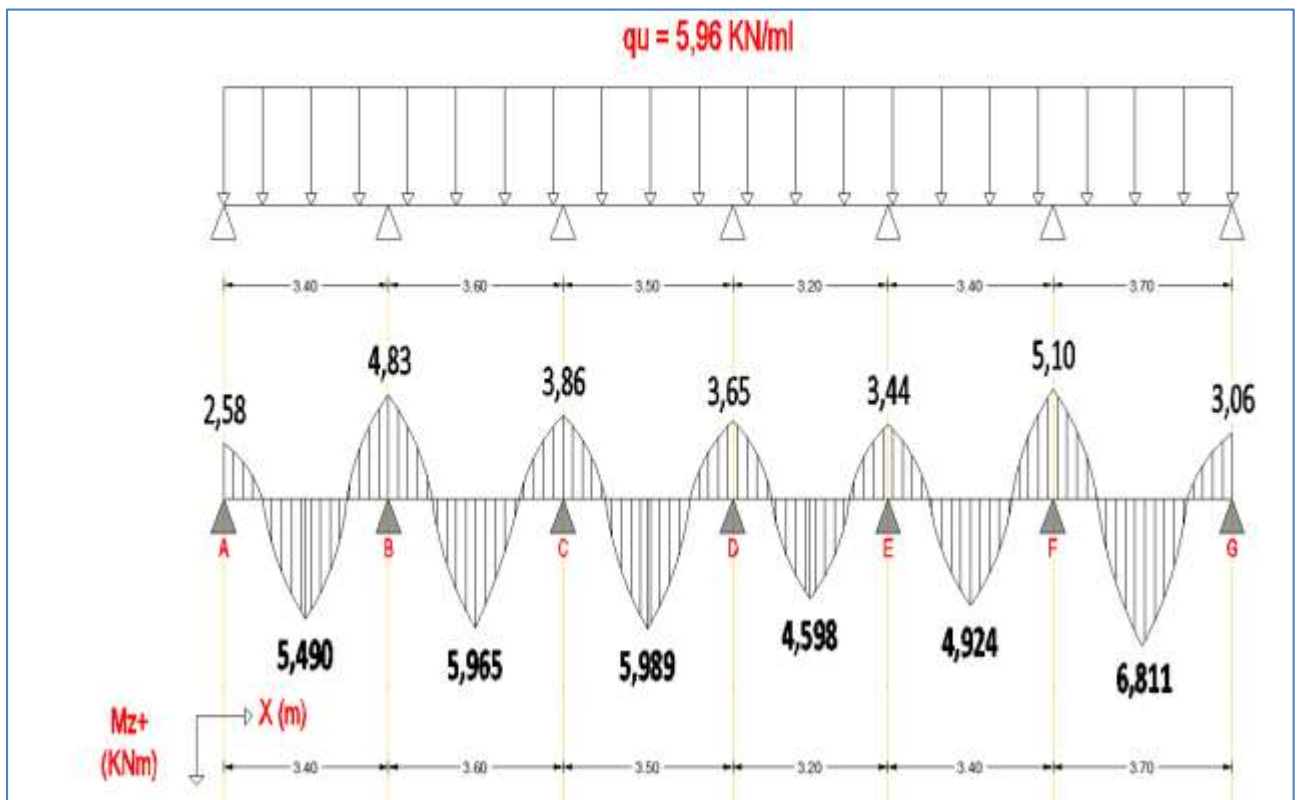


Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (plancher)

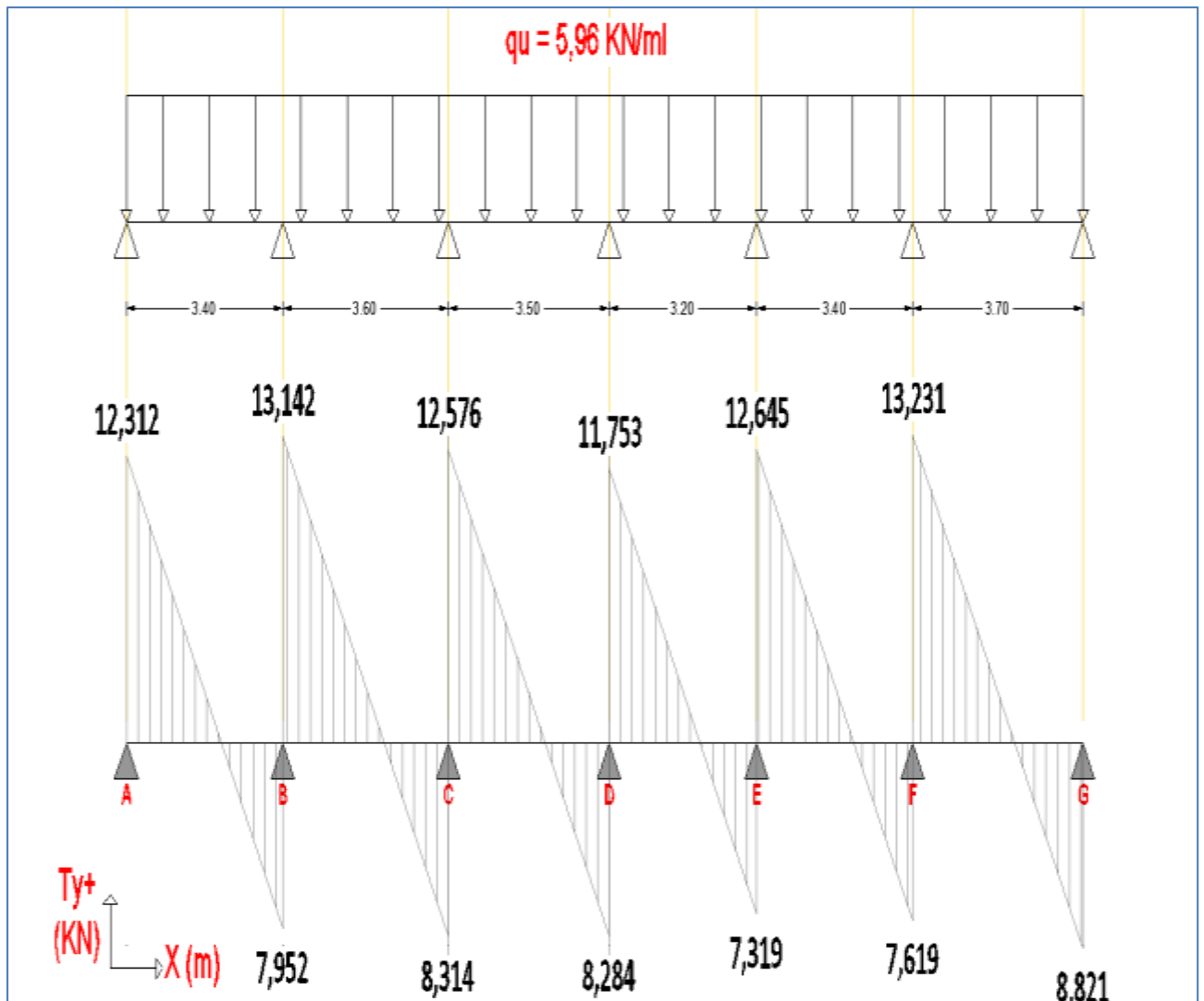


Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (plancher)

2.2.2.8. Ferrailage à l'ELU

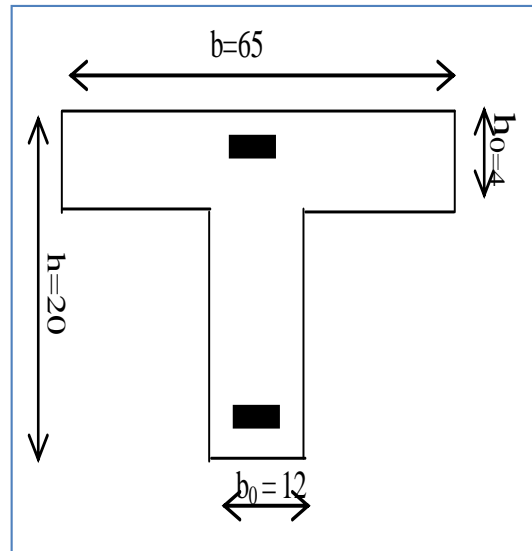
Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 6,811 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 9,084 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures longitudinales :

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h = 25 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$



a) **Armatures En Travée :**

Le moment qui peut être repris par la table de compression avec : $M_t^{\max} = 6.811 \text{ KN m}$

$$M_0 = bh_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_0 = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 6.811 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.811 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.023 < 392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_b = 0.023 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.811 \cdot 10^3}{0.988 \cdot 18 \cdot 3.48} = 1.01 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad A_{st} = 1.01 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA10 = 2,35 cm²

b) Armatures Aux Appuis

$$M_a^{\max} = 5,100 \text{ KN m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,100 \cdot 10^3}{12 \cdot (18)^2 \cdot 14,2} = 0,094 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,094 \rightarrow \beta = 0,951$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5,100 \cdot 10^3}{0,951 \cdot 18 \cdot 348} = 0,86 \text{ cm}^2 \rightarrow A_a = 0,86 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1HA10 = 1,13 cm²

2.2.2.9. Vérifications à l'E L U**a) Condition de non fragilité (Art A.4.2/BAEL91)**

$$A \geq A_{\min} \rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{❖ En travée : } A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{❖ Sur appuis : } A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,13 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Afin de vérifier la condition aux appuis, nous allons opter pour : 2HA10 = 1,57 cm²

$$A_t = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement): (Art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{13,231 \cdot 10^3}{120 \cdot 180} = 0,61 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right\} \text{ fissurations non préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,20 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right\} = \bar{\tau}_u = \min\{3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art A.6.1.3/BAEL91)

Pour qu'il n'y ait pas entraînement des barres alors Il faut vérifier cette condition : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 d \sum u} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3,14 \times (3 \times 10) = 94,2 \text{ mm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{13,231 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,20} = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.}$$

d) Longueur de scellement droit : (Art A.6.1,22)

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi_l f_e}{4 \tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 50 \text{ cm}$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets $L_c = 0,4L_s$ **BAEL 91 [Art. A.6.1]**

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

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

e) Influence de l'effort tranchant

❖ Sur le béton : (Art A.5. 1, 313/BAEL91)

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 \times d \times b_0 \rightarrow T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129,6 \text{ KN}$$

Appui intermédiaire : $T_{\max} = 13,231 \text{ KN} \leq 129,6 \text{ KN}$. **Condition vérifiée.**

Appui de rive : $T_{\max} = 13,231 \text{ KN} \leq 129,6 \text{ KN}$ **Condition vérifiée.**

❖ Sur l'acier

Appuis intermédiaire : (Art A.5. 1, 321/BAEL91)

D'après (l'Art A.5. 1, 321) du **BAEL91**, si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0,9.T_u.d$, alors on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y

ancrer une section d'armatures suffisantes pour équilibrer un effort égale a : $T_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9.d}$

$$\text{On a : } 0,9.T_u.d = 0,9 \times 13,231 \times 0,18 = 2,14 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 4,83 \text{ KN.m} > 0,9.T_u.d = 2,14 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Les armatures calculées sont suffisantes.}$$

Appuis de rive : (Art A.5. 1. 312/BAEL91)

Il est de bonne construction pour équilibrer l'effort tranchant T_u d'ancrer la nappe d'armature inférieure suffisante avec sa longueur de scellement.

$$\text{Il faut vérifier cette condition : } A_{\text{stadopté}} > A_{\text{s tan crer}} = \frac{T_u^{\max}}{f_e}$$

$$A_{s \text{ tan crer}} = \frac{T_u^{\max}}{f_e} = \frac{13,231 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{stadopté}} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ tan crer}} = 0,43 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures inférieures ancrées sur les appuis de rive sont suffisantes.

f) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (Art A.5. 1, 322/BAEL91)

Il faut vérifiée cette condition : $\sigma_{bc} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 0,9d} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 0,9d} = \frac{(13,231) \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g) Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure :(Art A.5.3,2/BAEL91)

$$S = \frac{V_u}{z} \cdot \frac{b_1}{b} = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{S}{h_0} = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0}$$

Alors pour assurer la liaison des membrures d'une poutre avec l'âme, il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{13,231 \times 10^3 \cdot (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,83 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration non préjudiciables: $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,83 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

h) Calcul des armatures transversales : (Art.A.7.2.2 / BAEL91)

Le rôle des armatures transversales est de reprendre les sollicitations due à l'effort tranchant

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right)$$

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

On adopte : $2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

i) Espacement max des armatures transversales : (Art. A .5.1, 22/ BAEL 91)

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \rightarrow \quad S_t \leq \min (16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

Calcul de l'écartement initial : (en appliquant la méthode forfaitaire de Caquot) :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28})}{0,8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Cadres droits $\Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$.

$K=1$ dans le cas général.

$2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28}) \cdot b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0,8 \times 0,56 \times 235}{(0,61 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 12} = 43,87 \text{ cm}$$

On prendra l'espacement inférieur à S_{t0} dans la série de Caquot : 7 ; 8 ; 9 ; 10 ; 13 ; 16 ; 20 ; 25 ; 25 ; 35 (cm).

\Rightarrow On prend : $S_t = 16 \text{ cm}$

Le premier cours des armatures transversales est placé à une distance du nu d'appui au plus égale à la moitié de l'écartement initiale.

\Rightarrow On prend : $S_{t0} = 8 \text{ cm}$

j) Pourcentage minimum des armatures transversales :(Art 5.1,22/BAEL91)

Il faut vérifiée cette condition : $A_{adopté} > A_{min} = \frac{0,4bS_t}{f_e}$

$$A_{min} = \frac{0,4 \times 12 \times 16}{235} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 0,56 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Conclusion

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers de $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$, avec un espacement constant de $S_t = 15 \text{ cm}$ sur la totalité des poutrelles.

2.2.2.10. Vérifications à l'ELS

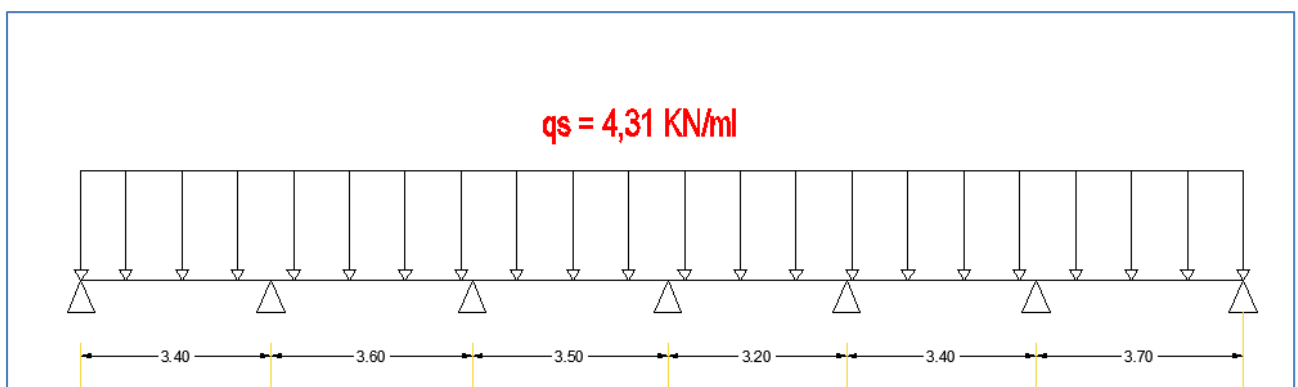
a) Combinaison de charge a l'ELS :

$$q_s = (G+Q) \times 0,65 = (5,13+1,5) \times 0,65 = 4,31 \text{ KN/ml.}$$

b) Calcul des efforts internes

Après application de la méthode forfaitaire (exposée précédemment), on obtient les valeurs des moments données ci- dessous sous forme de diagrammes.

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 5,96 \text{ KN/ml} \quad ; \quad q_s = G+Q = q_s = 4,31 \text{ KN/ml}$$



$$\beta = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4,31}{5,96} = 0,72$$

$$M_0 = \frac{q_s x l^2}{8}$$

$$M_{01} = \frac{4,31x(3,40)^2}{8} = 6,23KN.m$$

$$M_{02} = \frac{4,31x(3,60)^2}{8} = 6,98KN.m$$

$$M_{03} = \frac{4,31x(3,50)^2}{8} = 6,60KN.m$$

$$M_{04} = \frac{4,31x(3,20)^2}{8} = 5,52KN.m$$

$$M_{05} = \frac{4,31x(3,40)^2}{8} = 6,23KN.m$$

$$M_{06} = \frac{4,31x(3,70)^2}{8} = 7,38KN.m$$

Les sollicitations à L'E.L.S

Appuis	Efforts tranchants (KN)		Moments sur appuis (KN/m)	Moments en travées (KN/m)
<i>a</i>		8,903	1,87	3,970
<i>b</i>	-5,751	9,504	3,49	
<i>c</i>	-6,012	9,095	2,79	4,314
<i>d</i>	-5,990	8,499	2,64	4,331
<i>e</i>	-5,293	9,144	2,49	3,325
<i>f</i>	-5,510	9,568	3,69	3,561

g	-6,379		2,21	4,925
---	--------	--	------	--------------

Tab III-4 : Efforts internes des poutrelles 1 et 2 de l'étage de service à l'ELS

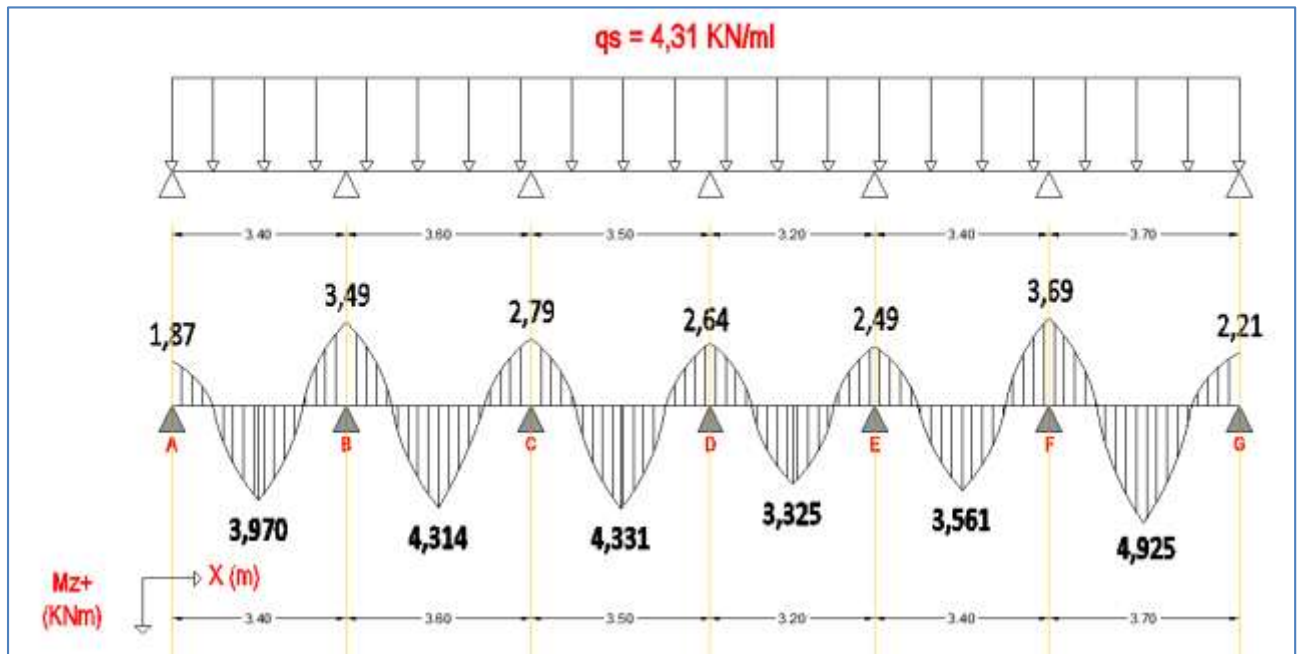


Figure III.14: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (plancher)

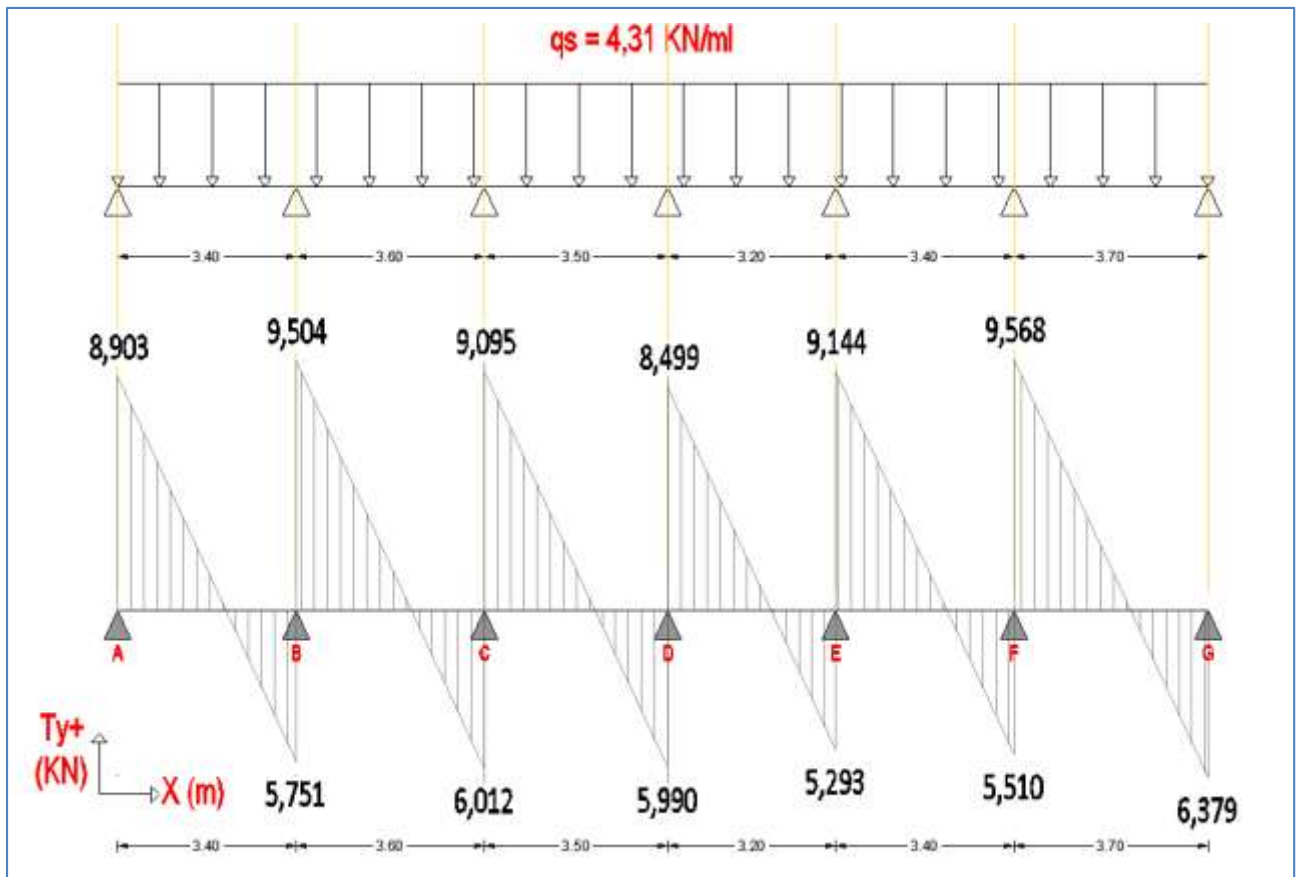


Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants ELS (plancher)

c) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/BAEL91)

La fissuration est considérée peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

d) Vérification de la résistance à la compression du béton : (Art.4.5,2/BAEL91)

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec: } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

- En travée

Contrainte dans l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad M_s = 4,925 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_s = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088 \rightarrow \rho_1 = 1,088 \rightarrow k_1 = 19,8 \rightarrow \beta_1 = 0,856$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_s} = \frac{4,925 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 235} = 136,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 136,02 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 x f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{136,02}{19,8} = 6,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sur appuis :**

Contrainte dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2,01}{12 \times 18} = 0,930$$

$$\rho_1 = 0,930 \Rightarrow k_1 = 21,76 \Rightarrow \beta_1 = 0,864$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_s} = \frac{3,688 \times 10^6}{0,864 \times 18 \times 1,13 \times 10^3} = 209,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 209,86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 x f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{209,86}{21,76} = 9,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,64MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

e) **État limite de déformation :(Art.B.6.8,424/BAEL91)**

D'après les règles du BAEL91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si la poutre est associée à un hourdis et si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \quad ; \quad \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{1}{22.5} = 0,044 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} > \frac{3,6}{f_e}$$

$$\frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009$$

Condition non vérifiée

$$\frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{4,925}{15 \times 7,38} = 0.044 \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0,054$$

Condition vérifiée

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc il faut procéder au calcul de la flèche.

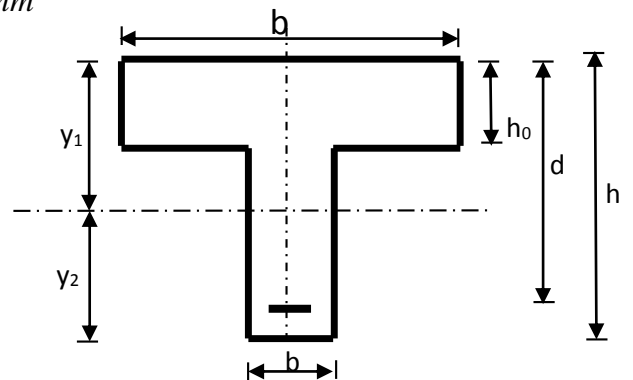
f) **Calcul de la flèche :(Art B6.5.2/BAEL91)**

On doit vérifier que :

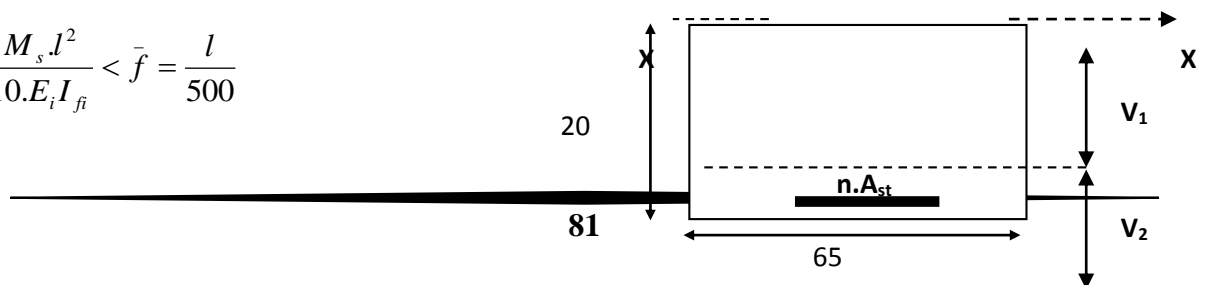
$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4 \text{ mm}$$

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

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



$$f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$



$$f_v = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Calcul du moment équilibré par la table de compression :

$$M_{s0} = \frac{b \cdot (h_0)^2}{30} \cdot \frac{\left(d - \frac{h_0}{3}\right)}{(d - h_0)} \cdot \sigma_{st} = \frac{65 \cdot (4)^2}{30} \cdot \frac{\left(18 - \frac{4}{3}\right)}{(18 - 4)} \cdot 348 = 14,36 \text{ KN.m}$$

$M_{s0} = 14,36 \text{ KN.m} > M_s = 4,925 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de section

$$(b \times h) = (65 \times 20).$$

Aire de la section homogénéisée:

$$B_0 = B + n A = b \cdot h + 15 \cdot A \rightarrow B_0 = 65 \times 20 + 15 \times 2,35 = 1335,25 \text{ cm}^2 \rightarrow B_0 = 1335,25 \text{ cm}^2$$

Le moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe (XX) :

$$\frac{S}{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d \rightarrow \frac{S}{xx} = \frac{65 \cdot (20)^2}{2} + 15 \cdot 2,35 \cdot 18 = 13634,5 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité : $V_1 = \frac{\frac{S}{xx}}{B_0} = \frac{13635,5}{1335,25} = 10,21 \text{ cm}$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,21 = 9,79 \text{ cm}^2.$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité:

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_{st} \cdot (V_2 - c)^2 \rightarrow$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \cdot (10,21^3 + 9,79^3) + 15 \cdot 2,35 \cdot (9,79 - 2)^2 = 45529,78 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{2,35}{65 \times 18} = 0,002$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,002 \cdot (2 + 3)} = 10,5$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \cdot (10,5) = 4,2$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,002 \times 187,75 + 2,1} = -0,02$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 45529,78}{1 + 4,2 \times (-0,02)} = 54675,5 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 45529,78}{1 + 10,5 \times (-0,02)} = 63395,89 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} \quad , E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{4,925 \times 10^3 \times (370)^2}{10 \times 32164,20 \times 63395,89}$$

$$f_i = 0,033 \text{ cm} < \bar{f}_i = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{4,925 \times 10^3 \times (370)^2}{10 \times 10818,86 \times 54675,5}$$

$$f_v = 0,11 \text{ cm} < \bar{f}_v = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

⇒ La flèche est vérifiée.

Conclusion : Les poutrelles seront ferrillées comme suit :

Armatures longitudinales :

3HA10 pour le lit inférieur.

2 HA10 pour le lit supérieur.

Armatures transversales :Etrier en $\Phi 6$ **Etude de la poutre sur 6 appuis**

❖ Charges permanentes

$$G = 5.13 \times 0.65 = 3.33 \text{ KN/ml.}$$

❖ Charges d'exploitations

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml.}$$

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 4.50 + 1.46 = 5.96 \text{ KN /ml.}$
- ELS : $q_s = G + Q = 3.33 + 0.975 = 4.31 \text{ KN/ml.}$

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- 1) La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/M².

$$\text{Plancher étage courant (usage d'habitation) : } Q \leq \max\{2G ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.13 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{10.26 ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 10.26 \text{ KN/m}^2 . \quad \rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

→ Condition vérifiée.

- 3) Le rapport de deux portées successives des différentes travées sont compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{3.40}{3.60} = 0.94 \quad \rightarrow \quad 0.8 \leq 0.94 \leq 1.25 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

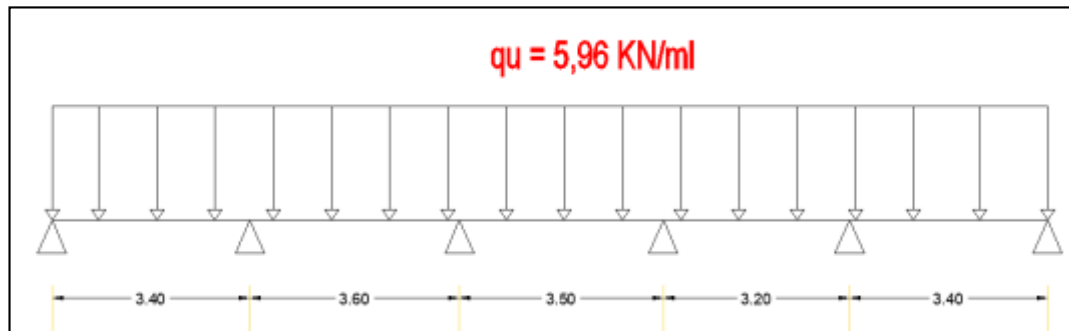
- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable. → Condition vérifiée.

Conclusion

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

Application de la méthode

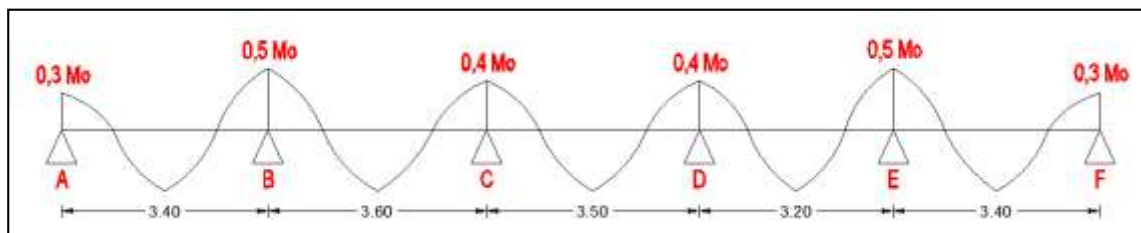
Dans notre cas, le plancher est à usage d'habitation. Il est composé de 5 travées comme représentée dans le schéma si dessous :



a) Combinaison de charge à l'ELU

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.13 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 5,96 \text{ KN/ml.}$$

b) Calcul des sollicitations à E.L.U

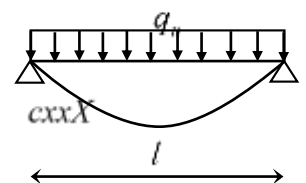


Calcul de moment isostatique

$$M_{01} = \frac{q_u l_1^2}{8}; l_1 = 3,40 \text{ m} \rightarrow M_{01} = 8,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u l_2^2}{8}; l_2 = 3,60 \text{ m} \rightarrow M_{02} = 9,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u l_2^2}{8}; l_2 = 3,50 \text{ m} \rightarrow M_{03} = 9,13 \text{ KN.m}$$



$$M_{04} = \frac{q_u l_2^2}{8}; l_2 = 3,20 \text{ m} \rightarrow M_{04} = 7,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{q_u l_2^2}{8}; l_2 = 3,40 \text{ m} \rightarrow M_{05} = 8,61 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments sur appuis

$$\mathbf{MA} = 0,3M_{01} = 0,3 \times 8,61 = \mathbf{2,58 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{MB} = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \text{Max}(8,61 ; 9,66) = \mathbf{4,83 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{MC} = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \text{Max}(9,66; 9,13) = \mathbf{3,86 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{MD} = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{02}) = 0,4 \text{Max}(9,13; 7,63) = \mathbf{3,65 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{ME} = 0,5 \text{Max} (M_{02}; M_{01}) = 0,5 \text{Max}(7,63; 8,61) = \mathbf{4,31 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{MF} = 0,3 \text{Max} (M_{02}; M_{01}) = 0,3 \text{Max} (8,61 ; 10,20) = \mathbf{2,58 \text{ KN.m}}$$

Calcul des moments en travée

Les rapports des charges :

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

Dans le cas d'une travée intermédiaire : $\frac{1+0,3\alpha}{2}$.

Dans le cas d'une travée de rive : $\frac{1,2+0,3\alpha}{2}$.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,975}{0,975+3,33} = \mathbf{0,226} \quad \text{avec :} \quad \mathbf{0 < \alpha = 0,226 < \frac{2}{3}}$$

α	$1+0,3\alpha$	$\frac{1+0,3\alpha}{2}$	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2}$
0.226	1.0678	0.534	0.634

Tableau III.2.1: Rapport de charges.**Étude de la travée AB :(travée de rive)**

$$M_{tAB} \geq \max \left[\left(\max [(1 + 0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01}] - \frac{M_A + M_B}{2} \right); \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} \right]$$

$$Mt AB \geq \text{Max} (5.49 ; 5.46) \text{ KNm} \quad ; \quad Mt AB = 5.49 \text{ KNm}$$

Étude de la travée BC :(travée intermédiaire)

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

$$Mt BC \geq \text{Max} (5.965 ; 5.156) \text{ KNm} \quad ; \quad Mt BC = 5.965 \text{ KNm}$$

Etude de la travée CD :(travée intermédiaire)

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

$$Mt CD \geq \text{Max} (5,989 ; 4,873) \text{ KNm} \quad ; \quad Mt CD = 5,989 \text{ KNm}$$

Etude de la travée DE :(travée intermédiaire)

$$M_{tDE} \geq \max \left[\left(\max [(1 + 0.3\alpha)M_{02}; 1.05M_{02}] - \frac{M_D + ME}{2} \right); \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} \right]$$

$$Mt DE \geq \text{Max} (4,168 ; 4,074) \text{ KNm} \quad ; \quad Mt DE = 4,168 \text{ KNm}$$

Etude de la travée EF :(travée de rive)

$$M_{tEF} \geq \max \left[\left(\max [(1 + 0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01}] - \frac{M_E + M_F}{2} \right); \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} \right]$$

$$Mt EF \geq \text{Max} (5,751 ; 5,460) \text{ KNm} \quad ; \quad Mt EF = 5,751 \text{ KNm}$$

Calcul des efforts tranchants :

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

$$V_i = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \qquad V_{i+1} = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Pour la poutre continue reposant sur 07 appuis :

Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{L_{AB}}$$

$$T_A = \frac{5,96 \times 3,4}{2} + \frac{2,58 - 4,83}{3,4} = 12,312 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{L_{AB}}$$

$$T_B = -\frac{5,96 \times 3,4}{2} + \frac{2,58 - 4,83}{3,4} = -7,952 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{L_{BC}}$$

$$T_B = \frac{5,96 \times 3,60}{2} + \frac{(4,83 - 3,86)}{3,6} = 13,142 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{L_{BC}}$$

$$T_C = -\frac{5,96 \times 3,60}{2} + \frac{(4,83 - 3,86)}{3,6} = -8,314 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{L_{CD}}$$

$$T_C = \frac{5,96 \times 3,5}{2} + \frac{3,86 - 3,65}{3,5} = 12,576 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{L_{CD}}$$

$$T_D = -\frac{5,96 \times 3,5}{2} + \frac{3,86 - 3,65}{3,5} = -8,284 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{L_{DE}}$$

$$T_D = \frac{5,96 \times 3,2}{2} + \frac{3,65 - 4,31}{3,2} = 12,022 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{L_{DE}}$$

$$T_E = -\frac{5,96 \times 3,2}{2} + \frac{3,65 - 4,31}{3,2} = -7,050 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$T_E = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{L_{DE}}$$

$$T_E = \frac{5,96 \times 3,4}{2} + \frac{4,31 - 2,58}{3,4} = 12,158 \text{ KN}$$

$$T_F = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{L_{DE}}$$

$$T_F = -\frac{5,96 \times 3,4}{2} + \frac{4,31 - 2,58}{3,4} = -8,106 \text{ KN}$$

Les sollicitations pour à L'E.L.U

Appuis	Efforts tranchants (KN)	Moments sur appuis (KN/m)	Moments en travées (KN/m)
--------	-------------------------	---------------------------	---------------------------

<i>a</i>		12,312	2,58	5,490
<i>b</i>	-7,952	13,142	4,83	
<i>c</i>	-8,314	12,576	3,86	5,965
<i>d</i>	-8,284	12,022	3,65	5,989
<i>e</i>	-7,050	12,158	3,65	4,598
<i>f</i>	-8,106		4,31	5,751

Remarque : Les résultats du cas précédent (poutre continue sur 7 appuis) sont plus défavorables, donc on adopte le même ferrailage que le cas précédent.

Pour rappel, les efforts les plus défavorables maintenus pour le calcul (voir le tableau récapitulatif des sollicitations de la poutre sur 7 appuis) :

$$T_{\max} = 13,142 \text{ KN}$$

$$M_a \max = 5,10 \text{ KNm}$$

$$M_t \max = 5,989 \text{ KNm}$$

Etude de la poutre sur 3 appuis

❖ Charges permanentes

$$G = 5.13 \times 0.65 = 3.33 \text{ KN/ml.}$$

❖ Charges d'exploitations

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml.}$$

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 4.50 + 1.46 = 5.96 \text{ KN /ml.}$
- ELS : $q_s = G + Q = 3.33 + 0.975 = 4.31 \text{ KN/ml.}$

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- 5) La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/M².

$$\text{Plancher étage courant (usage d'habitation) : } Q \leq \max\{2G ; 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{2 \times 5.13 ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \max\{10.26 ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 10.26 \text{ KN/m}^2 . \quad \rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

- 6) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
 \rightarrow **Condition vérifiée.**

- 7) Le rapport de deux portées successives des différentes travées sont compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{3.40}{3.60} = 0.94 \quad \rightarrow \quad 0.8 \leq 0.94 \leq 1.25 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

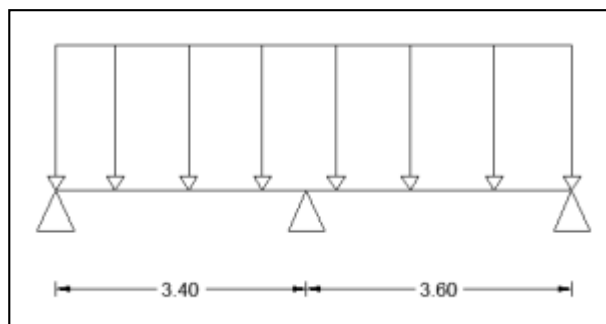
- 8) La fissuration est considérée comme non préjudiciable. \rightarrow **Condition vérifiée.**

Conclusion

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

Application de la méthode

Dans notre cas, le plancher est à usage d'habitation. Il est composé de 2 travées comme représentée dans le schéma ci dessous :



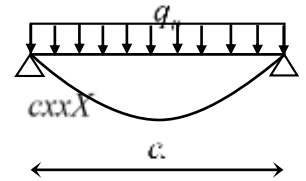
c) Combinaison de charge à l'ELU

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.13 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 5.96 \text{ KN/ml.}$$

d) Calcul des sollicitations à E.L.U**Calcul de moment isostatique**

$$M_{01} = \frac{q_u l_1^2}{8}; l_1 = 3,40 \text{ m} \rightarrow M_{01} = 8,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u l_2^2}{8}; l_2 = 3,60 \text{ m} \rightarrow M_{02} = 9,66 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments sur appuis**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 8,61 = \mathbf{2,58 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0,6 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,6 \text{Max}(8,61 ; 9,66) = \mathbf{5,79 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0,3M_{03} = 0,3(9,13) = \mathbf{2,90 \text{ KN.m}}$$

Calcul des moments en travée

Les rapports des charges :

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

Dans le cas d'une travée intermédiaire : $\frac{1+0,3\alpha}{2}$.

Dans le cas d'une travée de rive : $\frac{1,2+0,3\alpha}{2}$.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,975}{0,975+3,33} = \mathbf{0,226} \quad \text{avec :} \quad \mathbf{0 < \alpha = 0,226 < \frac{2}{3}}$$

α	$1+0,3\alpha$	$\frac{1+0,3\alpha}{2}$	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2}$
0.226	1.0678	0.534	0.634

Tableau III.2.1: Rapport de charges.

Étude de la travée AB :(travée de rive)

$$M_{t_{AB}} \geq \max \left[\left(\max \left[(1 + 0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01} \right] - \frac{M_A + M_B}{2} \right); \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} \right]$$

$$Mt_{AB} \geq \text{Max} (5.49 ; 5.46) \text{ KNm} \quad ; \quad Mt_{AB} = 5.49 \text{ KNm}$$

Etude de la travée BC :(travée de rive)

$$M_{t_{BC}} \geq \max \left[\left(\max \left[(1 + 0.3\alpha)M_{01}; 1.05M_{01} \right] - \frac{M_B + M_C}{2} \right); \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} \right]$$

$$Mt_{BC} \geq \text{Max} (5,965 ; 5,156) \text{ KNm} \quad ; \quad Mt_{BC} = 5,965 \text{ KNm}$$

Calcul des efforts tranchants :

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

$$V_i = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \qquad V_{i+1} = \frac{-q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Pour la poutre continue reposant sur 07 appuis :**Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{L_{AB}}$$

$$T_A = \frac{5,96 \times 3,4}{2} + \frac{2,58 - 5,79}{3,4} = 9,133 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{L_{AB}}$$

$$T_B = -\frac{5,96 \times 3,4}{2} + \frac{2,58 - 5,97}{3,4} = -11,076 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{L_{BC}}$$

$$T_B = \frac{5,96 \times 3,60}{2} + \frac{(5,79 - 2,90)}{3,6} = 11,566 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{L_{BC}}$$

$$T_C = -\frac{5,96 \times 3,60}{2} + \frac{(5,79 - 2,90)}{3,6} = -9,923 \text{ KN}$$

Les sollicitations pour à L'E.L.U

Appuis	Efforts tranchants (KN)		Moments sur appuis (KN/m)	Moments en travées (KN/m)
a		9,188	2,58	5,460
b	-11,076	11,533	5,79	
c	-9,923		2,90	5,965

Remarque : Les résultats du premier cas (poutre continue sur 7 appuis) sont plus défavorables, donc on adopte le même ferrailage que le cas précédent.

Pour rappel, les efforts les plus défavorables maintenus pour le calcul (voir le tableau récapitulatif des sollicitations de la poutre sur 7 appuis) :

$$T_{\max} = 13,142 \text{ KN}$$

$$M_a \max = 5,10 \text{ KNm}$$

$$M_t \max = 5,989 \text{ KNm}$$

Pour le moment sur appuis, il y a lieu de refaire le calcul et les vérifications sous un effort plus défavorable : **$M_a = 5,79 \text{ KNm}$**

Armatures Aux Appuis avec $M_a^{\max} = 5,79 \text{ KN m}$

$$\mu = 0,108 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.108 \rightarrow \beta = 0.943$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow A_a = 1,01 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté précédemment est maintenu, soit : 2HA10 = 1,57 cm²

Vérification de la condition de non fragilité sur appuis :

$$A \geq A_{\min} \rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 2.1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Les autres vérifications ne font pas intervenir le moment sur appuis, donc restent inchangées.

Conclusion : Les poutrelles seront ferrillées comme suit :

Armatures longitudinales :

3HA10 pour le lit inférieur.

2 HA10 pour le lit supérieur.

Armatures transversales :

Etrier en $\Phi 6$

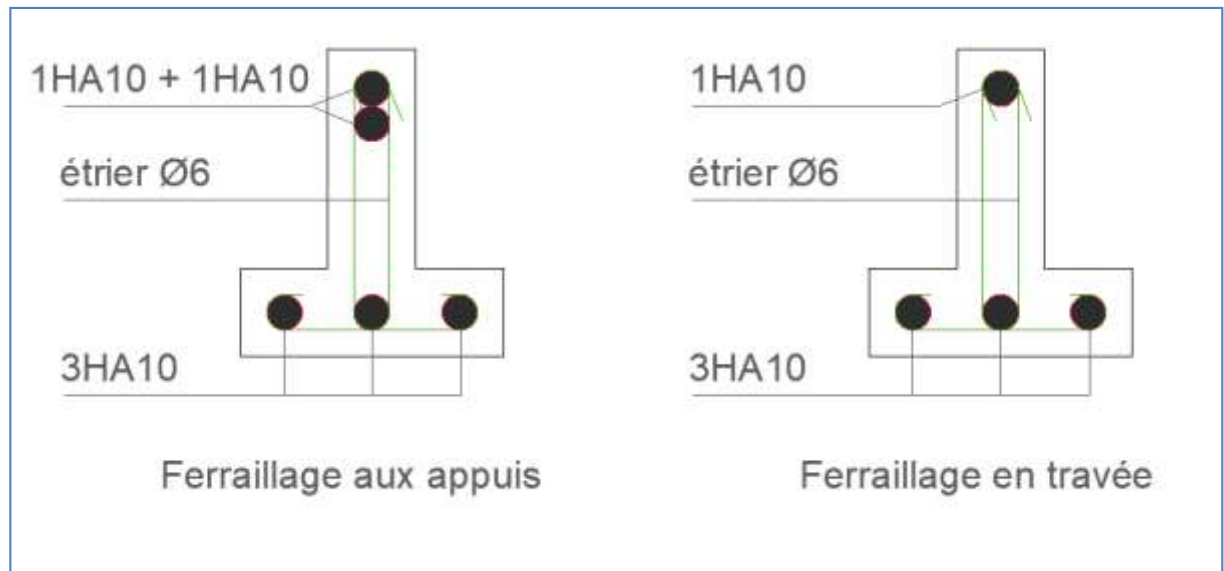


Figure III.16: Ferraillage de la poutrelle du plancher.

3. Le balcon

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher si seulement si $\rho \leq 0,4$ soumis à des charges permanentes dues à son poids propre G , au poids propre du garde corps g , et une surcharge d'exploitation Q .

Dans notre cas le balcon est considéré comme reposant sur trois extrémités, réalisée en dalle pleine. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

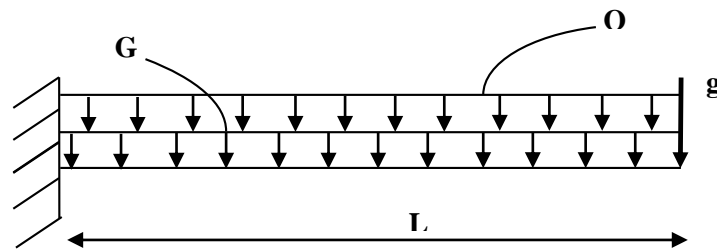


Figure III.17 : Schéma statique du balcon

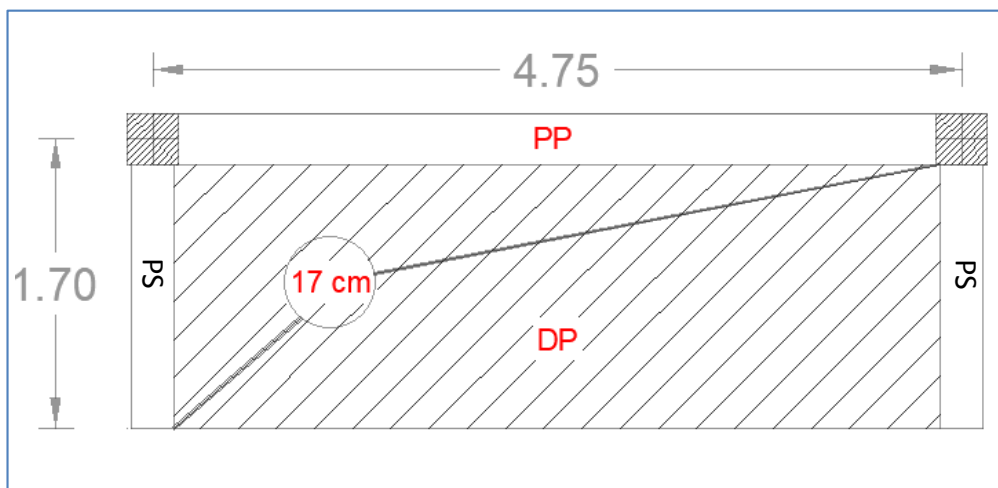
Avec :

G : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

3.1. Dimensionnement du balcon



$$\rho = \frac{l}{L} = \frac{1,70}{4,75} = 0,36 < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

Donc elle se calcule comme une console.

L'épaisseur minimale de la dalle pleine est calculée conformément à la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{l}{10}$$

Avec : l : Largeur du balcon ($l = 170$ cm).

$$e_p \geq \frac{170}{10} = 17 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 17$ cm

3.2. Détermination des charges et surcharges du balcon

Charge permanente : $G = 5.55 \text{ KN} / \text{m}^2$ (déterminée dans le chapitre II)

Charge concentrée : La charge concentrée due au poids propre du garde-corps est donnée par le tableau suivant.

N°	Désignation	Épaisseur (m)	pds volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Brique	0.1	9	0.9
2	Enduit de ciment	0.02 x 2	18	0.72
G total				1.62

Tableau III.3.1 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

Surcharge d'exploitation : D'après le DTR : $Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

3.3. Combinaisons de charges

A'ELU :

- **Dalle:** $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.55 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{m} = 12,74 \text{ KN/ml}$
- **Garde corps:** $g_u = (1.35 g) \times 1\text{m} = (1.35 \times 1.62) \times 1\text{m} = 2,19 \text{ KN/ml}$

A l'ELS :

- **Dalle :** $q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (5.55 + 3.5) \times 1\text{m} = 9.05 \text{ KN/ml}$
- **Garde corps :** $g_s = g \times 1\text{m} = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN/ml}$

3.4. Calcul des efforts internes**A l'ELU**

- **moments fléchissant :** $M_U = \frac{Q_u \cdot l^2}{2} + G_U \cdot l \rightarrow M_U = \frac{12.74 \times (1.7)^2}{2} + 2.19 \times 1.7 = 22.13 \text{ KN.m}$
- **L'effort tranchant :** $V_u = q_u \cdot l + g_u \rightarrow V_u = 12.74 \times 1.7 + 2.19 = 23.85 \text{ KN}$

A l'ELS :

- **moments fléchissant :** $M_S = \frac{Q_s \cdot l^2}{2} + G_S \cdot L \rightarrow M_S = \frac{9.05 \times (1.7)^2}{2} + 1.62 \times 1.7 = 15.83 \text{ KN.m}$
- **L'effort tranchant :** $V_s = q_s \cdot l + g_s \rightarrow V_s = 9.05 \times 1.7 + 1.62 = 17.01 \text{ KN}$

3.5. Calcul a l'ELU**3.5.1. Ferrailage**

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple. La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.



Figure III.3.2: section de balcon.

Avec :

h : Epaisseur de la section (h =15 cm).

b : Largeur de la section (b=100 cm).

c : Enrobage (c = c'=2 cm).

d : Hauteur utile (h – c = 15 – 2 = 13 cm).

3.5.1.1. Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{22.13 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.069$$

$\mu = 0.069 < \mu_l 0.392$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.069$; $\beta = 0.965$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{22.13 \times 10^3}{0.965 \times 15 \times 348} = 4.39 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : St = 25cm

3.5.1.2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec : un espacement : St = 25 cm

3.5.2. Vérification à l'ELU

3.5.2.1. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

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

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.81 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.5.2.2. Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement): (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{22.13}{100 \times 15} \times 10 = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.5.2.3. Verification de l'adhérence et d'entraînement des barres (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum \mu_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times \pi \times 1.2 = 15.07 \text{ cm} \quad \text{avec } n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.13}{0.9 \times 15 \times 15.07} \times 10 = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.09 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.14 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.5.2.4. Vérification de l'espacement (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99) :

- Pour les armatures principales

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

$$S_t \leq \min(3 \times 17 ; 33\text{cm}) = \min(51 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Pour les armatures de répartition

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

$$S_t \leq \min(4 \times 17 ; 45\text{cm}) = \min(68 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.5.2.5. Longueur de scellement

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$$

Soit : $l_s = 45 \text{ cm}$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$l_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ c}$$

3.6. Vérification à l'E.L.S

3.6.1. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91 modifiées 99)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

3.6.1. Etat limite de compression du béton (Art .A.4.5.2 du BAEL91)

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

Avec :

$$M_s = 15.83 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 15} = 0.301$$

$$\rho_1 = 0.301 \rightarrow \beta_1 = 0.722 \rightarrow K_1 = 29.86$$

$$\sigma_{st} = \frac{15.83 \times 10^3}{0.722 \times 15 \times 4.52} = 323.38 \text{ MPa}$$

Donc :
$$\sigma_{bc} = \frac{1}{29.86} \times 323.38 = 10.83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3.6.2. Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

$$\frac{17}{170} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.063$$

Condition vérifiée.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

$$\frac{h}{l} = \frac{17}{170} = 0.1 > \frac{15.83}{10 \times 15.83} = 0.1$$

Condition vérifiée.

- $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\frac{4.52}{100 \times 15} = 0.0030 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée.

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

Conclusion

Le balcon est ferrillé comme suit :

❖ **Armatures principales : 4HA12 avec $S_t=25$ cm.**

❖ **Armatures secondaires : 4HA8 avec $S_t=25$ cm.**

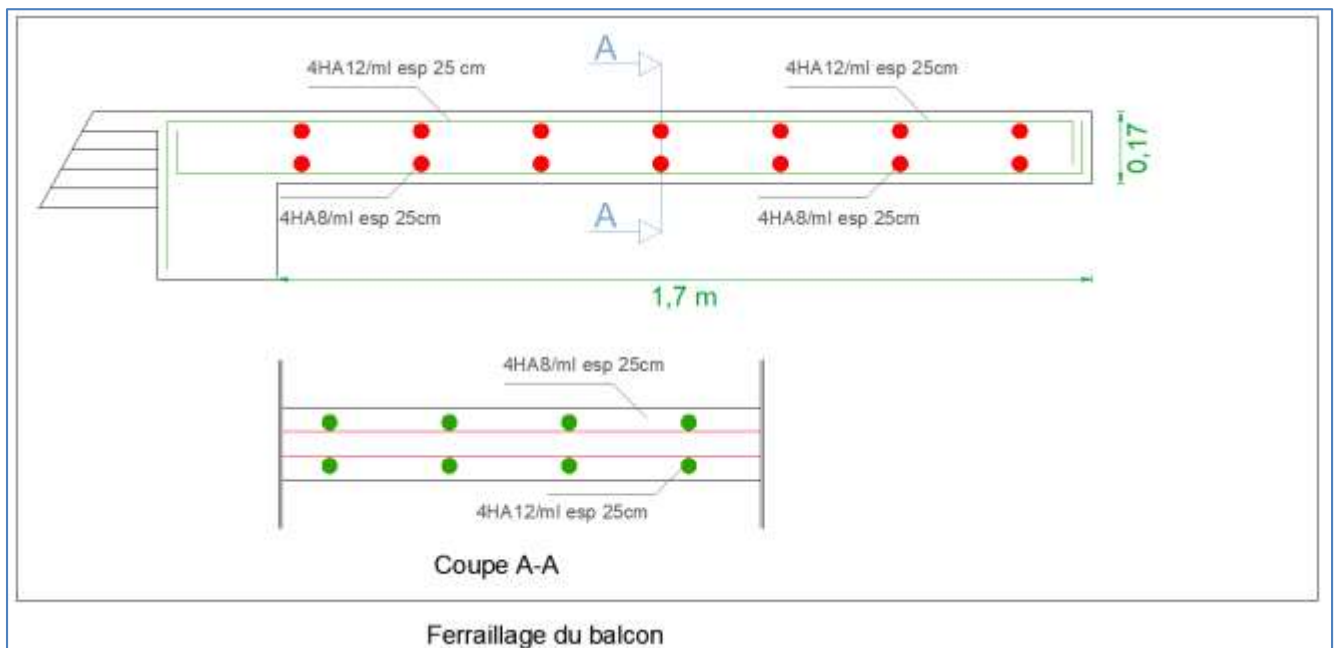


Figure III.18. Ferrailage du balcon

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.

4.1. Caractéristiques de la cage d'ascenseur

- La surface de la salle machine est de : $1.80 \times 1.60 = 2.88 \text{ m}^2$.
- La surface de la cabine est de : $1.6 \times 1.40 = 2.24 \text{ m}^2$.
- La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de : $9t$ ($P=90 \text{ KN}$).

4.2. Calcul de la dalle pleine

4.2.1. Epaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_0 \geq \frac{l_{\max}}{30} \Rightarrow h_0 \geq \frac{1.80}{30} \Rightarrow h_0 \geq 6.00 \text{ cm}$$

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 $h_0 = 15 \text{ cm}$.

4.2.2. Calcul a l'ELU

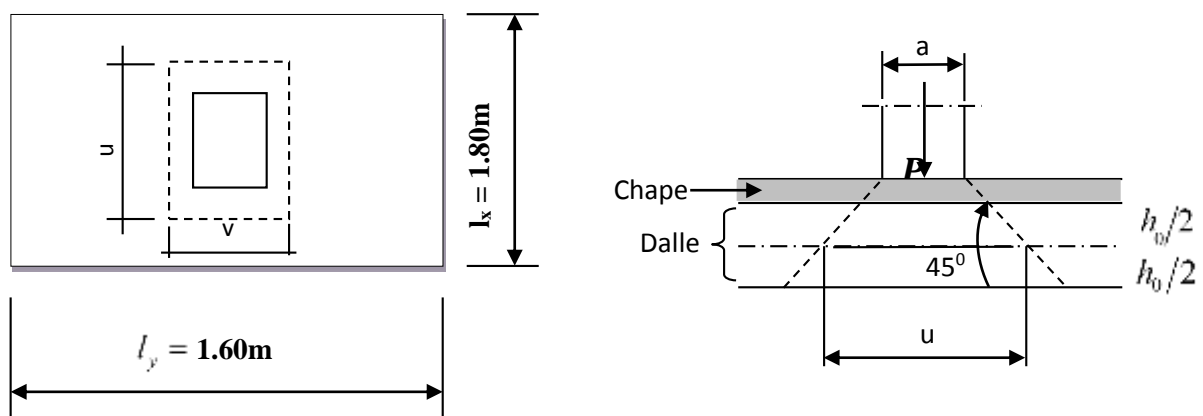


Figure III.19: schéma statique de la salle machine.

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{180} = 0.889 \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

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, $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{145}{160} = 0.906 \quad \text{et} \quad \frac{V}{L_y} = \frac{145}{180} = 0.805$$

A partir des abaques de PIGEAUD, et après interpolation : $M_1 = 0.057$; $M_2 = 0.043$

$$M_{x1} = 1.35 P \times M_1 = 1.35 \times 90 \times 0.057 = 6.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35 P \times M_2 = 1.35 \times 90 \times 0.043 = 5.23 \text{ KN.m}$$

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 :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.80} = 0.889 \quad ; \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.0468 \quad ;$$

$$\mu_y = 0.759 \quad (\text{Tiré des tableaux de Pigeaud})$$

Poids propre de la dalle

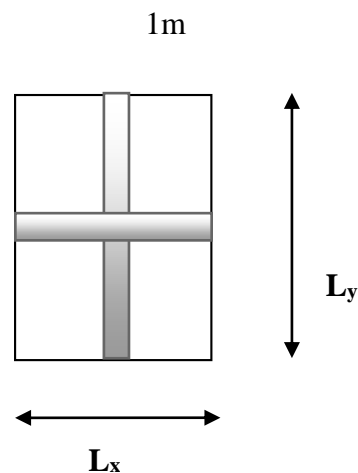
$$G = (0.15 \times 25 + 22 \times 0.05) \times 1\text{m} = 4.85 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml}$$



$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0468 \times 8.0475 \times 1.6^2 = 0.96 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.759 \times 1.963 = 0.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4.2.2.3. Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.93 + 0.96 = 7.89 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.23 + 0.73 = 5.96 \text{ KN.m}$$

4.2.2.4. Détermination des moments dans les deux sens I_x et I_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 :

✓ **aux appuis** : $M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 7.89 = -2.37 \text{ KN.m}$

✓ **en travée** : $M_x^t = 0.95 M_x = 0.85 \times 7.89 = 6.71 \text{ KN.m}$

Sens L_y :

✓ **aux appuis** : $M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 5.96 = -1.79 \text{ KN.m}$

✓ **en travée** : $M_y^t = 0.95 M_y = 0.85 \times 5.96 = 5.07 \text{ KN.m}$

4.2.3. Ferrailage de la dalle

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

4.2.3.1. Dans le sens de la petite portée (x-x)

- **En travée**

$M_u = 0.85 \times 7.89 = 6.71 \text{ KN.m}$

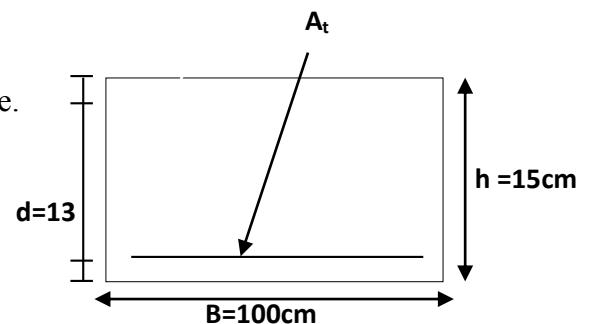
$$\mu = \frac{6.71 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.027$$

$\mu = 0.027 < \mu_l = 0.392$ \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 : **$5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$** avec un espacement : **$St = 20 \text{ cm}$**



- **Aux appuis :**

$$M_{u,x} = -0.3 \times 11.19 = -2.37 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.37 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.010$$

$$\mu = 0.010 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

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**

4.2.3.2. Dans le sens de la grande portée : y-y

- **En travée :**

$$M_{u,y} = 0.85 \times 5.96 = 5.07 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{5.07 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.021$$

$$\mu = 0.021 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

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 **S_t = 20cm**

- **Aux appuis**

$$M_{u,y} = -0.3 \times 5.96 = -1.79 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.79 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.007$$

$$\mu = 0.007 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.007 \longrightarrow \beta = 0.997$

$$A_{st} = \frac{1.79 \times 10^2}{0.997 \times 13 \times 34.8} = 0.40 \text{ cm}^2$$

Soit : $5HA8 = 2.51\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

4.3. Vérification à L'ELU

4.3.1. Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99)

- Armatures inférieures (suivant X-X)

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour fe 400

ω_x : Taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

A_{\min} : section minimale d'armatures.

$$A_{\min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.889}{2} \times 100 \times 15 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$A_{tx} = 2.51\text{cm}^2 > A_{\min}^x = 1.27 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- Armatures supérieures (suivant Y - Y) :

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{b h} \geq \omega_0 = 0.0008 \Rightarrow A_{\min}^y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

ω_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1.2 \text{ cm}^2$$

$A_{ty} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

4.3.2. Diamètre maximale des barres

On doit vérifier que $\emptyset \leq \emptyset_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$

Avec :

\emptyset : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\theta = 8 \text{ mm} < \theta_{\max} = 15 \text{ mm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4.3.3. Espacement des barres

- Armatures suivant xx

$$S_{\max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures suivant yy

$$S_{\max} = 20 < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1.45 + 1.45) = 5.8 \text{ m.}$$

$$Q = 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 5.8 \times 0.15 \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 652.50 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1.35 \times 90 = 121.50 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121.50 \text{ KN} < Q = 652.50 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les armatures transversales sont inutiles.

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.**

4.4. Calcul à l'ELS

4.4.1. Moments engendrés par le système de levage :

A l'ELS $v = 0.2$; $M_1 = 0.057$, $M_2 = 0.043$

$$M_{x1} = 90(0.057 + 0.2 \times 0.043) = 5.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90(0.2 \times 0.057 + 0.043) = 4.90 \text{ KN.m}$$

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 :

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\mu_x = 0.0539 \quad ; \quad \mu_y = 0.832 \quad (\text{Tirer des tableaux de Pigeaud})$$

$$q_s = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0539 \times 5.85 \times 1.6^2 = 0.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.832 \times 0.81 = 0.67 \text{ KN.m}$$

4.4.3. Superposition des moments :

$$M_x = 5.91 + 0.81 = 6.72 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 4.90 + 0.67 = 5.57 \text{ KN.}$$

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 L_x :

- **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 L_y :

- **aux appuis** : $M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 5.57 = -1.67 \text{ KN.M}$
- **en travée** : $M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 5.57 = 4.73 \text{ KN.M}$

4.5. Vérification à l'ELS

4.5.1. Etat limite de fissuration

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

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 $st= 20\text{ cm}$.

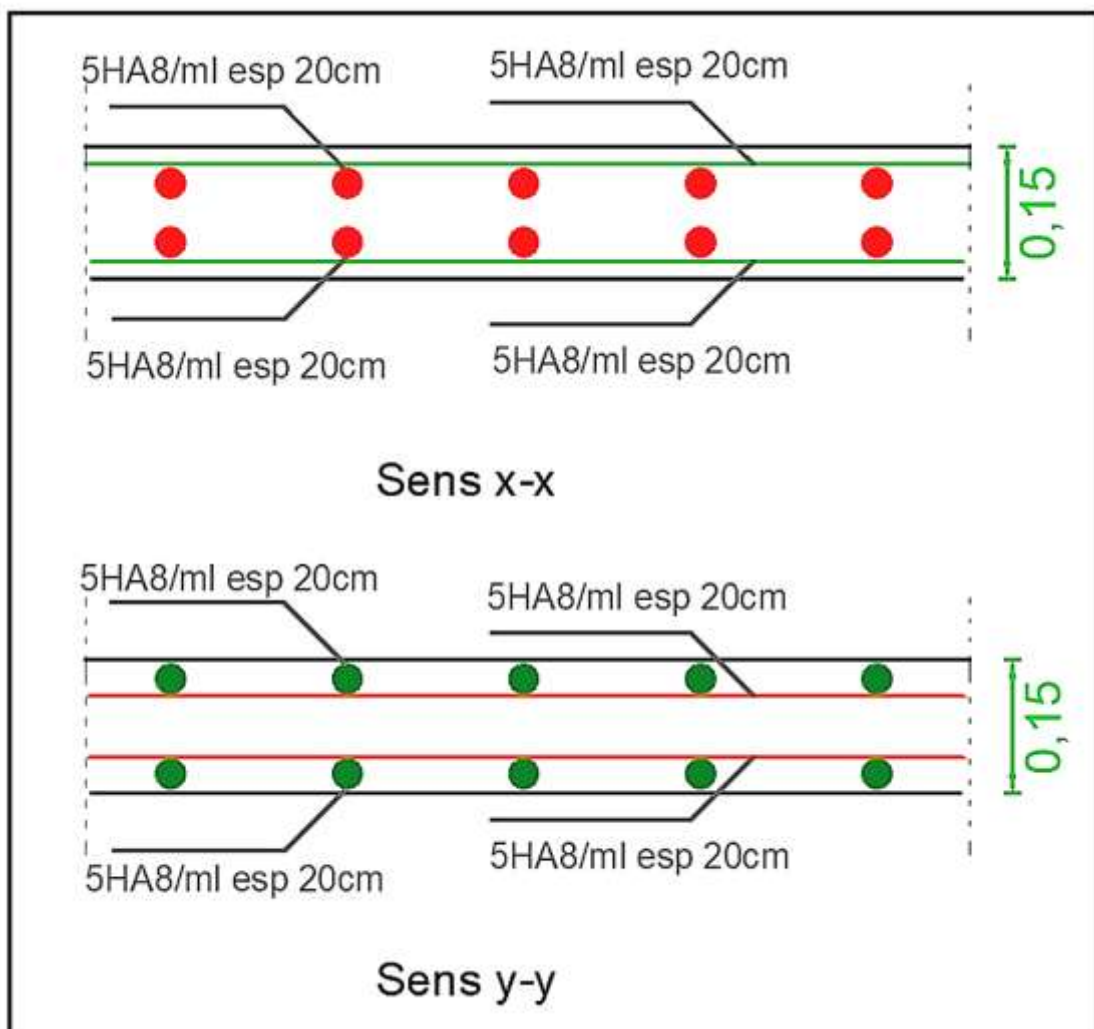
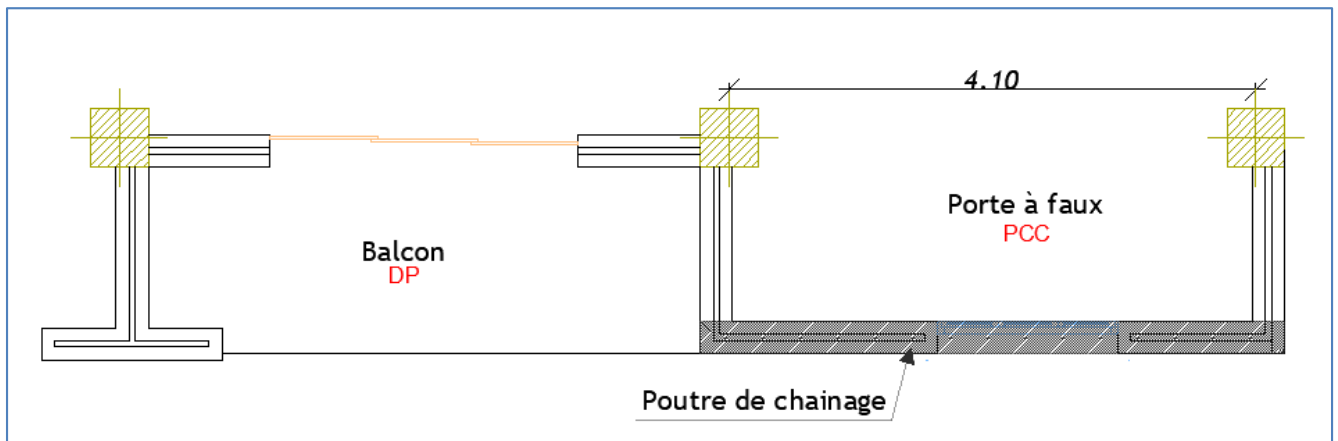


Figure III.20 : Ferrailage de la dalle salle machine

5. Etude de la poutre de chaînage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis simple elle sert à relier les consoles entre elles. Elle supporte son poids propre, le poids du plancher ainsi que le poids de la cloison.



5.1. Dimensionnement

D'après le (Art 9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

Dans notre cas, la poutre sert d'appui à reprendre le poids des cloisons.

$$h \geq \max (2/3 \times 30\text{cm} ; 15\text{cm}) \quad \rightarrow \quad h=20\text{cm}$$

5.1.1 Condition de la flèche

La hauteur

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{410-30}{15} \leq h \leq \frac{410-30}{10}$$

$$25,33 \leq h \leq 38 \quad \rightarrow \quad h=30 \text{ cm}$$

La longueur

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad b=20 \text{ cm}$$

5.1.2. Exigences du RPA 99/2003 ;

{	$h \geq 30 \text{ cm}$	Donc on prend	$h = 30 \text{ cm}$
	$b \geq 20 \text{ cm}$		
	$h/b < 4$		

5.2. Evaluation des charges et surcharges

❖ Les charges permanentes

Le poids propre de la poutre : $0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$.

Le poids propre du cloison $(3.06 - 0.30)2.36 = 6.51 \text{ KN/ml}$.

Le poids propre du plancher $5,13 \times (0.65/2) = 1.67 \text{ KN/ml}$.

$$G = 9,68 \text{ KN/ml}$$

❖ La surcharge d'exploitation

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.487 \text{ KN/ml}$$

5.3. Combinaisons de charges :

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5q = 1,35 \times 9,68 + 1,5 \times 0.487 = 13,80 \text{ KN/ml}$.
- ELS : $q_s = G + Q = 9,68 + 0.487 = 10,17 \text{ KN/ml}$.

5.4. Etude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis

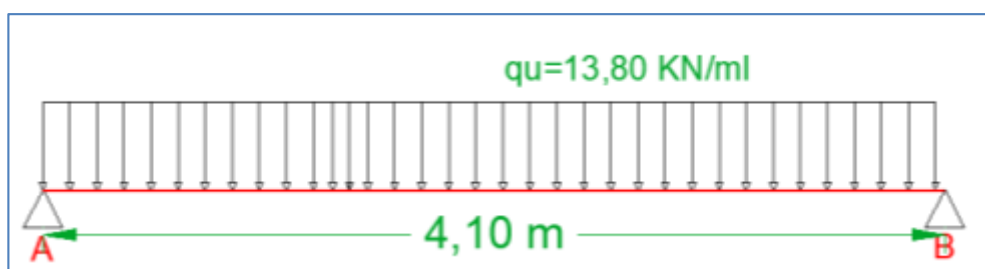


Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU

5.4.1. Calcul des efforts internes

Les moments fléchissant

$$M_{\max} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{13,80 \times 4,10^2}{8} = 29,00 \text{ KN.m}$$

Les réactions d'appuis

$$R_a = R_b = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{13,80 \times 4,10}{2} = 28,29 \text{ KN.m}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semis encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

- 0,85 M max en travées
- -0,30 M max aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

En travée $M_t = 0,85M = 24,65 \text{ KN.m}$

Aux appuis $M_a = M_b = -0,3M_{\max} = -8,70 \text{ KN.m}$

Les efforts tranchant

$$t(x) = -13,80x + 28,29 \quad \left\{ \begin{array}{ll} \text{pour } x=0\text{m} & \rightarrow t(x) = 28,29 \text{ KN} \\ & x=4,10 \text{ m} \rightarrow t(x) = -28,29 \text{ KN} \end{array} \right.$$

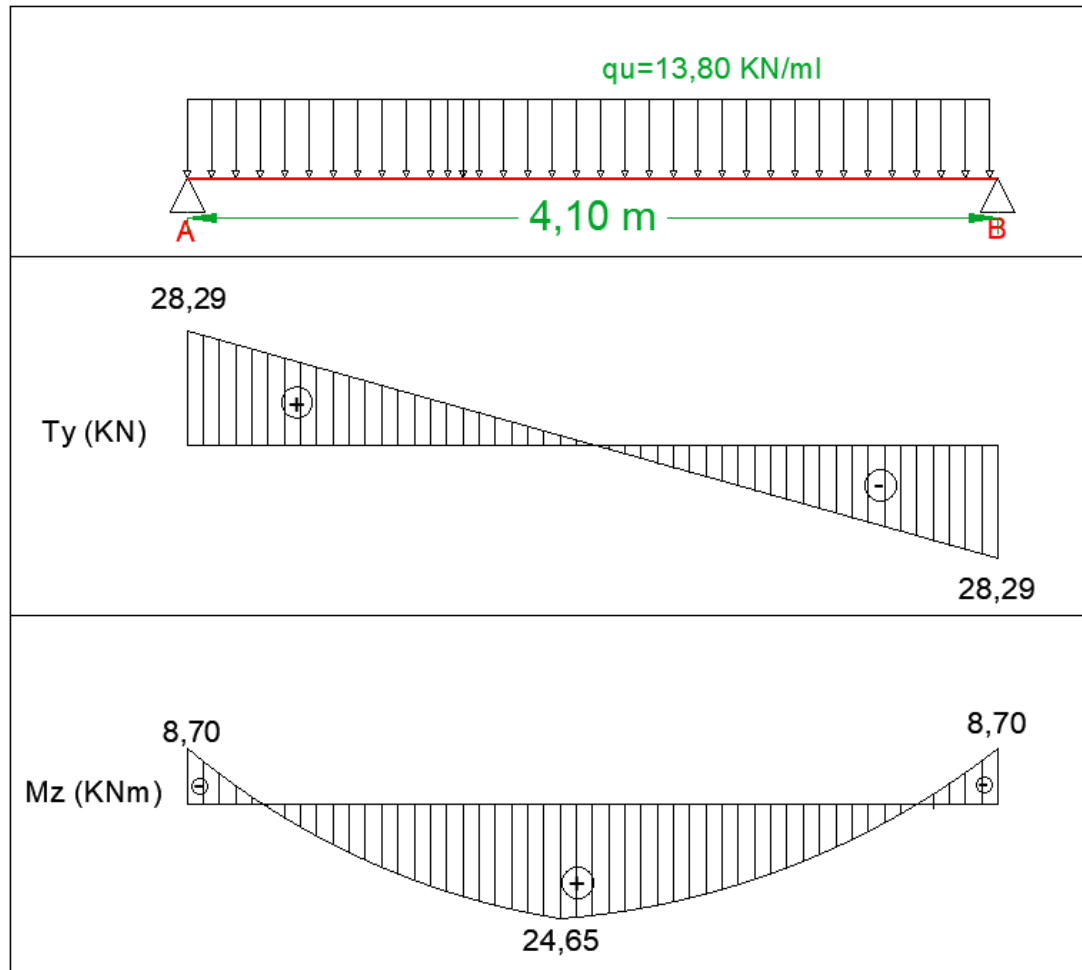


Figure III.21 : Diagramme des Efforts internes à l'ELU de la poutre de chaînage.

5.4.2. Calcul des armatures

5.4.2.1. En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24,65 \times 10^3}{20 \times 27^2 \times 14,2} = 0,119$$

$$\mu = 0,119 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

à partir des abaques, on la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,119 \text{ et } \beta = 0,936$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_{e}/\gamma_s} = \frac{24,65 \cdot 10^3}{0,936 \times 27 \times 384} = 2,54 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

On prendra : $3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

5.4.2.2. Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,70 \times 10^3}{20 \times 27^2 \times 14,2} = 0,042$$

$\mu = 0,042 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

à partir des abaques, on la valeur de β correspondant.

B=0.979

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{8,7 \times 10^3}{0,979 \times 27 \times 384} = 0,86 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

On prendra : $3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

5.3. Vérification à l'ELU**5.3.1. Condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99).****Calcul de la section minimale**

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 20 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

✓ **Aux appuis**

$A_{\text{adopte}} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 0.65 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

✓ **En travée**

$A_{\text{adopte}} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 0.65 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.3.2. Vérification aux cisaillements (BAEL91/99 Art5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec } T_{max} = 28,29 \text{ KN.}$$

Calcul la contrainte de cisaillement admissible.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Calcul la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} = \frac{28,29 \times 10^3}{200 \times 270} = 0,524 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition est vérifiée, Pas de risque de cisaillement.

5.3.3. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL Art6.1. 3).

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times 3,14 \times 1,2) + (3 \times 3,14 \times 1,2) = 22,608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28,29 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 226,08} = 0,515 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,515 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

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

5.3.4. Influence de l'effort tranchant

✓ Influence sur les aciers (BAEL91/99 Art A 5.1.312).

$$A_u \geq \frac{T_u + |M_u|}{0,9 d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \frac{28,29 \times 10^3 + 24,65 \times 10^3}{0,9 \times 270} \times \frac{1,15}{400} = 0,626 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3,39 > A_u = 0,626 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).

$$\frac{2 T_{\max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

$$T_{\max} \leq \frac{0,36 \times 25 \times 200 \times 270}{1,5} = 324 \times 10^3 \text{ N} = 324 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 28,29 \text{ KN} < 324 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

5.3.5. Encrage des armatures (longueur de scellement) (BAEL Art6.1. 22).

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

En travée

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}$$

Soit $L_s = 20 \text{ cm}$

Aux appuis

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}$$

Soit $L_s = 20 \text{ cm}$

5.36. Calcul des armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi < \min \left\{ \frac{H}{35}; \phi_L; \frac{B}{10} \right\} = \{8,6; 12; 20\} = 8,6 \text{ mm}$$

On opte pour une section d'armature **4HA8** $\Rightarrow A_{Tr} = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement des barres : (Art 7-5-2-2/RPA 99 version 2003)**

$$S_t \leq \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \{0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\} = 27 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4}; 12\phi \right\} = \min(7,5; 9,6),$$

on opte pour $S_t = 10 \text{ cm}$.

- **En zone courante**

$$S_t \leq 12 \text{ cm}, \text{ on opte pour } S_t = 10 \text{ cm}.$$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{\min} = 0,003 \times S \times b \Rightarrow 0,003 \times 10 \times 20 = 0,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,60 \text{ cm}^2 < A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

5.4. Vérifications à l'ELS

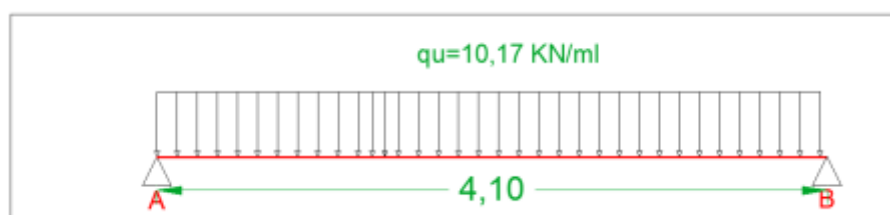


Schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELS.

5.4.1. Les moments fléchissant

$$M_{\max} = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{10,17 \times 4,10^2}{8} = 21,37 \text{ KN.m}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semis encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correctifs de valeur égale à :

- 0,85 M max en travées
- 0,50 M max aux appuis

On obtient les valeurs des moments ci-dessous :

- **En travée** $M_t = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 21,37 = 18,16 \text{ KN.m}$
- **Aux appuis** $M_a = M_b = -0,3M_{\max} = -0,3 \times 21,37 = -6,41 \text{ KN.m}$

5.4.2. Les efforts tranchant

$$T_A = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{10,17 \times 4,10}{2} = 20,85 \text{ KN}$$

$$T_b = \frac{-q_s \cdot L}{2} = \frac{-10,17 \times 4,10}{2} = -20,85 \text{ KN}$$

5.4.3. Diagramme des Efforts internes

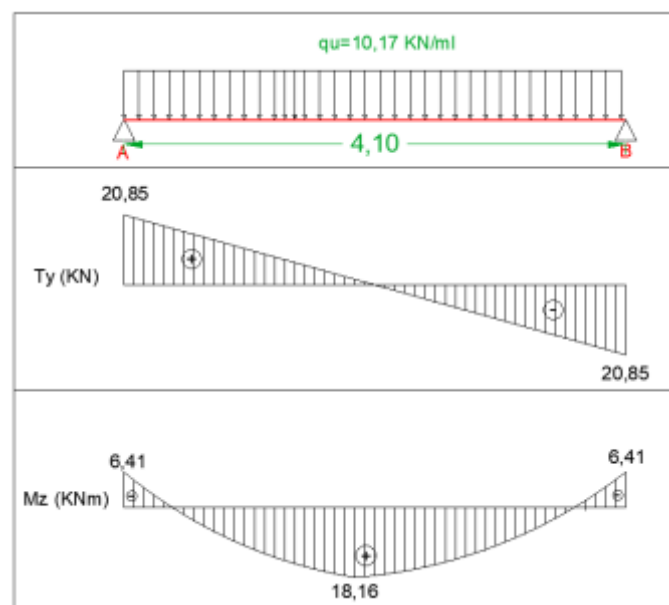


Figure III.22 : Diagramme des Efforts internes à l'ELS de la poutre de chaînage.

5.4.4. Vérification des contraintes

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Dans l'acier}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Dans le béton}$$

Aux appuis

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers

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

$$\text{Avec} \quad A_{Ap} = 3.39 \text{ cm}^2 ; M_{SA} = 6,41 \text{ KN.m} ; d = 27 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 27} = \mathbf{0,63}$$

$$\left. \begin{array}{l} \{K_1 = 27,73\} \\ \{\beta_1 = 0,883\} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,41 \times 10^3}{3.39 \times 0.883 \times 27,73} = 77,22 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec} \quad \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 77,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{27,73} = 0,036$$

$$\sigma_{bc} = 0,036 \times 27,73 = 0,998 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,998 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

En travée**❖ Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \quad ; \quad M_t = 18,16 \text{ KN.m} \quad ; \quad d = 27 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 27} = 0,63$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 27,73 \\ \beta_1 = 0,883 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{18,16 \times 10^3}{0,883 \times 27 \times 3.39} = 224,69 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 224,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition est vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{27,73} = 0,036$$

$$\sigma_{bc} = 0,036 \times 224,69 = 8,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition est vérifiée.}$$

5.4.5. Vérification de la flèche (BAEL 91/99 Art 6.5.2)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec : } h = 40 \text{ cm hauteur totale,}$$

$L = 4.10 \text{ m}$ portée entre nus d'appuis,

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad \text{Avec : } M_t : \text{moment maximum en travée,}$$

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{3.39}{f_e} \quad \text{Avec } A : \text{section des armatures,}$$

b : longueur da la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,30}{4,10} = 0,073 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{18,16}{10 \times 21,37} = 0,085 < \frac{h}{l} = 0,073 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,39}{20 \times 27} = 0,006 < \frac{3,39}{400} = 0,008 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions ne sont pas vérifiées donc il faut la vérification de la flèche.

Il faut vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_u I} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$$

Avec

\bar{f} : la flèche admissible

E_u : module de déformation différée

$$E_u = 3700 \sqrt[3]{f_{28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{b}{3} + (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2 \\ I = \frac{20}{3} + (14,17^3 + 15,29^3) + 15 \times 3,39(15,29 - 4)^2 \end{array} \right.$$

$$I = 12907,95 \text{ cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 = \left(\left(h^2 \cdot \frac{b}{2} \right) + 15A_t \cdot 2 \right) / (b \cdot h + 15A_t) \\ V_1 = \left(\left(30^2 \times \frac{20}{2} \right) + 15 \times 3,39 \times 2 \right) / (20 \times 30 + 15 \times 3,39) \\ V_1 = 14,71 \text{ cm} \\ V_2 = h - V_1 \end{array} \right.$$

$$V_2 = 30 - 14,71$$

$$V_2 = 15,29 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{5}{384} \times \frac{10.17 \times 4.10^2}{12907,95 \times 10^3 \times 10818.865 \times 10^{-8}} = 0,0015 \leq \frac{1}{500} = 0.002 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Conclusion : Les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas de risque de flexion et les armatures calculées à l'état limite ultime sont suffisantes. Il n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'état limite de service.

Armatures longitudinales :

- En travée : 3HA12
- Aux appuis : 3HA12

Armatures transversales : 4HA8

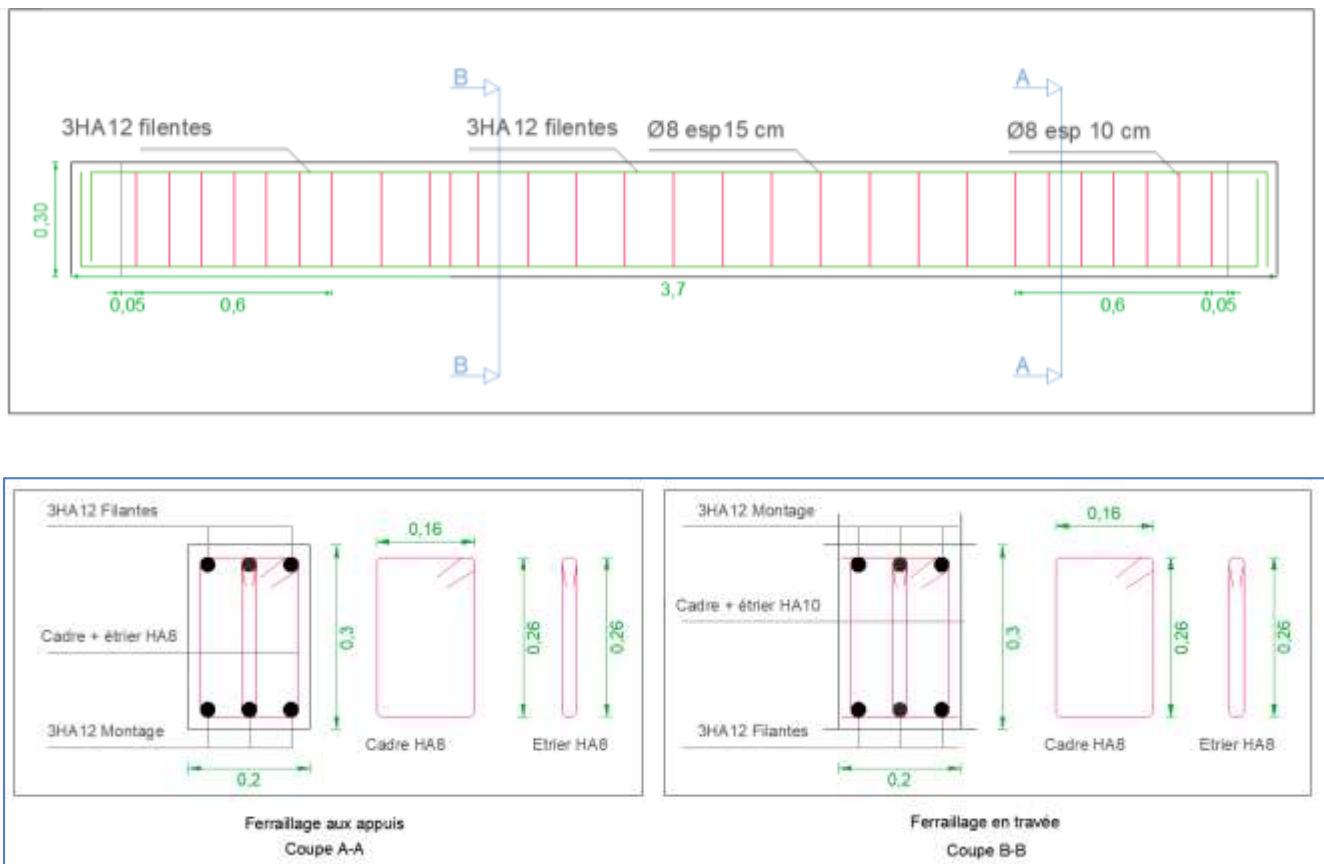


Figure III.23 : Schéma du ferrillage de la Poutre de chaînage

6. L'escalier

6.1. Introduction

Un escalier est un ouvrage constitué de marches et contremarches qui permet de passer d'un niveau à un autre.

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.

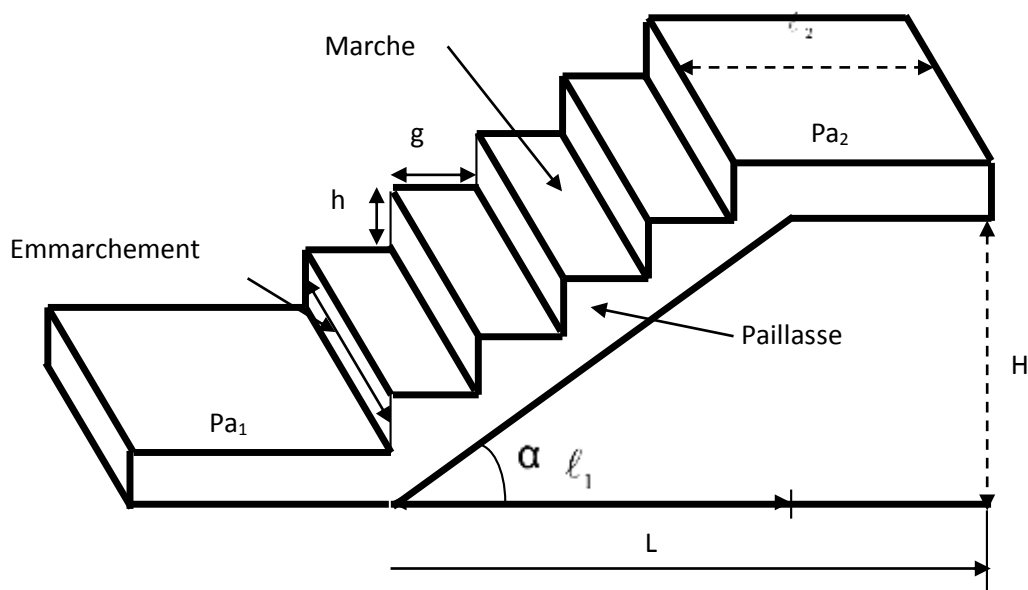


Figure III.24 : Terminologie de l'escalier

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.

3.2. Pré dimensionnement

Les escaliers desservant notre bâtiment sont de type : Escalier à deux quart tournant comportant trois volées et deux paliers de repos.

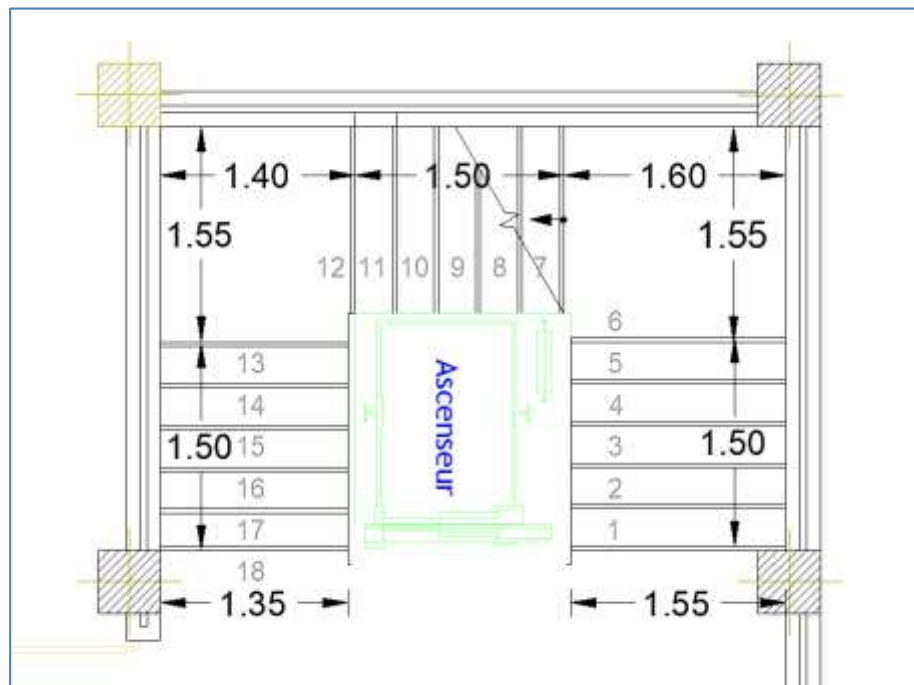


Figure III.25 : Vue en plan de l'escalier

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 $h = 17 \text{ cm}$.

6.2.1. Détermination de l'épaisseur des paillasses et des paliers :

L'épaisseur des paillasses 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

$L_1 = 1.50 \text{ m}$ (longueur de la volée en plan)

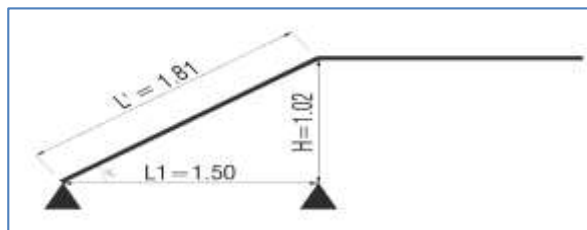
$H = 1.02 \text{ m}$ (hauteur verticale d'une volée)

α : Angle d'inclinaison de la volée

$$\tan^{-1} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{1.02}{1.50} = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.22^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} \rightarrow L' = 181 \text{ cm}$$

$$L_0 = L' + 1.25 \rightarrow L_0 = 181 + 1.25 \rightarrow L_0 = 306 \text{ cm}$$



$$\text{Epaisseur de la paillasse : } \frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \rightarrow \frac{306}{30} \leq e \leq \frac{306}{20} \rightarrow 10.2 \leq e \leq 15.3$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

6.2.2. 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 : $L= 1.50$ 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

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.

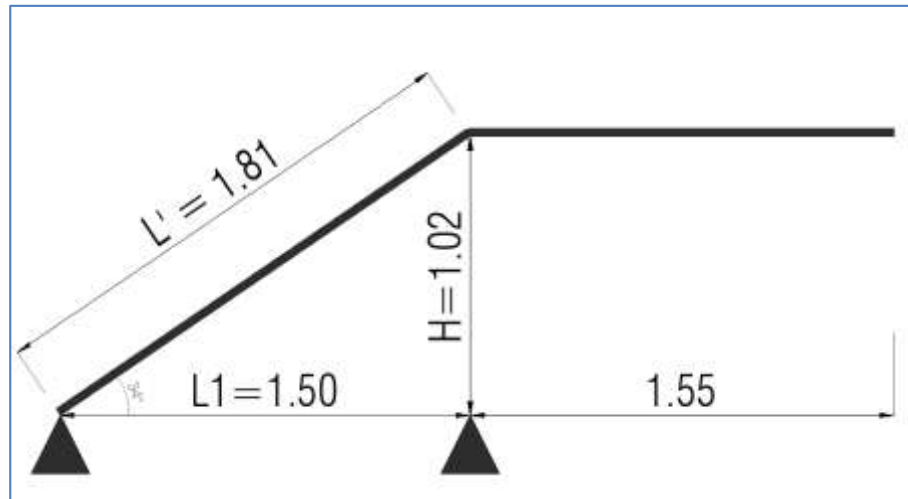
Finalement, le pré-dimensionnement de l'escalier est comme suit :

- Epaisseur du palier : 15 cm
- Longueur du palier : 1.55 m
- Epaisseur de la volée : 15 cm
- Longueur de la volée : 1.50 m
- Hauteur de la marche : 17 cm
- Longueur du giron : 30 cm

6.3. Etude de la 1^{ère} et la 3^{ème} volée

Le calcul se fera en flexion simple pour la 1 mètre d'embranchement et une bande de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

Figure : Schéma statique de la volée 1 et 3



6.3.1. Détermination des charges et des surcharges

Tableau III-1 : Charge totale de la volée.

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	4,54
07	Poids propre du garde-corps				0,20
G total :					8,38

Poids propre de la paillasse : $25 \times 0.15 / \cos\alpha = 4,54 \text{ KN/m}^2$

Poids propre des marches : $25 \times ep/2 = 25 \times 0.17 / 2 = 2,12 \text{ KN/m}^2$

Tableau : charges totale du palier

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

6.3.2. Combinaisons de charge et surcharge

ELU : 1,35G+1,5Q

La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 8,38 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 15,06 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_{2u} = (1,35 \times 5,27 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,86 \text{ KN/ml}$

ELS : G+Q

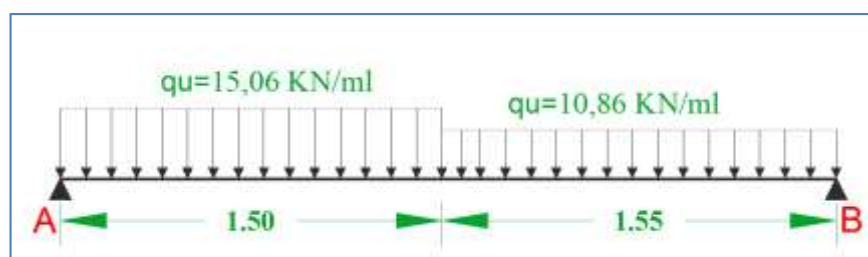
La paillasse : $q_{1s} = (8,38 + 2,5) \times 1 = 10,88 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_{2s} = (5,27 + 2,5) \times 1 = 7,77 \text{ KN/ml}$

6.3.3. Calcul à l'ELU

6.3.3.1. Calcul des efforts internes

Figure : Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU



6.3.3.2. Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F/y = 0$$

$$\rightarrow R_A + R_B = (15,06 \times 1,50) + (10,86 \times 1,55) = 39,42 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\rightarrow R_A \times (1,50+1,55) - [(15,06 \times 1,50) \times (1,50/2+1,55)] - (10,86 \times 1,55) = 0$$

$$\rightarrow R_B \times 3,05 - 51,96 - 16,83 = 0$$

$$R_B = (51,96+16,83) / 3,05 \rightarrow R_B = 22,55 \text{ KN}$$

$$R_B + R_A = 39,42 \text{ KN} \rightarrow R_A = 16,87 \text{ KN}$$

6.3.3.3. Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU**Tronçon : $0 \leq x \leq 1,50 \text{ m}$**

Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0$$

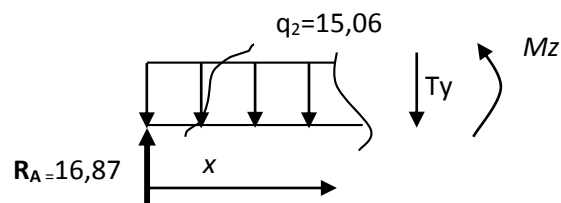
$$\rightarrow T(x) = R_A - q_{u2}(x) = 0$$

$$\rightarrow T(x) = 16,87 - 15,06(x) = 0$$

$$\rightarrow x = 16,87 / 15,06 = 1,12 \text{ m} \subset [0; 1,50] \text{ m.}$$

Moments fléchissant :

$$M(x) = R_A(x) - q_{u2}(x) \cdot \frac{(x)}{2} \rightarrow M(x) = 16,87(x) - 15,06 \frac{x^2}{2}$$

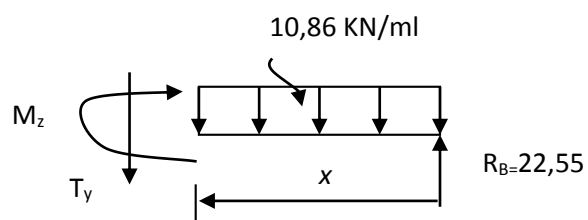
**Tronçon : $1,50 \leq x \leq 3,05 \text{ m}$**

Efforts tranchants :

$$\Sigma F/y = 0$$

$$T(x) = -R_B + q_{u1}(x)$$

$$T(x) = 10,86(x) - 22,55$$



Moments fléchissant :

$$M(x) = + R_B(x) - q_{ul}(x) \cdot \frac{(x)}{2} = 22,55(x) - 10,86 \frac{x^2}{2}$$

Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -10,86(x) + 22,55 = 0 \Rightarrow x = 2,08 \text{ m}$$

Le moment est max pour la valeur : **2,08 m**

$$D'où : M_z^{\max}(2,08) = -10,86 \times \frac{2,08^2}{2} + 22,55 \times 2,08 \Rightarrow M_z^{\max} = \mathbf{23,41 \text{ KN.m}}$$

$$M_{\max}(2,08 \text{ m}) = \mathbf{23,41 \text{ KN.}}$$

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 ≤ 1,50	16,87 - 15,06 (x)	16,87 (x) - 15,06 $\frac{x^2}{2}$	0	16,87	0
			1,50	- 5,72	8,36
1,50 ≤ x ≤ 3,05	- 22,55 + 10,86 (x)	22,55 (x) - 10,86 $\frac{x^2}{2}$	0	- 22,55	0
			1,55	-5,72	21,91

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 0.3et 0.85 respectivement.

• **Moment en appuis :** $M_a = (-0,3) M_z^{\max} = (-0,3) \times (23,41) = \mathbf{-7,02 \text{ KN.m}}$

• **Moment en travée :** $M_t = (0,85) M_z^{\max} = (0,85) \times (23,41) = \mathbf{19,90 \text{ KN.m}}$

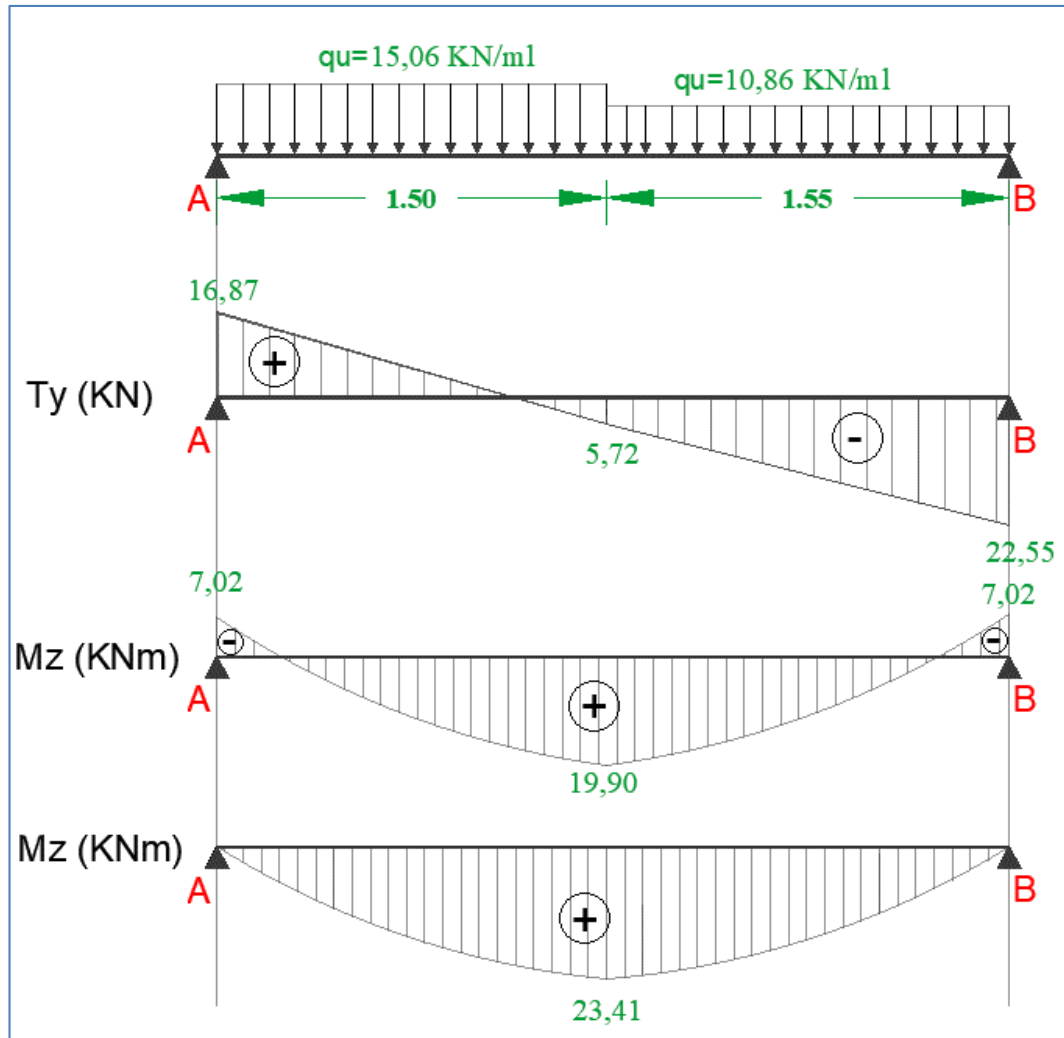


Figure III.26 : Schéma statique et diagramme des efforts internes de l'escalier à l'ELU (escalier).

6.3.3.4. 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.

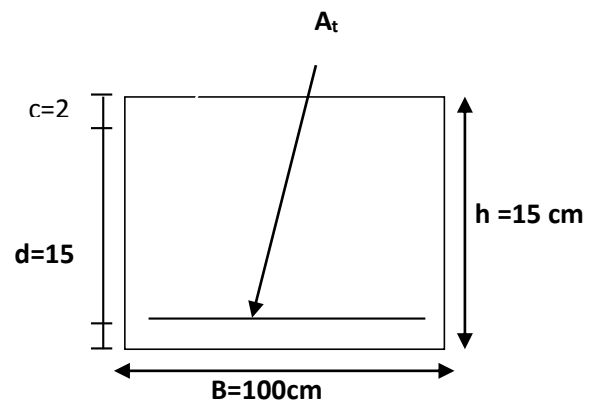
$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}.$

Armatures principales :

En travée :

$M_t = 19,90 \text{ KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19,90 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.083 < \mu_r = 0.392 \dots\dots\dots \text{S.S.A}$$



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.

$$\mu_t = 0.062 \Rightarrow \beta_u = 0,956$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19,90 \times 10^3}{0.956 \times 13 \times 348} = \mathbf{4,60 \text{ cm}^2}$$

On opte pour : **5 HA12/ml** ($A_t = \mathbf{5,65 \text{ cm}^2}$) avec un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$**

Aux appuis :

$$M_a = 7,02 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,02 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.029 < \mu_r = \mathbf{0.392} \dots \dots \dots \mathbf{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.030 \Rightarrow \beta_u = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,02 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = \mathbf{1,56 \text{ cm}^2}$$

On opte pour : **Aa = 5HA12** ($A_a = \mathbf{5,65 \text{ cm}^2}$) 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** ($A_{rt} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}$) 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 $S_t = 25 \text{ cm}$

3.3.3.5. 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 :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\text{ad-tr}} = 5\text{HA}12/\text{ml} \quad (A_t = 5,65 \text{ cm}^2) > 1,56 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ad-ap}} = 5\text{HA}12 \quad (A_a = 5,65 \text{ cm}^2) > 1,57 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **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 $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

$$S_{t_t} = 20\text{cm} < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$S_{t_a} = 20\text{cm} < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartition $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

$$S_{t_t} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$S_{t_a} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :**

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

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{La fissuration est peu préjudiciable.}$$

Avec :

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

$$\gamma_b = 1.5$$

Calcul de τ_u^{\max} : $\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d}$

Avec : V_u^{\max} : effort tranchant.

$$V_u^{\max} = 22,55 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{22,55 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,173 \text{ MPa} \leq 0,2 \times \frac{25}{1.5} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{D'où : } \tau_u^{\max} < \bar{\tau}_u$$

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.

$$T_{\max} = 22,55 \text{ KN}$$

a: Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0,13 \times 1 = 780 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 22,55 \text{ KN} \leq 780 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$\left(T_{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{V_s}{f_e} < A_a$$

Avec :

$$M_a = -7,02 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = -22,55 \text{ KN}$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) \right]$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{400} \left(-22,55 + \frac{-7,02}{0.9 \times 0,13} \right) \right] = -0,42 \text{ cm}^2 < 0$$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > -0,42 \text{ cm}^2 \rightarrow$ 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

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 188.4 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{22,55 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a de risque d'entraînement des barres longitudinales

Appui : 5 HA 12

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times \pi \times 12 = 188,4 \text{ mm} ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{22,55 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.2.1) :**

La longueur de scellement doit être : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } \quad l_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } \quad l_s = 40 \text{ cm.}$$

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 :

$$L_a = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm} \text{ On prend : } L_a = 16 \text{ cm.}$$

6.3.4. Calculs à l'ELS

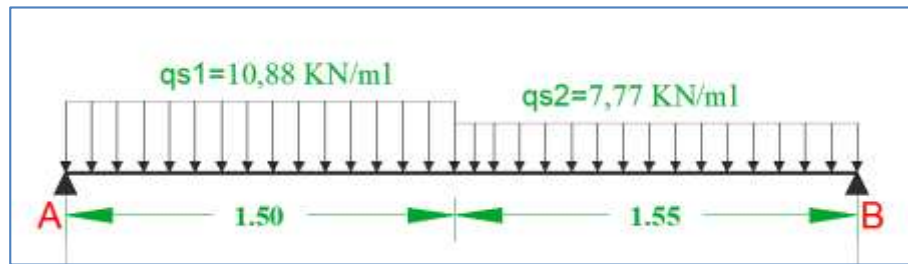


Figure III.27 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 10,88 \times 1,50 + 7,77 \times 1,55 = 28,36 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow R_A \times 3,05 - (10,88 \times 1,50) \times 2,3 - (7,77 \times 1,55) \times 0,775 = 0$$

$$R_A = 46,87/3,05 \rightarrow R_A = 15,37 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 28,36 \text{ KN} \rightarrow R_B = 12,99 \text{ KN}$$

Calculs des moments et efforts tranchants à l'ELS :

Les résultants sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : Les efforts internes à l'ELS.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN.m)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,24	15,37 - 10,88 (x)	15,37(x) - 10,88 · $\frac{x^2}{2}$	0	15,37	0
			1,5	-0,95	10,81
0 ≤ x ≤ 2,40	-12,99 + 7,77 (x)	-12,99 (x) + 7,77 · $\frac{x^2}{2}$	0	-12,99	0
			1,55	-0,95	-10,81

Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

Tronçon : 0 ≤ x ≤ 1,50 m

$$\text{Point de moment Maximal : } \frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 15,37 - 10,88 (x) = 0 \Rightarrow x = 1,41 \text{ m}$$

Le moment est maximal pour la valeur : 1,41 m

$$D'où : M_z^{\max}(1,41) = 15,37 \times 1,41 - 10,88 \times \frac{1,41^2}{2} \Rightarrow M_z^{\max} = 10,86 \text{ KN.m.}$$

Remarque :

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

- Moment corrigés en appuis : $M_{ap} = (-0,3) M_z^{\max} = (-0,3) \times (10,86) = -3,26 \text{ KN.m}$

- Moment corrigés en travée : $M_{tr} = (0,85) M_z^{\max} = (0,85) \times (10,86) = 9,23 \text{ KN.m}$

Diagramme des sollicitations à L'ELS

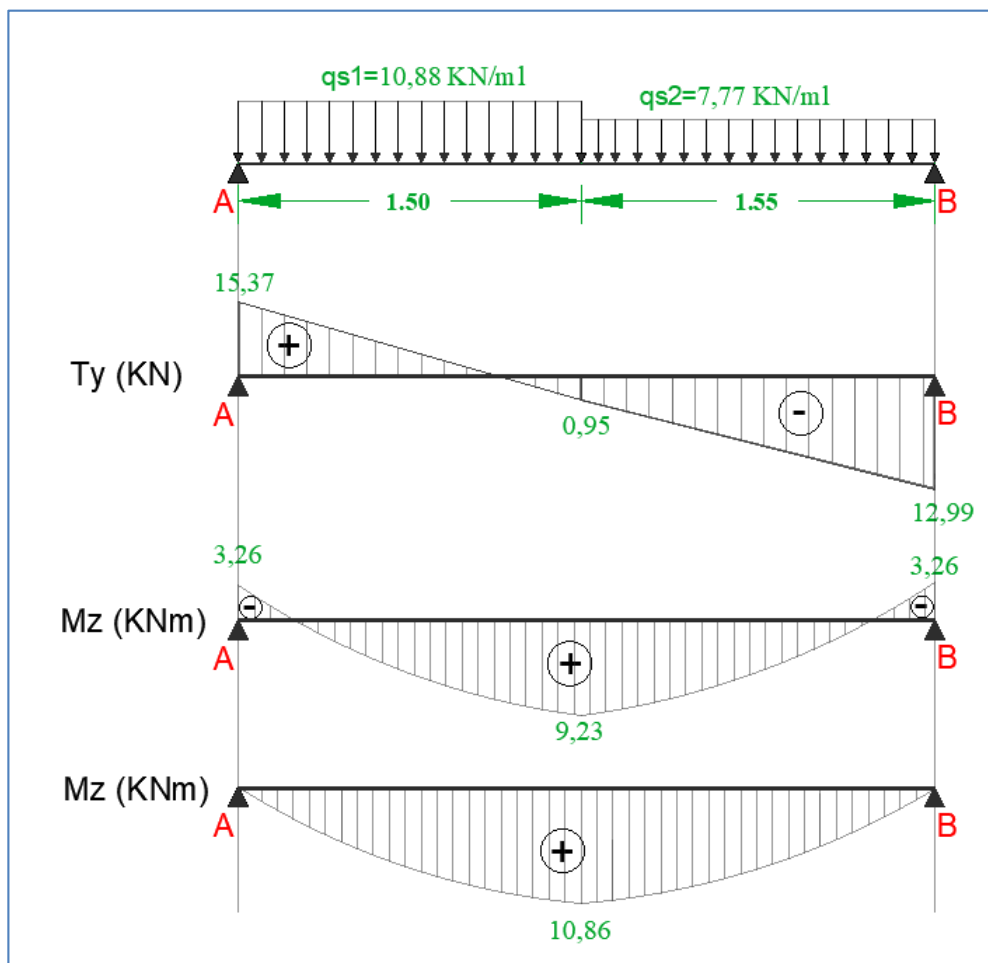


Figure III.28 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS (escalier).

6.3.5. 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:

$$M_{st} = 10,86 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435$$

$$k_l = 61,52 \quad \beta_l = 0,682$$

$$\sigma_{st} = \frac{10,86 \times 10^3}{0,682 \times 13 \times 5,65} = 216,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{216,80}{61,52} = 3,52$$

$$\sigma_{bc} = 3,52 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **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 paillasse.

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.

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{305} = 0,049 < \frac{1}{16} = 0,063 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$b) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 13} < \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,004 < 0,012 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$c) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{15}{305} \geq \frac{9,23}{10 \times 10,86} \Rightarrow 0,049 < 0,085 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

❖ Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f_i = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

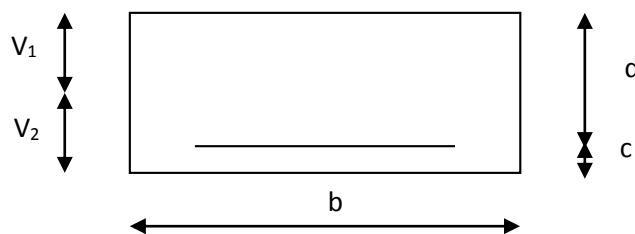


Figure III.7 : la section de la paillasse.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + 15A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 5,65$$

$$B_0 = 1584,75 \text{ cm}^2$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A.d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 13 = 12351,75 \text{ cm}^3$$

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 :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,00435$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,00435 \times ((2 + 3))} = 4,83$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 1,93$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00435 \times 247,77 + 2,1} \rightarrow \mu = 0,411$$

Calcul de l'inertie fictive If :

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 30551,59}{1 + 1,93 \times 0,411} = 18728,01 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,88 \times (3,05 \times 10^3)^4}{10818,86 \times 30551,59 \times 10^4} = 3,7 \text{ mm}$$

$f = 3,7 \text{ mm} < \bar{f} = 6,1 \text{ mm} \rightarrow$ **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 $st= 20 \text{ cm}$.

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 $st= 25 \text{ cm}$.

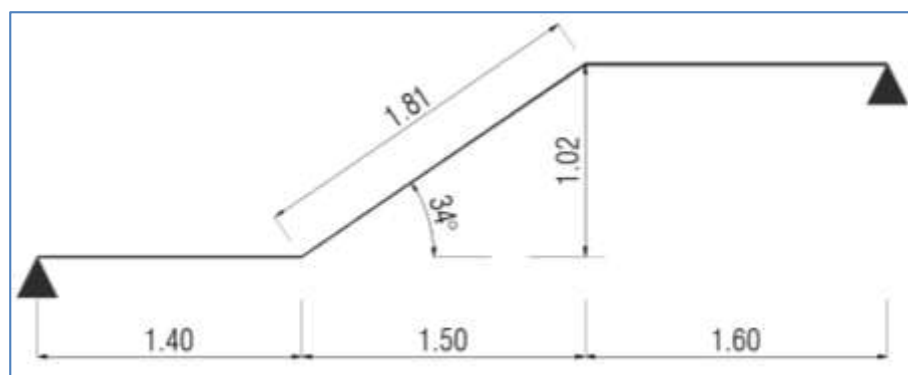
6.4. Etude de la 2^{ème} volée

Figure III.29 : Schéma de la 2^{ème} volée de l'escalier

6.4.1. 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

$L_1 = 1.50$ m (longueur de la volée en plan)

$H = 1.02$ m (hauteur verticale d'une volée)

α : Angle d'inclinaison de la volée

$$\tan^{-1} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{102}{150} = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.22^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} \rightarrow L' = 181 \text{ cm}$$

$$L_0 = L' + 1.25 \rightarrow L_0 = 181 + 1.25 \rightarrow L_0 = 306 \text{ cm}$$

$$\text{Epaisseur de la paillasse : } \frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \rightarrow \frac{306}{30} \leq e \leq \frac{306}{20} \rightarrow 10.2 \leq e \leq 15.3$$

On prend : $e = 15$ cm

6.4.2. Calcul du nombre de marches et des contre marches

$$\text{Le nombre de contre marches: } n = \frac{H}{h}$$

$$\text{Le nombre de marches : } m = n - 1$$

$$\text{La distance du giron: } g = \frac{L}{n - 1}$$

Avec :

La hauteur de la marche : $h = 17$ cm

La hauteur de franchissement : $H = 1.02$ m

La longueur en plan de la volée : $L = 1.50$ m

Volée	n (marches)	m (contre marches)	g (giron en cm)	Vérification de la loi de Blondel
2	6	5	30	Condition vérifiée

Le calcul se fera en flexion simple pour la 1 mètre d'embranchement et une bande de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

6.4.3. Détermination des charges et des surcharges

Tableau III-1 : Charge totale de la volée.

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	4,54
07	Poids propre du garde-corps				0,20
G total :					8,38

Poids propre de la paillasse : $25 \times 0.15 / \cos\alpha = 4,54 \text{ KN/m}^2$

Poids propre des marches : $25 \times ep/2 = 25 \times 0.17 / 2 = 2,12 \text{ KN/m}^2$

Tableau : charges totale du palier

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

6.4.4. Combinaisons de charge et surcharge

ELU : 1,35G+1,5Q

La paillasse : $q_{1u} = (1,35 \times 8,38 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 15,06 \text{ KN/ml}$

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 : $q_{1s} = (8,38 + 2,5) \times 1 = 10,88 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_{2s} = (5,27 + 2,5) \times 1 = 7,77 \text{ KN/ml}$

6.4.5. Calcul à l'ELU

6.4.5.1. Calcul des efforts internes

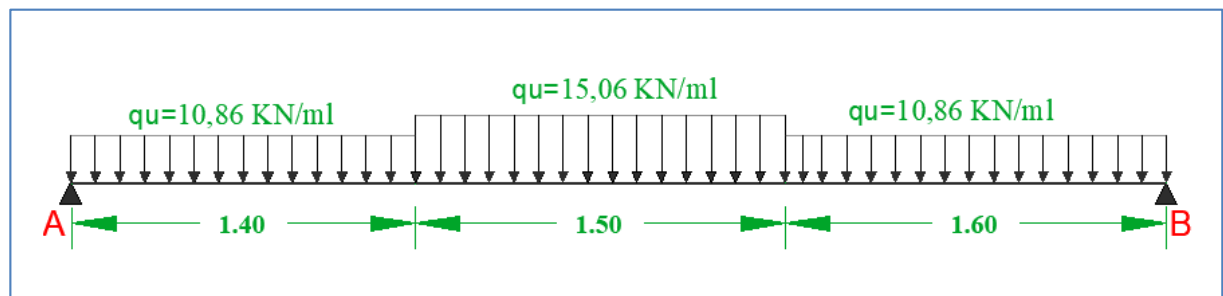


Figure III.30 : Schéma statique de calcul de l'escalier (volée2) à l'ELU

6.4.5.2. Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F/y = 0$$

$$\rightarrow RA + RB = (10,86 \times 1,40) + (15,06 \times 1,50) + (10,86 \times 1,60) = 55,17 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\rightarrow RA \times (1,40 + 1,50 + 1,60) - [(10,86 \times 1,40) \times (1,40/2 + 1,50 + 1,60)] - [(15,06 \times 1,50) \times (1,50/2 + 1,60)] - [(10,86 \times 1,60) \times (1,60/2)] = 0$$

$$\rightarrow RA \times 4,50 - [(10,86 \times 1,40) \times 3,80] - [(15,06 \times 1,50) \times 2,35] - [(10,86 \times 1,60) \times 0,8] = 0$$

$$\rightarrow RA \times 4,50 - 124,76 = 0$$

$$RB = 124,76 / 4,50 \rightarrow RB = 27,73 \text{ KN}$$

$$R_B + R_A = 55,17 \text{ KN} \rightarrow R_A = 27,44 \text{ KN}$$

6.4.5.3. Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU

Tronçon : $0 \leq x \leq 1,50 \text{ m}$

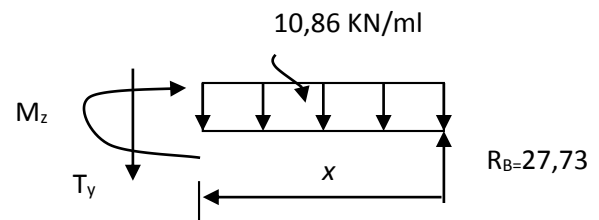
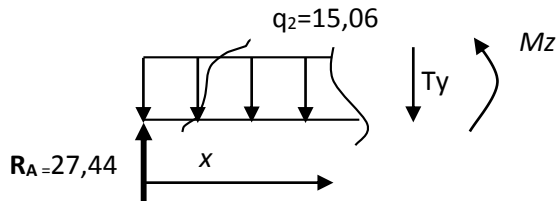


Tableau III.4 : Les efforts internes à l'ELU.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	Ty (KN.m)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,40$	$27,44 - 10,86 (x)$	$27,44 (x) - 10,86 \frac{x^2}{2}$	0	27,44	0
			1,40	12,24	27,77
$1,40 \leq x \leq 2,90$	$- 15,06 (x) + 33,32$	$27,44(x) - 15,20 (x-0,75) - (15,06/2) (x-1,4)^2$	1,40	12,24	28,54
			2,90	-10,35	29,95
$0 \leq x \leq 1,60$	$-27,73 + 10,86 (x)$	$27,73 (x) - 10,86 \frac{x^2}{2}$	0	-27,73	0
			1,60	- 10,35	30,47

Point de moment Maximal : pour $T_y = 0$

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow - 15,06 (x) + 33,32 = 0 \Rightarrow x = 2,21 \text{ m}$$

Le moment est max pour la valeur : **2,21 m**

$$D'où : M_z^{\max} (2,21) = 27,44(2,21) - 15,20 (2,21-0,75) - (15,06/2) (2,21-1,4)^2$$

$$\Rightarrow M_z^{\max} = 33,51 \text{ KN.m}$$

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 :** $M_a = (-0,3) M_z^{max} = (-0,3) \times (33,51) = -10,05 \text{ KN.m}$

• **Moment en travée :** $M_t = (0,85) M_z^{max} = (0,85) \times (33,51) = 28,48 \text{ KN.m}$

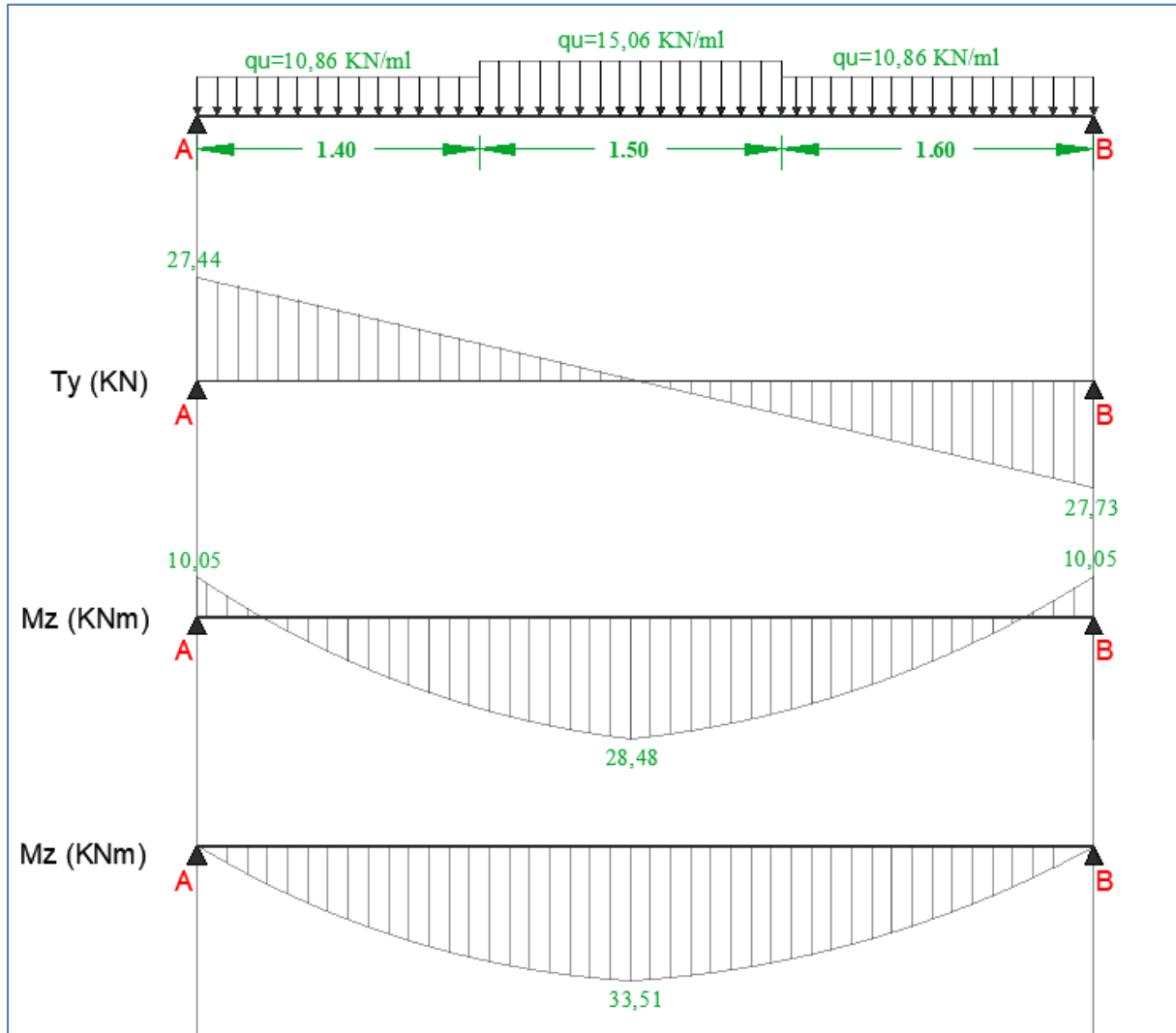


Figure III.31 : Schéma statique et diagramme des efforts internes de l'escalier (volée 2) à l'ELU.

6.4.5.4. Ferrailage à l'ELU :

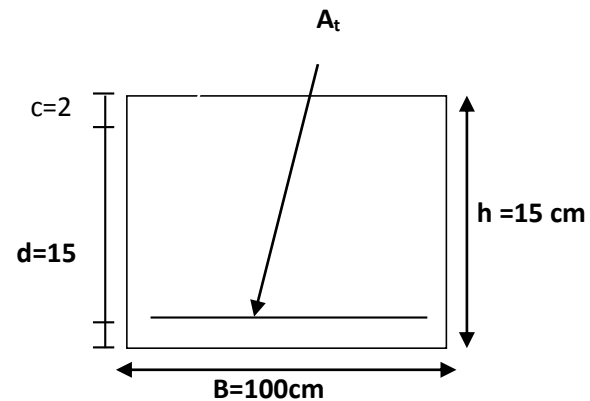
Le ferrailage de l'escalier se fera à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.

Armatures principales :

En travée :

$M_t = 28,48 \text{ KN.m}$



$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{28,48 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,119 < \mu_r = 0,392 \dots\dots\dots \text{S.S.A}$$

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.

$$\mu_t = 0,119 \Rightarrow \beta_u = 0,936$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{28,48 \times 10^3}{0,936 \times 13 \times 348} = 6,73 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6 HA12/ml** ($A_t = 6,79 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$**

Aux appuis :

$M_a = 10,05 \text{ KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,05 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,042 < \mu_r = 0,392 \dots\dots\dots \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,042 \Rightarrow \beta_u = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{10,05 \times 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = 2,27 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **Aa = 6 HA12** ($A_a = 6,79 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **St = 20cm**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{lu}}{4}$$

En travée :

$$A_{rt} = \frac{A_{lu}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8/ml** ($A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **St = 25 cm**

Aux appuis :

$$A_{ra} = \frac{A_{lu}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8/ml** ($A_{ra} = 2,01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **St = 25 cm**

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 :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\text{ad-tr}} = 6\text{HA12/ml} (A_t = 6,79 \text{ cm}^2) > 1,56 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad-ap} = 6HA12 (A_a = 6,79 \text{ cm}^2) > 1,57 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **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 $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$

$$S_{t_i} = 20\text{cm} < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$S_{t_a} = 20\text{cm} < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartition $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

$$S_{t_i} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$S_{t_a} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **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 :

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

$$\gamma_b = 1.5$$

Calcul de $\tau_u^{\max} : \tau_u^{\max} = \frac{V_U^{\max}}{b_0 d}$

Avec : V_u^{\max} : effort tranchant.

$$V_u^{\max} = 27,73 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{27,73 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,213 \text{ MPa} \leq 0,2 \times \frac{25}{1.5} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{D'où : } \tau_u^{\max} < \bar{\tau}_u$$

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.

$T_{\max} = 27,73 \text{ KN}$

a: Longueur d'appuis de la bielle. (**$a = 0.9 \times d$**)

$$T_{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 0.9 \times 0,13 \times 1 = 780 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 27,73 \text{ KN} \leq 780 \text{ KN} \rightarrow$ 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 :

$M_a = -10,05 \text{ KN.m}$

$T_{\max} = -27,73 \text{ KN}$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) \right]$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{400} \left(-27,73 + \frac{-10,05}{0.9 \times 0,13} \right) \right] = -0,33 \text{ cm}^2 < 0$$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > -0,33 \text{ cm}^2 \rightarrow$ 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: 6 HA 12

$\sum u_i = n\pi\phi = 6 \times \pi \times 12 = 226,08 \text{ mm}$; n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{27,73 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 226,08} = 1,05 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

Appui : 6 HA 12

❖ $\sum u_i = n\pi\phi = 6 \times \pi \times 12 = 226,08 \text{ mm}$; n : nombre de barres.

$$❖ \tau_u = \frac{27,73 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 226,08} = 1,05 \text{ MPa}$$

❖ $\tau_u = 1,05 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.2.1) :

La longueur de scellement doit être : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$

Avec : $\tau_s = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$.

D'où : $l_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$.

Soit : $l_s = 40 \text{ cm}$.

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 :

$L_a = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$ On prend : $L_a = 16 \text{ cm}$.

6.4.6. Calculs à l'ELS

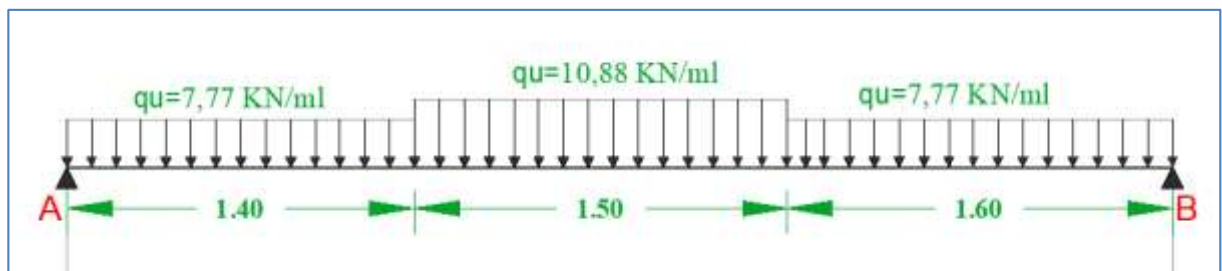


Figure III.32 : Schéma statique d'escalier (volée 2) à l'ELS.

6.4.6.1. Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F/y = 0$$

$$\rightarrow R_A + R_B = (7,77 \times 1,40) + (10,88 \times 1,50) + (7,77 \times 1,60) = 39,63 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\rightarrow R_A \times (1,40 + 1,50 + 1,60) - [(7,77 \times 1,40) \times (1,40/2 + 1,50 + 1,60)] - [(10,88 \times 1,50) \times (1,50/2 + 1,60)] - [(7,77 \times 1,60) \times (1,60/2)] = 0$$

$$\rightarrow R_A (4,50) - [(7,77 \times 1,40) \times 3,80] - [(10,88 \times 1,50) \times 2,35] - [(7,77 \times 1,60) \times 0,8] = 0$$

$$\rightarrow R_A (4,50) - 89,63 = 0$$

$$R_B = 89,63 / 4,50 \rightarrow R_B = 19,92 \text{ KN}$$

$$R_B + R_A = 39,63 \text{ KN} \rightarrow R_A = 19,71 \text{ KN}$$

6.4.6.2. Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELS

Tronçon : $0 \leq x \leq 1,50$ m

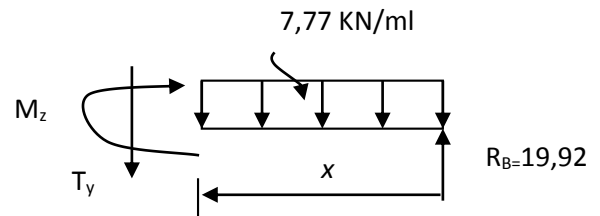
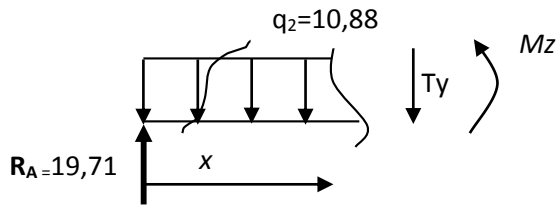


Tableau III.4 : Les efforts internes à l'ELS.

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	Ty (KN.m)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,40$	$19,71 - 7,77 (x)$	$19,71 (x) - 7,77 \frac{x^2}{2}$	0	19,71	0
			1,40	8,83	19,98
$1,40 \leq x \leq 2,90$	$- 10,88 (x) + 24,06$	$19,71(x) - [(7,77x1,4) (x-0,75)] - (10,88/2) (x-1,4)^2$	1,40	8,83	20,52
			2,90	-7,49	21,53
$0 \leq x \leq 1,60$	$-19,92 + 7,77 (x)$	$19,92 (x) - 7,77 \frac{x^2}{2}$	0	-19,92	0
			1,60	- 7,49	21,93

Point de moment Maximal : pour $T_y = 0$

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow - 10,88 (x) + 24,06 = 0 \Rightarrow x = 2,21 \text{ m}$$

Le moment est max pour la valeur : **2,21 m**

$$D'où : M_z^{\max} (2,21) = 19,71 (2,21) - 10,88 (2,21-0,75) - (10,88/2) (2,21-1,4)^2$$

$$\Rightarrow M_{z\max} = 24,11 \text{ KN.m}$$

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 :** $M_a = (-0,3) M_z^{max} = (-0,3) \times (24,11) = -7,23 \text{ KN.m}$

• **Moment en travée :** $M_t = (0,85) M_z^{max} = (0,85) \times (24,11) = 20,49 \text{ KN.m}$

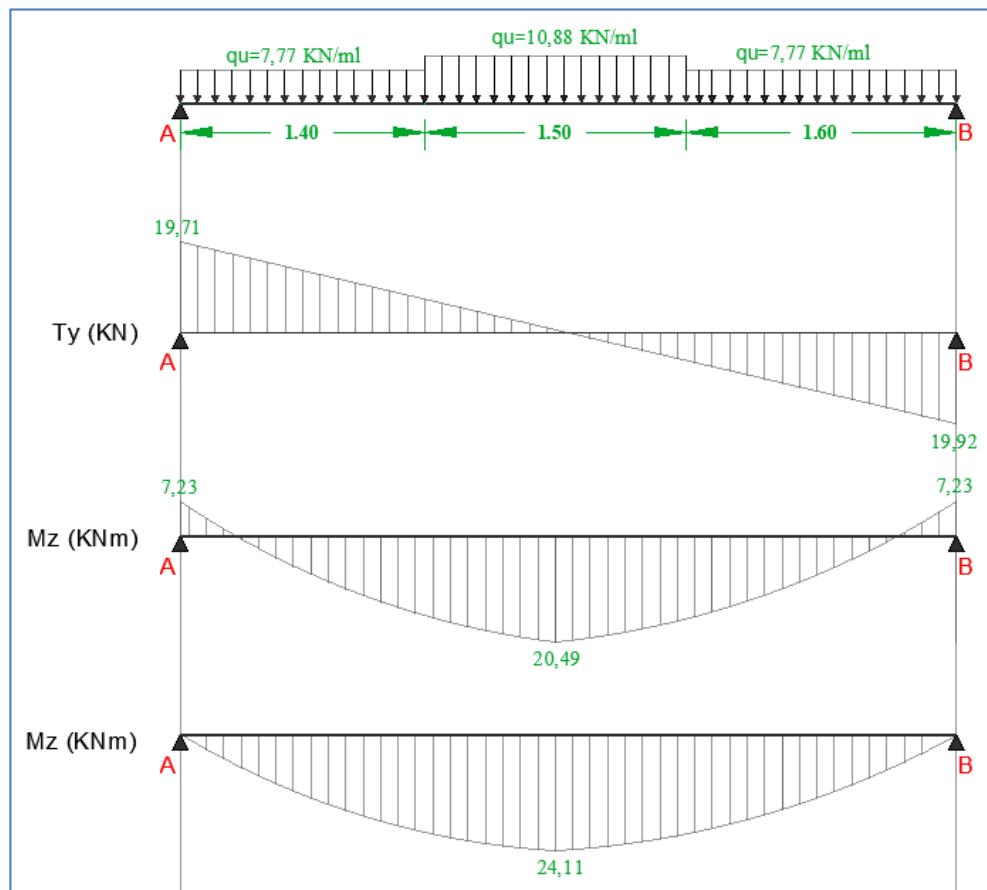
Diagramme des sollicitations à L'ELS

Figure III.33 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant de l'escalier (volée 2) à l'ELS.

6.5.6.3. 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:

$$M_{st} = 20,49 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 13} = 0,522$$

$$k_l = 30,45 \quad \beta_l = 0,980$$

$$\sigma_{st} = \frac{20,49 \times 10^7}{0,980 \times 13 \times 6,79} = 236,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{236,87}{30,45} = 7,78$$

$$\sigma_{bc} = 7,78 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **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 : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{450} = 0,033 < \frac{1}{16} = 0,063 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$b) \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,79}{100 \times 13} < \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,005 < 0,012 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$c) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{15}{450} \geq \frac{20,49}{10 \times 24,11} \Rightarrow 0,033 < 0,085 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

❖ Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f_i = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

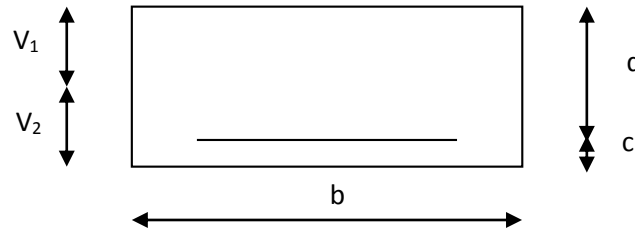


Figure III.7 : la section de la paillasse.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + 15A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 6,79$$

$$B_0 = 1601,85 \text{ cm}^2$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 6,79 \times 13 = 12574,05 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{12574,05}{1601,85} = 7,85 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,85 = 7,15 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 = (7,85^3 + 7,15^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6,79 (7,85 - 2)^2$$

$$I_0 = 31010,07 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6,79}{100 \times 13} = 0,00522$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,00435 \times ((2 + 3))} = 4,83$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_v = 1,61$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00522 \times 236,87 + 2,1} \rightarrow \mu = 0,479$$

Calcul de l'inertie fictive If :

$$I_v = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 31010,07}{1 + 1,61 \times 0,479} = 19274,42 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,88 \times (4,50 \times 10^3)^4}{10818,86 \times 31010,07 \times 10^4} = 1,73 \text{ mm}$$

$$f = 0,17 \text{ cm} < \bar{f} = 0,9 \text{ cm} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

Conclusion

Après toutes vérifications, l'escalier Etage courant sera ferrillé comme suit :

➤ Aux appuis

Armatures principales : 6HA12/ml avec un espacement $st= 20$ cm.

Armatures de répartitions : 4HA8/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

➤ En travée :

Armatures principales : 6 HA12/ml avec un espacement $st= 20$ cm.

Armatures de répartitions : 4 HA8/ml avec un espacement $st= 25$ cm.

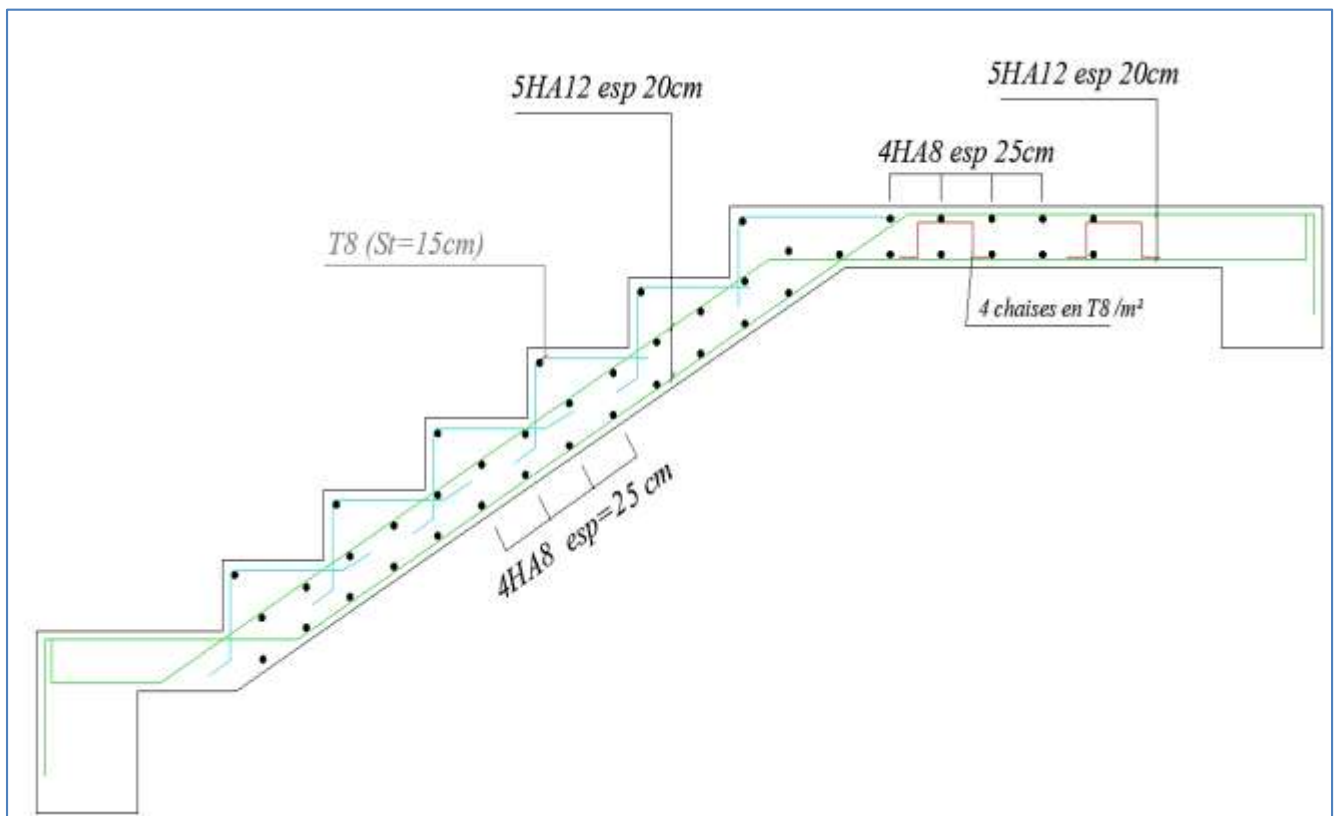


Figure III.34 : Ferrailage de la 1^{ère} et la 3^{ème} volée de l'escalier

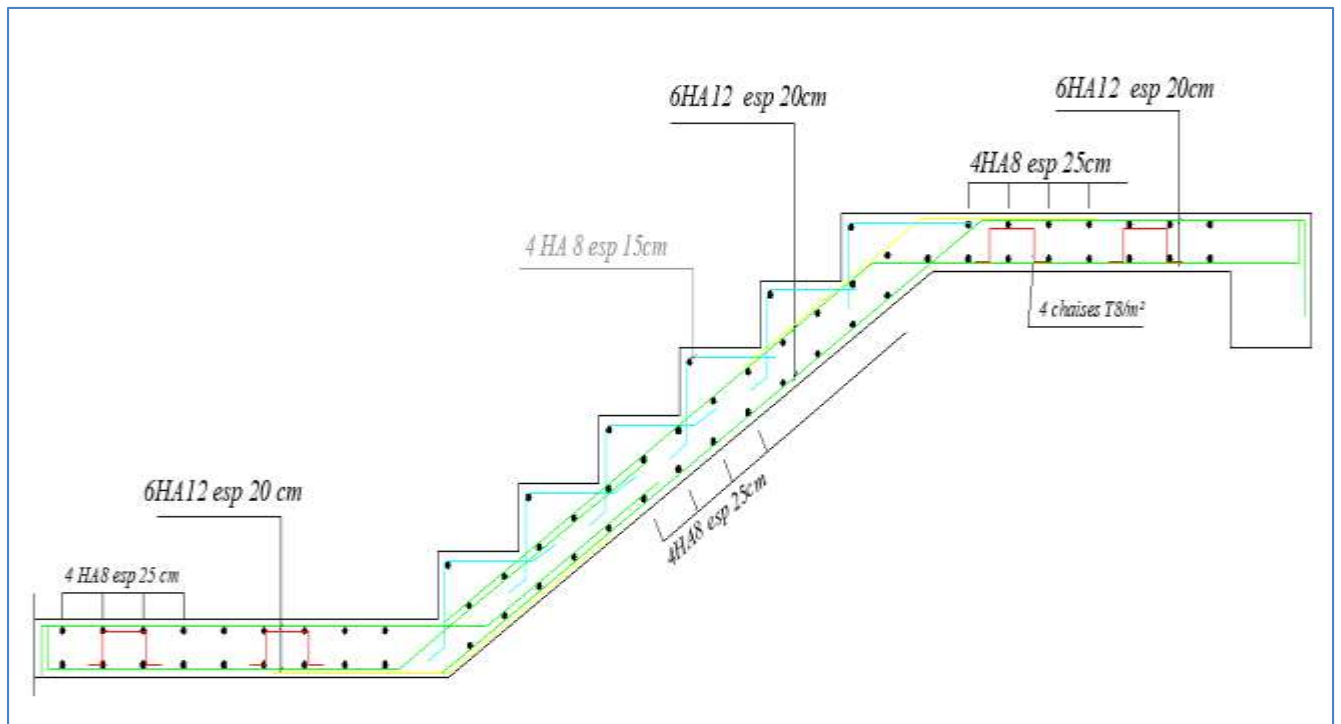


Figure III.35 : Ferrailage de la 2^{ème} volée de l'escalier

7. Poutre palière

Etant donné que l'escalier à 02 paliers de repos, la poutre palière sera brisée, partiellement encastrée dans les poteaux.

7.1. Pré dimensionnement

Hauteur

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = (4,75 - 0,30) \text{ m} = 4,45 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{4,45}{15} \leq h_t \leq \frac{4,45}{10} \quad \text{donc : } 29,6\text{cm} \leq h_t \leq 44,5\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour $h_t = 35 \text{ cm}$

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 14\text{cm} \leq b \leq 24,5\text{cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend : $b = 25 \text{ cm}$

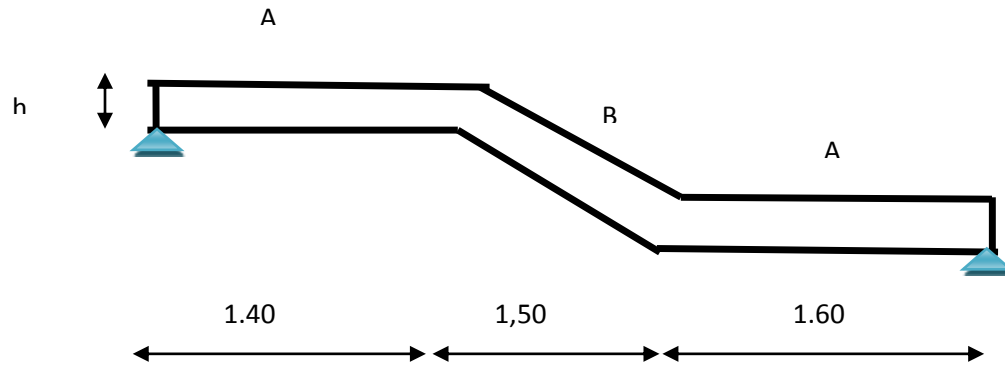
Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

Vérification aux exigences de RPA (Art 7.5.1.RPA 99) :

- $b \geq 20\text{cm}$ $20 \geq 20\text{cm}$ Condition vérifiée.

- $h \geq 30\text{cm}$ $35 \geq 30\text{cm}$ Condition vérifiée.

- $h/b \leq 4\text{cm}$ $35/25 = 1,40 < 4\text{cm}$ Condition vérifiée.



7.2. Détermination des charges

- ✓ Poids propre de la poutre (**partie A**) = $0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.188 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids propre de la poutre (**partie B**) = $\frac{0.25 \times 0.35 \times 25}{\cos 34.22^\circ} = 2.645 \text{ KN/ml}$

Chargement du aux réactions du palier

- Réaction du palier à l'ELU : $R_B = 27,73 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_B = 19,92 \text{ KN}$

7.3. Combinaison des charges

$$\text{ELU} \quad q_{uA} = 1.35G + \frac{2T_u}{L} = 1.35 \times 2,188 + \frac{2 \times 27,73}{4,50} = 15,28 \text{ KN/ml} .$$

$$q_{uB} = 1.35G + \frac{2T_u}{L} = 1.35 \times 2.645 + \frac{2 \times 27,73}{4,50} = 15,90 \text{ KN/ml} .$$

$$\text{ELS} \quad q_{sA} = G + \frac{2T_s}{L} = 2,188 + \frac{2 \times 19,92}{4,50} = 11,04 \text{ KN/ml} .$$

$$q_{sB} = G + \frac{2T_s}{L} = 2.645 + \frac{2 \times 19,92}{4,50} = 11,50 \text{ KN/ml} .$$

7.4. Calcul des efforts à l'ELU

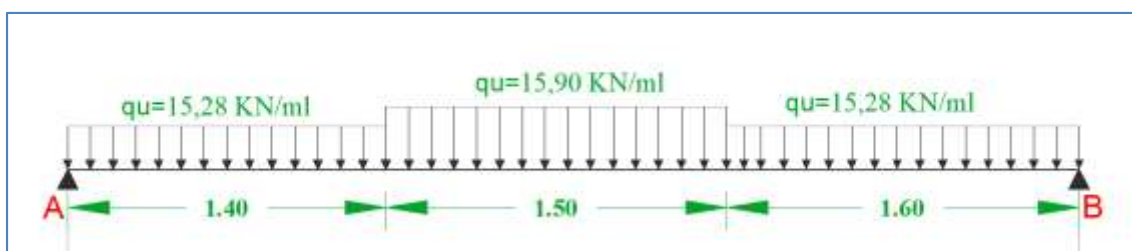


Schéma statique à l'ELU

Calcul des Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \rightarrow RA + RB - 15,28 (1,40) - 15,90 (1,50) - 15,28 (1,60) = 0$$

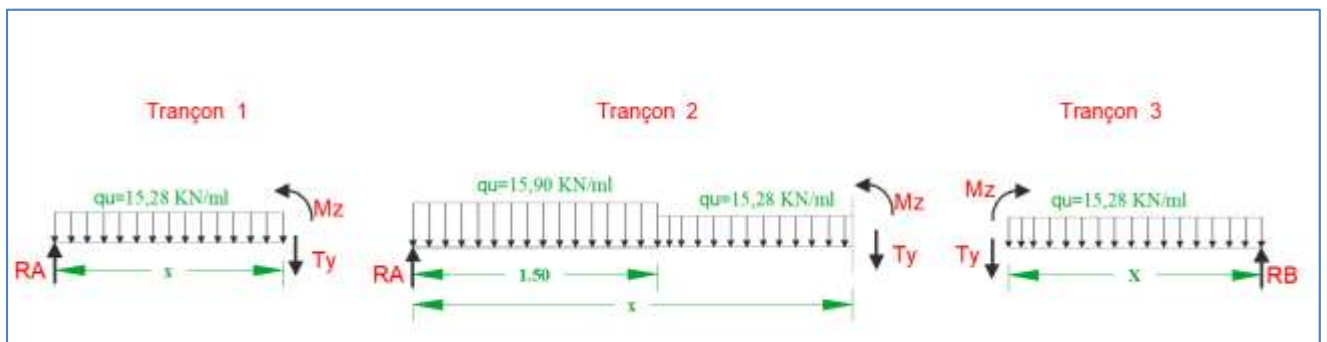
$$RA + RB = 69,69 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M / B = 0 &\rightarrow RA \times 4,50 - 15,28 (1,40) \times (3,80) - 15,90 (1,50) \times (2,35) - 15,28 (1,60) \times (0,8) = 0 \\ &\rightarrow RA(4,50) - 156,90 = 0 \end{aligned}$$

$$RA = 34,87 \text{ KN}$$

$$RB = 34,82 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU



Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	Ty (KN.m)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,40$	$34,87 - 15,28 (x)$	$34,87 (x) - 15,28 \frac{x^2}{2}$	0	34,87	0
			1,40	13,48	33,84
$1,40 \leq x \leq 2,90$	$11,02 - 15,28 (x)$	$34,87(x) - 23,85(x-0,75) - (15,28/2) (x-1,4)^2$	1,40	- 11,02	33,32
			2,90	-33,29	32,66
$0 \leq x \leq 1,60$	$-34,82 + 15,28 (x)$	$34,82 (x) - 15,28 \frac{x^2}{2}$	0	-34,82	0
			1,60	-10,37	36,15

Le moment Mz est maximal pour $Ty = 0$

$$Ty = 0 \text{ pour : } 11,02 - 15,28 (x) = 0 \text{ donc : } x = 0,72 \text{ m (tronçon 2)}$$

$$\text{Donc : } Mz \text{ max} = 37,28 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

Aux Appuis : $M_a = -0,3M_z \text{ max} = 11,18 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0,85M_z \text{ max} = 31,69 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

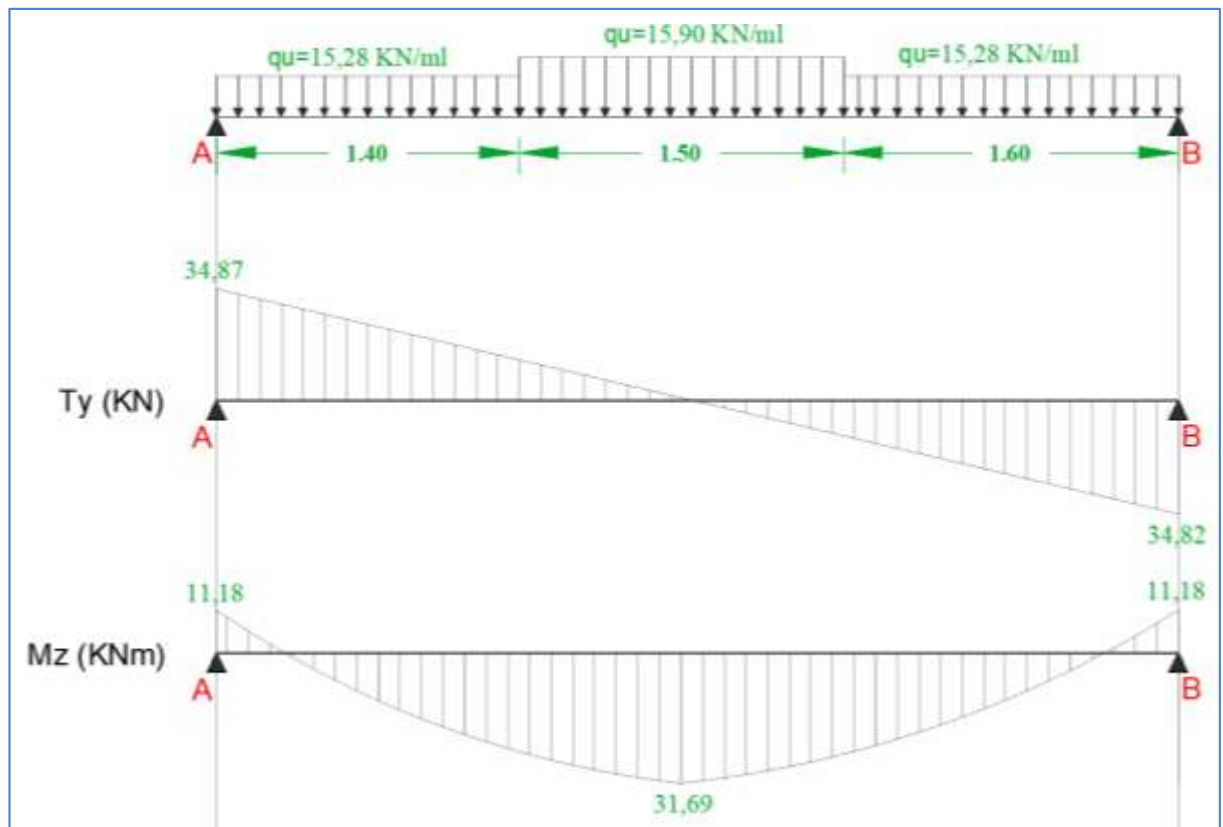


Figure III.36 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (poutre palière).

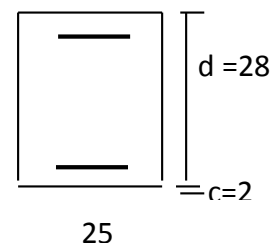
7.4.1. Calcul des armatures

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur.

Avec : $b = 25 \text{ cm}$, $h = 35 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $d = 33 \text{ cm}$

En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{31,69 \times 10^2}{25 \times 33^2 \times 1,42} = 0,082$$



$\mu_b = 0.082 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\beta = 0,957$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{31,69 \times 10^2}{0,957 \times 33 \times 34,8} = 2,88 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour : } \mathbf{3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2}$$

Sur appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,18 \times 10^2}{25 \times 33^2 \times 1,42} = 0,029$$

$\mu_b = 0.015 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$$\beta = 0,985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,18 \times 10^2}{0,985 \times 33 \times 34,8} = 0,99 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On opte pour } \mathbf{3 HA12 = 3.39 \text{ cm}^2}.$$

7.4.2. Vérifications à l'ELU

7.4.2.1. Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1,00 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,00 \text{ cm}^2 \\ A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,00 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

7.4.2.2. Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 34,87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{34,87 \times 10}{25 \times 33} = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

7.4.2.3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91.Art A.6.1.3)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{34,87 \times 10}{0.9 \times 33 \times 3 \times 3.14 \times 1.2} = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

7.4.2.4. Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12 ; 10 ; 25\} = 10 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre : $\phi 8$

$$A_t = \frac{\pi \phi^2}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 3 HA8 = 1.51 cm². (1 cadre + 1 étrier $\phi 8$).

7.4.2.5. Espacement des barres

$$S_t \leq \min \{0.9d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{29,7 ; 40 \text{ cm}\} = 29,7 \text{ cm}$$

D'après le règlement (RPA99, Art 7.5.2.2)

En zone nodale

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \quad \Rightarrow \quad S \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.8 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi \right\} = \min \{8,75 \text{ cm} ; 9.6 \text{ cm}\} = 8,75 \text{ cm}$$

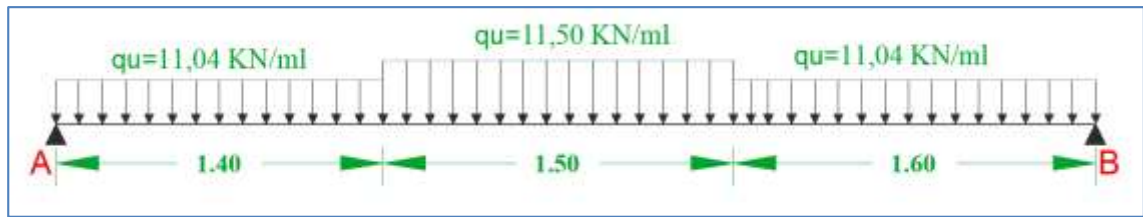
On opte pour : $S_t = 8 \text{ cm}$

En zone courante (travée)

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

On opte pour : $S_t = 15$

7.4.3. Vérifications à l'ELS



Calcul des Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \rightarrow RA + RB - 11,04 (1,40) - 11,50 (1,50) - 11,04 (1,60) = 0$$

$$RA + RB = 50,37 \text{ KN}$$

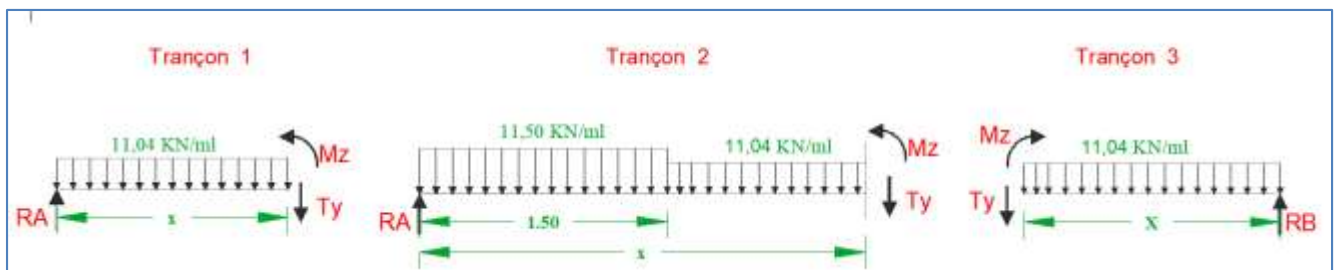
$$\sum M / B = 0 \rightarrow RA \times 4,50 - 11,04 (1,40) \times (3,80) - 11,50 (1,50) \times (2,35) - 11,04 (1,60) \times (0,8) = 0$$

$$\rightarrow RA(4,50) - 113,40 = 0$$

$$RA = 25,20 \text{ KN}$$

$$RB = 25,17 \text{ KN}$$

7.4.3.1. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS:



Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	Ty (KN.m)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,40$	$25,20 - 11,04 (x)$	$25,20 (x) - 11,04 \frac{x^2}{2}$	0	25,20	0
			1,40	9,74	14,38
$1,40 \leq x \leq 2,90$	$7,95 - 11,04 (x)$	$25,20(x) - 17,25(x-0,75) - (11,04/2) (x-1,4)^2$	1,40	- 7,51	24,07
			2,90	-24,06	23,57
$0 \leq x \leq 1,60$	$-25,17 + 11,04 (x)$	$25,17 (x) - 11,04 \frac{x^2}{2}$	0	-25,17	0
			1,60	-7,51	26,14

Le moment Mz est maximal pour Ty = 0

$$T_y = 0 \quad \text{pour : } 7,95 - 11,04(x) = 0 \quad \text{donc : } x = 0,72 \text{ m (tronçon 2)}$$

$$\text{Donc : } M_z \text{ max} = 26,93 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$\text{Aux Appuis : } M_a = -0,3M_z \text{ max} = 8,08 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0,85M_z \text{ max} = 22,89 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

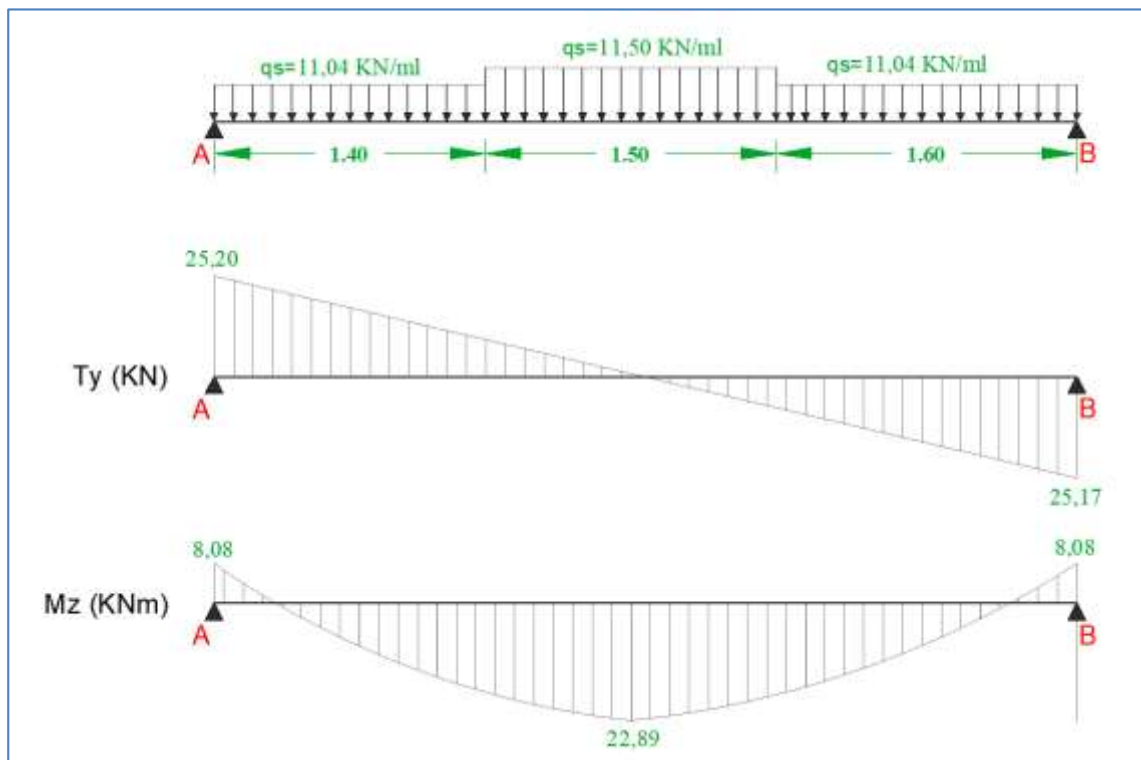


Figure III.37 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant (poutre palière).

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

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

Etat limite de compression du béton (Art A.4.5, 2 BAEL 91/99)

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

En travée

La section adoptée à l'ELU en travée est : 3HA12=3.39 cm² et Mst=22,89 KN.m

$$\rho_1 = 100 \times A_t / b.d = 100 \times 3.39 / (25 \times 33) = 0,410$$

$$\rho_1 = 0,410 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,902 ; k_1 = 36,02$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{(A_t \cdot \beta \cdot d)} = \frac{22,89 \times 10^6}{(339 \times 0,902 \times 330)} = 226,84$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,028$$

$$\sigma_{bc} = 0,028 \times 226,84 = 6,35 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 6,35 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis

La section adoptée à l'ELU en travée est : 3HA12=3.39 cm² et M_{sa}=8,08 KN.m

$$\rho_1 = 100 \times A_t / b.d = 100 \times 3.39 / (25 \times 33) = 0,410$$

$$\rho_1 = 0,410 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,902 ; k_1 = 36,02$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{(A_t \cdot \beta \cdot d)} = \frac{8,08 \times 10^6}{(339 \times 0,902 \times 330)} = 80,07$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,028$$

$$\sigma_{bc} = 0,028 \times 80,07 = 2,24 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 2,24 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU aux appuis sont suffisantes à l'ELS.

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{450} = 0,077 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,077 \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{22,89}{10 \times 26,93} = 0,085 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3.39}{25 \times 35} = 0,0038 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions ne sont pas vérifiées donc il faut procéder à la vérification de la flèche.

Il faut vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_u I} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}$$

Avec

\bar{f} : la flèche admissible

E_u : module de déformation différée

$$E_u = 3700^3 \sqrt[3]{f_{28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{b}{3} + (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2 \\ I = \frac{25}{3} + (18,35^3 + 16,65^3) + 15 \times 3,39(16,65 - 2)^2 \\ I = 100868,66 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 = \left(\left(h^2 \cdot \frac{b}{2} \right) + 15A_t \cdot 2 \right) / (b \cdot h + 15A_t) \\ V_1 = \left(\left(35^2 \cdot \frac{25}{2} \right) + 15 \times 3,39 \times 2 \right) / (25 \times 35 + 15 \times 3,39) \\ V_1 = 18,35 \text{ cm} \\ V_2 = h - V_1 \end{array} \right.$$

$$V_2 = 35 - 18,35$$

$$V_2 = 16,65 \text{ cm}$$

Donc

$$\frac{5}{384} \times \frac{22,89 \times 4,50^2}{38416,607 \times 10^3 \times 10818,865 \times 10^{-8}} = 0,06 \text{ cm} \leq \frac{1}{500} = 0,09 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

Conclusion : Les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas de risque de flexion et les armatures calculées à l'état limite ultime sont suffisantes.

Donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'état limite de service

On adopte ;

Armatures longitudinales :

- En travée : 3HA12

- Aux appuis : 3HA12

Armatures transversales : 4HA8

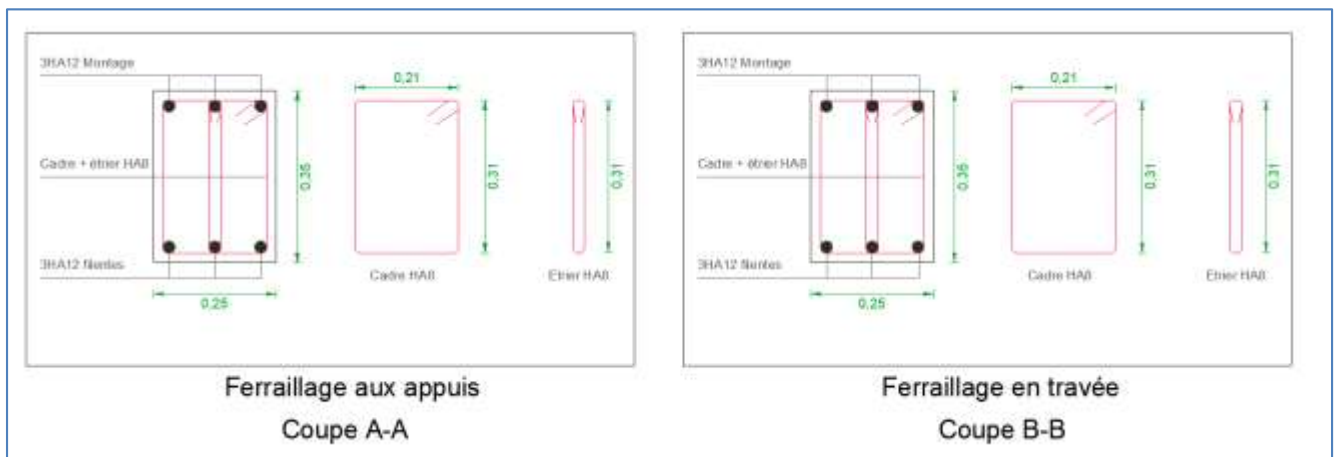
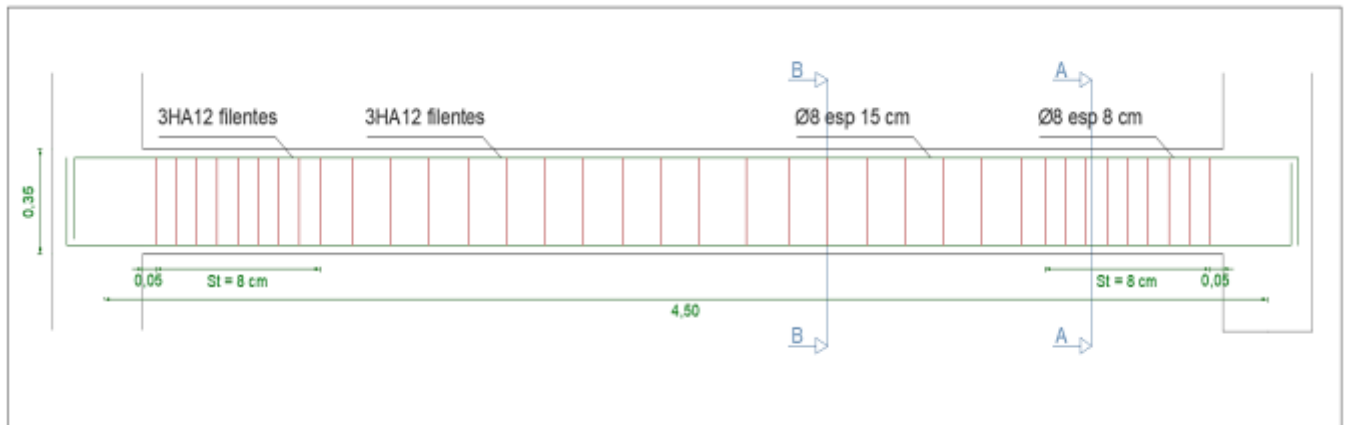


Figure III.38 : « Schéma du ferrailage de la poutre palière »

8. La rampe d'accès mécanique

La rampe d'accès est un plan incliné, permettant le passage d'un niveau à un autre.

Cette rampe est en dalle pleine, et elle est appuyée sur les deux sens (x, y). Suivant y, elle repose sur 3 appuis (deux poutres et une longrine). Suivant x, elle repose sur 2 appuis (deux poutres).

Pour dimensionner la rampe d'accès il faut d'abord :

- **L'angle d'inclinaison :**

$$\tan a = \frac{3,40}{13,70} = 0,25 \rightarrow a = 14^\circ$$

Avec la rampe occupant les 4 premières travées, soit : $(3,40 + 3,60 + 3,50 + 3,20) = 13,70$ m

(les deux dernières travées sont laissées pour la circulation à l'entrée ou à la sortie des véhicules)

- **La longueur de la rampe d'accès :**

$$\sin a = \frac{3,40}{L}$$

$$L = \frac{3,40}{\sin 10,9} = 17,98 \text{ m}$$

- La coupe transversale de la rampe d'accès est illustrée sur la figure ci-dessous :

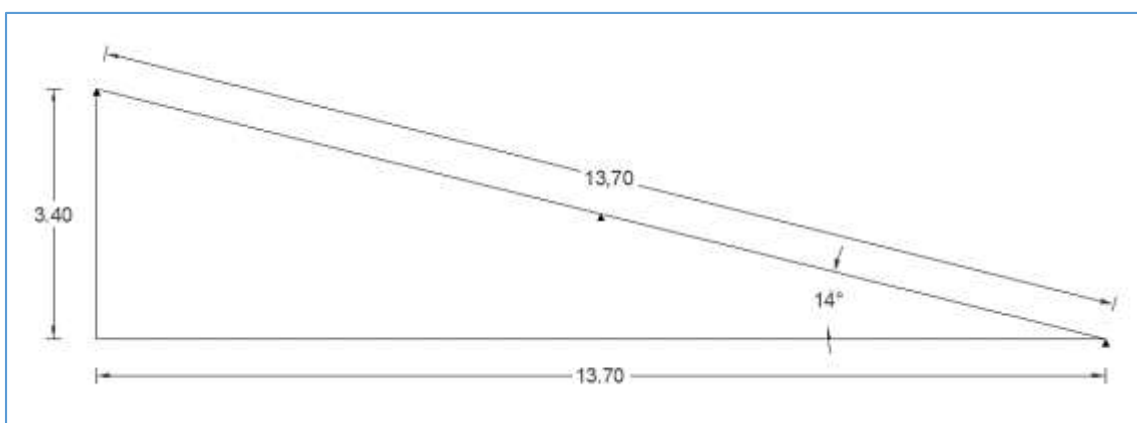


Figure III.39 : Schéma statique de la rampe d'accès

- **Dimensionner la poutre suivant y :**

Pour dimensionner la hauteur de la poutre, on utilise cette formule :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \rightarrow 24 \leq h \leq 36 \rightarrow \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

Avec :

L : C'est la portée maximale entre les poteaux. (L = 360 cm)

Pour dimensionner la largeur de la poutre, on utilise cette formule :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \rightarrow 0,4 * 30 \leq b \leq 0,7 * 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \rightarrow \mathbf{b = 20 \text{ cm}}$$

Où h : étant la hauteur de la poutre

Dimensionner la longrine :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \rightarrow 24 \leq h \leq 36 \rightarrow \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

Avec :

L : C'est la portée maximale entre les poteaux. (L = 360 cm)

Pour dimensionner la largeur de la poutre, on utilise cette formule :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \rightarrow 0,4 * 30 \leq b \leq 0,7 * 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \rightarrow \mathbf{b = 20 \text{ cm}}$$

Où h : étant la hauteur de la poutre

Dimensionner la poutre suivant x :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \rightarrow 27,3 \leq h \leq 41 \rightarrow \mathbf{h = 30 \text{ cm}}$$

Avec :

L : C'est la portée maximale entre les poteaux. (L = 410 cm)

Pour dimensionner la largeur de la poutre, on utilise cette formule :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \rightarrow 0,4 * 30 \leq b \leq 0,7 * 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21 \rightarrow \mathbf{b = 20 \text{ cm}}$$

Où h : étant la hauteur de la poutre

Les dimensions de toutes les poutres sont prises donc égales à : **(20x30) cm²**

Détermination de l'épaisseur de la dalle :

Figure III.40 : Vue en plan de la rampe d'accès.

$$a = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,60}{4,10} \rightarrow a = 0,88$$

Où :

L_x et L_y représente les dimensions mesurées entre les appuis de la rampe d'accès.

L_x et L_y sont représentés sur la figure suivante :

$$\text{Puisque : } 0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1$$

Donc la dalle portant dans les deux sens.

Pour trouver la hauteur, on utilise la condition de la flèche :

$$h > \frac{L_x}{40} \rightarrow h > \frac{4,10}{40} \rightarrow h \geq 10,25 \text{ cm}$$

On prend $h = 20 \text{ cm}$ pour avoir une épaisseur résistante aux poids des véhicules et aussi avoir la même épaisseur que la dalle du sous-sol.

Les différentes dimensions de la rampe d'accès sont représentées sur la figure suivante :

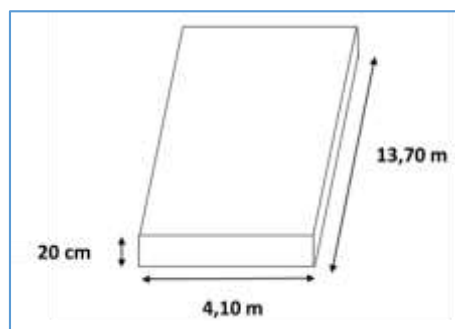


Figure III.41 : Dimensions de la rampe d'accès

8.1. Etude de la rampe d'accès :

Les dimensions de la rampe d'accès sont illustrées sur la figure suivante :

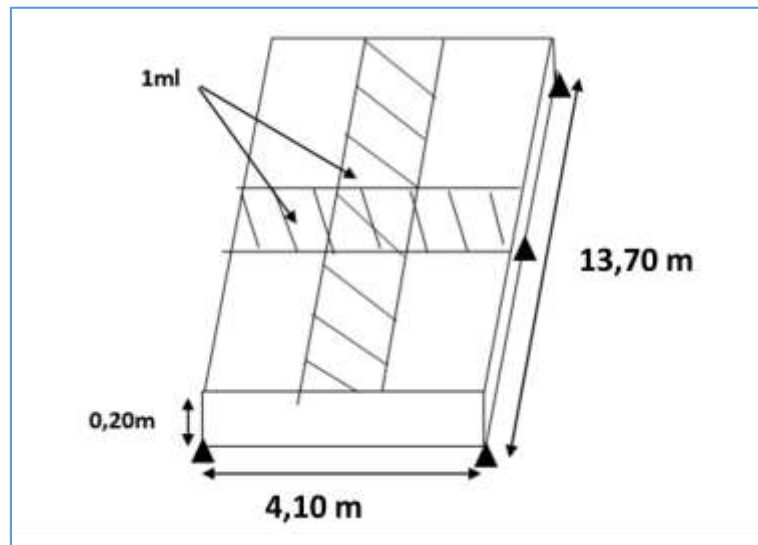


Figure III.42 : Dimensions de la rampe d'accès

Les calculs se font sur une bande de 1 ml

La section de la rampe d'accès qu'on va utiliser pour les calculs, est représenté sur la Figure III-6 :

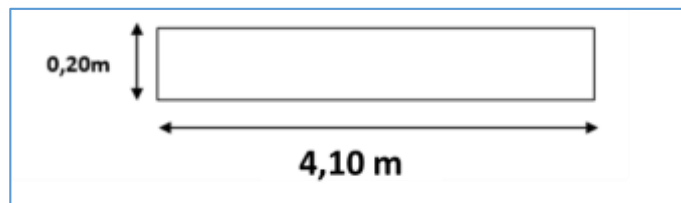


Figure III.43 : Section de calcul de la rampe d'accès

Les charges appliquées sur la rampe d'accès :

On a deux types de charges appliquées sur la rampe d'accès :

- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Charge permanente (poids propre) : $G = \frac{e_p * \gamma_b}{\cos \alpha} = \frac{0,20 * 25}{\cos 14} = 5,15 \text{ KN/m}^2$

Les combinaisons d'actions :

ELU :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 * 5,15) + (1,5 * 2,5) = 10,70 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 5,15 + 2,5 = 7,65 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du moment de flexion :

Puisque la dalle porte dans les deux sens, donc le calcul du moment fléchissant se fera par la méthode BAEL 91 modifié 99[03] suivant les deux directions x et y.

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Où :

M_x : C'est le moment fléchissant suivant x.

M_y : C'est le moment fléchissant suivant y.

p : La charge uniformément répartie par unité d'aire.

L_x : La longueur de la rampe d'accès.

μ_x et μ_y : Coefficients obtenus à partir d'un tableau, en fonction de α .

ELU:

$$M_{xu} = 0,0478 \times 10,70 \times 4,102 \quad \rightarrow \quad M_{xu} = 8,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = 0,740 \times 8,60 \quad \rightarrow \quad M_{yu} = 6,36 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_{xs} = 0,0549 \times 7,65 \times 4,102 \quad \rightarrow \quad M_{xu} = 7,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = 0,818 \times 7,06 \quad \rightarrow \quad M_{yu} = 5,78 \text{ KN.m}$$

Pour déterminer les valeurs des moments en appuis ainsi qu'en travée, nous prendrons les coefficients suivants.

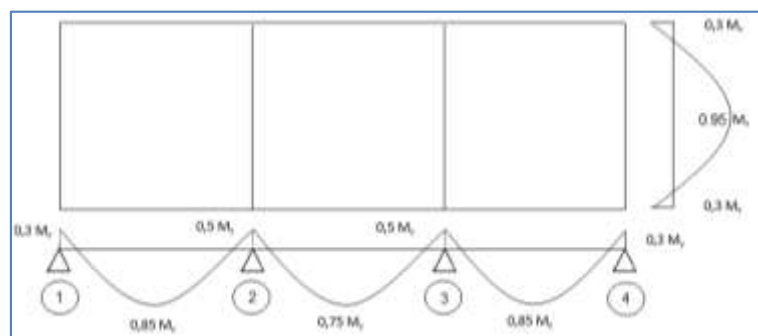


Figure III.44 : Diagrammes des moments à l'ELU et l'ELS (J.PERCHAT et al., 2007)

Dans le sens y , les valeurs des moments sont déterminées comme suit:

Moment de l'appui de rive :

$$\text{Mayu}=0,5*6,36 \quad \rightarrow \text{Mayu}=4,30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mays}=0,5*5,78 \quad \rightarrow \text{Mays}=3,53 \text{ KN.m}$$

Moment de l'appui intermédiaire:

$$\text{Mayu}=0,3*6,36 \quad \rightarrow \text{Mayu}=2,58 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mays}=0,3*5,78 \quad \rightarrow \text{Mays}=2,12 \text{ KN.m}$$

Moment de la travée de rive :

$$\text{Mayu}=0,85*6,36 \quad \rightarrow \text{Mayu}=7,31 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mays}=0,85*5,78 \quad \rightarrow \text{Mays}=6,00 \text{ KN.m}$$

Moment de la travée intermédiaire :

$$\text{Mayu}=0,75*6,36 \quad \rightarrow \text{Mayu}=6,45 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mays}=0,75*5,78 \quad \rightarrow \text{Mays}=5,30 \text{ KN.M}$$

Dans le sens «x», les valeurs des moments sont déterminées comme suit:

Moment en appui:

$$\text{Mayu}=0,3*8,60 \quad \rightarrow \text{Mayu}=2,58 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mays}=0,3*7,06 \quad \rightarrow \text{Mays}=2,12 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$\text{Mayu}=0,95*8,60 \quad \rightarrow \text{Mayu}=8,17 \text{ KN.m}$$

$$\text{Mays}=0,95*7,06 \quad \rightarrow \text{Mays}=6,71 \text{ KN.m}$$

Vérification :

On doit vérifier que : $Mt + \frac{Mw+Me}{2} \geq 1.25 M$ (pour les deux sens)

Soit M_w et M_e les valeurs absolues prises respectivement en compte, pour les moments sur les appuis de gauche (indice w) et de droite (indice e)

Suivant Y :

- Travée intermédiaire :

$$0,75M_y + \frac{0,5M_y + 0,5M_y}{2} \geq 1,25 M_y$$

$$0,75 * (8,60) + \frac{0,5(8,60) + 0,5(8,60)}{2} \geq 1,25 * (8,60)$$

10,75 = 10,75 → Condition vérifiée.

- Travée de rive :

$$0,85M_y + \frac{0,3M_y + 0,5M_y}{2} \geq 1,25 M_y$$

$$0,85 * (8,60) + \frac{0,3(8,60) + 0,5(8,60)}{2} \geq 1,25 * (8,60)$$

10,75 = 10,75 → Condition vérifiée.

Suivant X :

$$0,95M_x + \frac{0,3M_x + 0,3M_x}{2} \geq 1,25 M_x$$

$$0,95 * (6,36) + \frac{0,3(6,36) + 0,3(6,36)}{2} \geq 1,25 * (6,36)$$

6,95 = 6,95 → Condition vérifiée.

Détermination du ferrailage :

Ferrailage suivant X :

Moment en appui: $M_{ayu} = 1,90 \text{ KN.m}$;

Moment en travée : $M_{ayu} = 8,17 \text{ KN.m}$;

Ferrailage en travée :

Le calcul se fait en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{8,17 * 10^{-3}}{1 * (0,9 * 0,2)^2 * 14,2}$$

$$\mu_u = 0,018 < \mu_R = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$z = d (1 - 0,4 a) \quad \text{avec} \quad a = 0,0227 \text{ (tableau)}$$

$$z = 0,18 * (1 - 0,4 * 0,0227) = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{8,17 * 10^2}{0,18 * 34,8}$$

$$A_{st} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Ferraillage en appuis :

Le calcul se fait en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{1,90 * 10^{-3}}{1 * (0,9 * 0,2)^2 * 14,2}$$

$$\mu_u = 0,004 < \mu_R = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$z = d (1 - 0,4 a) \quad \text{avec} \quad a = 0,0050 \text{ (tableau)}$$

$$z = 0,18 * (1 - 0,4 * 0,0050) = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1,90 * 10^2}{18 * 34,8}$$

$$A_{st} = 0,30 \text{ cm}^2$$

Ferraillage suivant Y :

Ferraillage de la travée intermédiaire :

Le calcul se fait en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{6,45 * 10^{-3}}{1 * (0,9 * 0,2)^2 * 14,2}$$

$$\mu_u = 0,014 < \mu_R = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0,4 a) \quad \text{avec} \quad a = 0,0176 \text{ (tableau)}$$

$$z = 0,18 * (1 - 0,4 * 0,0176) = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{6,45 * 10^2}{18 * 34,8}$$

$$A_{st} = 1,03 \text{ cm}^2$$

Ferraillage de la travée de rive :

Le calcul se fait en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{7,31 * 10^{-3}}{1 * (0,9 * 0,2)^2 * 14,2}$$

$$\mu_u = 0,016 < \mu_R = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0,4 a) \quad \text{avec} \quad a = 0,0201 \text{ (tableau)}$$

$$z = 0,18 * (1 - 0,4 * 0,0201) = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{7,31 * 10^2}{18 * 34,8}$$

$$A_{st} = 1,17 \text{ cm}^2$$

Ferraillage de l'appui intermédiaire :

Le calcul se fait en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{2,58 * 10^{-3}}{1 * (0,9 * 0,2)^2 * 14,2}$$

$$\mu_u = 0,006 < \mu_R = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0,4 a) \quad \text{avec} \quad a = 0,0075 \text{ (tableau)}$$

$$z = 0,18 * (1 - 0,4 * 0,0075) = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{2,58 * 10^2}{18 * 34,8}$$

$$A_{st} = 0,41 \text{ cm}^2$$

Ferraillage de l'appui de rive :

Le calcul se fait en flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{4,30 * 10^{-3}}{1 * (0,9 * 0,2)^2 * 14,2}$$

$$\mu_u = 0,009 < \mu_R = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z * \sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0,4 a) \quad \text{avec} \quad a = 0,0113 \text{ (tableau)}$$

$$z = 0,18 * (1 - 0,4 * 0,0113) = 0,18 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{4,30 * 10^2}{0,18 * 34,8}$$

$$A_{st} = 0,69 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures :

La section minimale suivant les deux directions de calculs, est déterminée par cette formule :

$$A_{ymin} = 0,08\%B \text{ DTR B.C. 2-41 (CBA, 93)} \rightarrow A_{ymin} = 0,08\% * 20 * 100 \rightarrow A_{ymin} = 1,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix de diamètre des barres :

$$\emptyset < \frac{h_0}{10} \rightarrow \emptyset < \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

Donc, le diamètre des barres doit être inférieur à 20 mm

- Sens X :

En travée :

$$\text{On prend } A_{st}(x) = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}(\text{choisi}) = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{xmin} = 1,60 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appuis :

$$\text{On prend } A_{st}(x) = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}(\text{choisi}) = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{xmin} = 1,60 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Sens Y :

En travée :

$$\text{On prend } A_{st}(y) = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}(\text{choisi}) = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{ymin} = 1,60 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

En appuis :

$$\text{On prend } A_{st}(y) = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}(\text{choisi}) = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{ymin} = 1,60 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Disposition constructive :

L'espacement max des barres d'une même nappe, est calculé comme suit :

Suivant y :

$$S_{ty} \leq \min(3h_0, 33\text{cm}) \quad (\text{BAEL 91 modifié 99[03]})$$

$$S_{ty} = \frac{100}{4} \leq \min(60, 33\text{cm}) \rightarrow 25 < 33 \quad \text{Condition vérifiée}$$

L'espacement entre les barres sera pris égal à 25 cm.

Suivant x :

$$S_{tx} \leq \min(2h_0, 25\text{cm}) \quad (\text{BAEL 91 modifié 99[03]})$$

$$S_{tx} = \frac{100}{4} \leq \min(40, 25\text{cm}) \rightarrow 25 = 25 \quad \text{Condition vérifiée}$$

L'espacement entre les barres sera pris égal à : **St = 25 cm.**

Vérification**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b * d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 * f_{c28}}{y_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u * L_x * L_y}{2 * (L_x + L_y)} = \frac{11,04 * 4,10 * 3,60}{2 * (4,10 + 3,60)} = 10,58 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u * L_x}{3} = \frac{11,04 * 4,10}{3} = 15,09 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = \max(T_x, T_y) = 15,09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15,09 * 10^{-3}}{1 * 0,9 * 0,2} = 0,084 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,084 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :**Suivant « X » En travée :****Position de l'axe neutre :**

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2} x^2 + A_{sc} (x - d') - nA_{st}(d - x) = 0 \text{ avec } (x - d') = 0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 * 2.01(18 - x) = 0 \text{ avec } (x - d') = 0 \rightarrow x^2 - 542.7 + 30.15x = 0$$

$$x = 3.01 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $x = 3,01 \text{ cm}$

Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{b \cdot h^3}{3} = 2,67 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d - x)^2 = 1,01 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I = I_b - I_{st} = 2,67 * 10^{-3} + 15 * 1.01 * 10^{-3} \rightarrow I = 1,78 * 10^{-2} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{8,17 * 3.01}{1,78} = 13,82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \quad \text{donc la condition est vérifiée}$$

Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 * (8,17 * 10) (18 - 3.01)}{1,78 * 10^2} = 103,20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{t28}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st} \quad \text{donc la condition est vérifiée}$$

Suivant « Y » En travée :

Position de l'axe neutre :

Pour trouver la position de l'axe neutre, on utilise la formule suivante :

$$\frac{b}{2} x^2 + A_{sc} (x - d') - nA_{st}(d - x) = 0 \text{ avec } (x - d') = 0$$

$$\frac{100}{2} x^2 - 15 * 2.01(18 - x) = 0 \text{ avec } (x - d') = 0 \rightarrow x^2 - 542.7 + 30.15x = 0$$

$$x = 3.01 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve à une distance de $x = 3,01 \text{ cm}$

Calcul de l'inertie :

$$I_b = \frac{b \cdot h^3}{3} = 2,67 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d - x)^4 = 1,01 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I = I_b - I_{st} = 2,67 * 10^{-3} + 15 * 1.01 * 10^{-3} \rightarrow I = 1,78 * 10^{-2} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{6,37 * 3.01}{1,78} = 10,77 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \quad \text{donc la condition est vérifiée}$$

Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 * (6,37 * 10) (18 - 3.01)}{1,78 * 10^2} = 80,47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta} f_{t28}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st} \quad \text{donc la condition est vérifiée}$$

Schéma du ferrailage :

Le ferrailage de la rampe d'accès est constitué de deux nappes, une inférieure suivant y, et une autre supérieure suivant x.

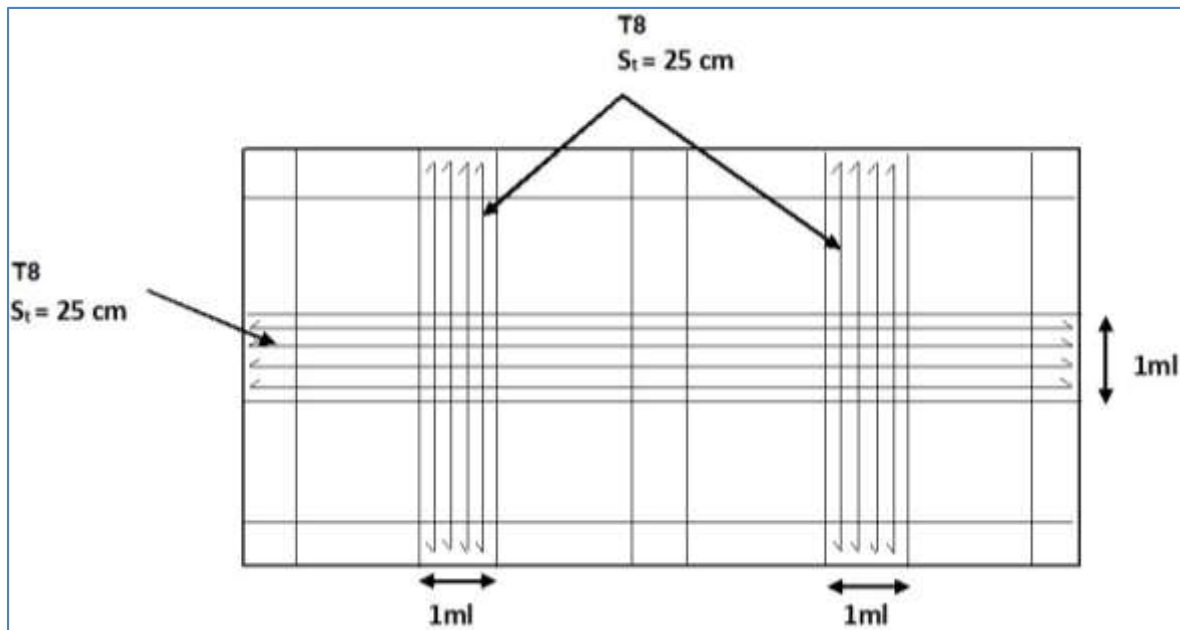


Figure III.45 : Nappe inférieure du ferrailage de la rampe d'accès.

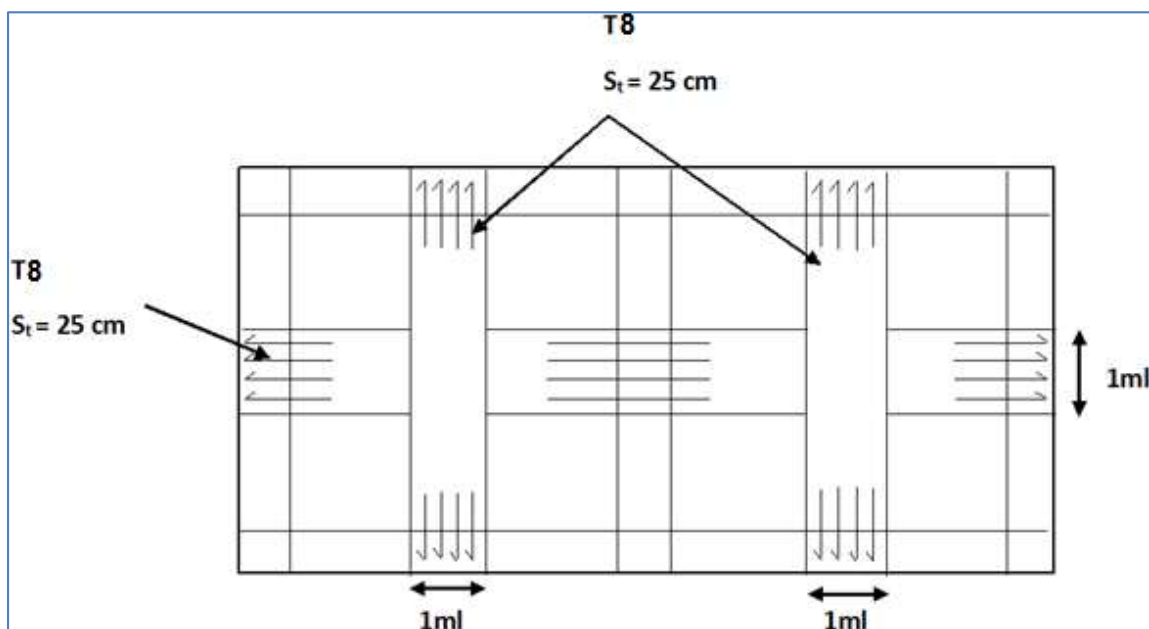


Figure III.46 : Nappe supérieure du ferrailage de la rampe d'accès

Chapitre IV

Modélisation

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**

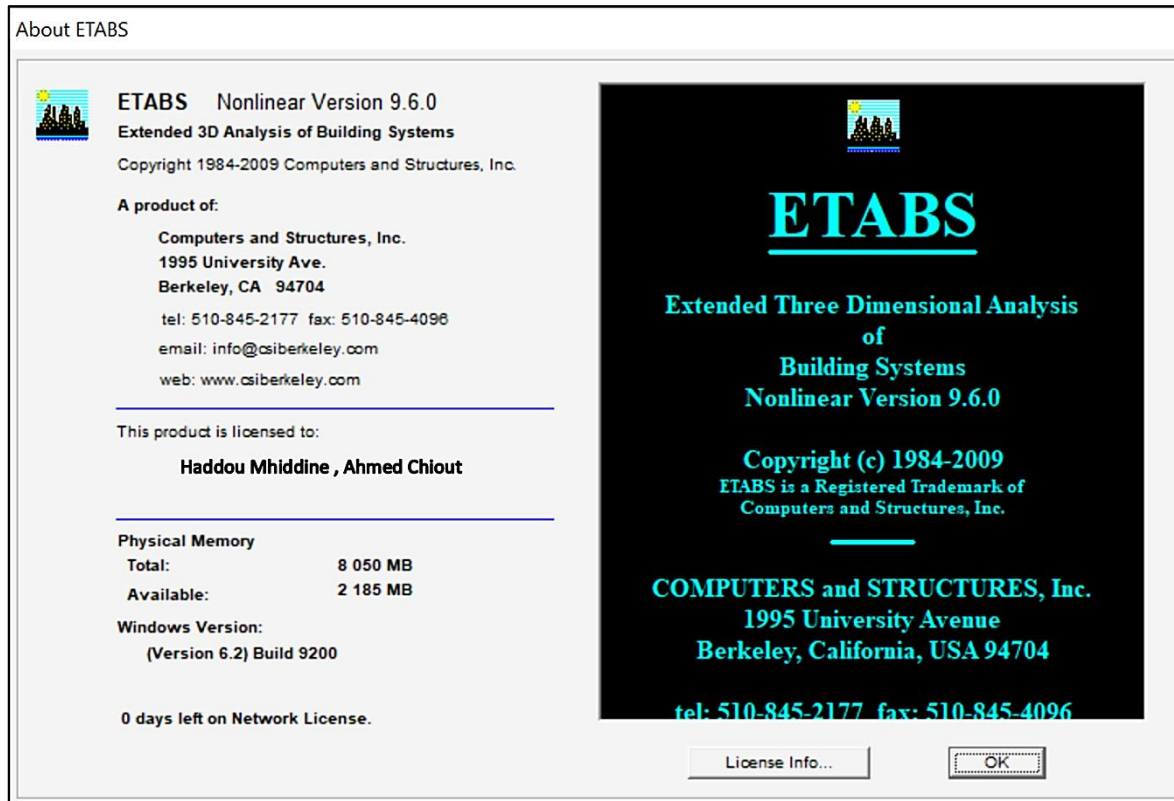


Figure IV.1 Version utilisée du logiciel ETABS

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 :

- A) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- B) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- C) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...)
- D) Définition des charges statiques (G, Q).
- E) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- F) Définition de la charge sismique E.

- G) Chargement des éléments.
- H) 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 :

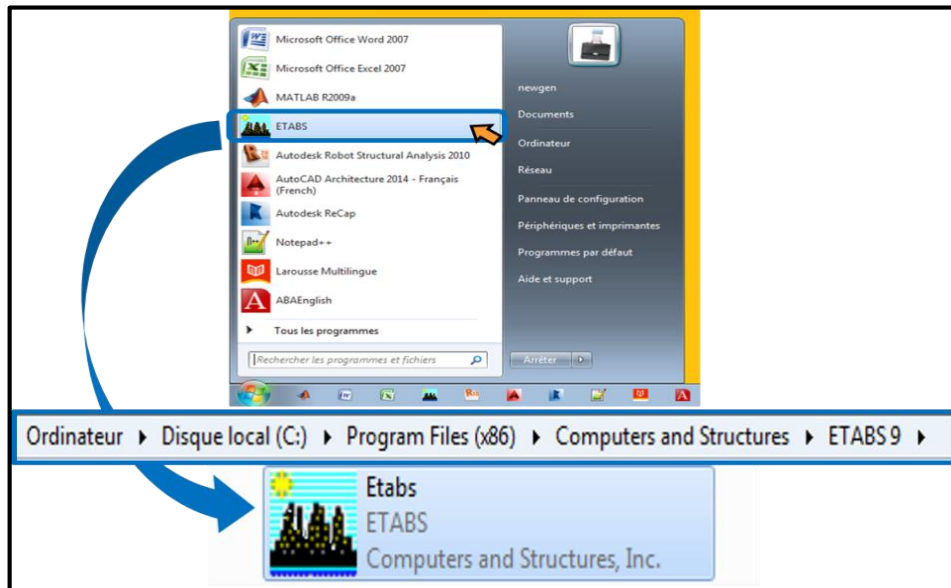


Figure IV.2 Icône du logiciel ETABS sur système d'exploitation Windows 7

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**

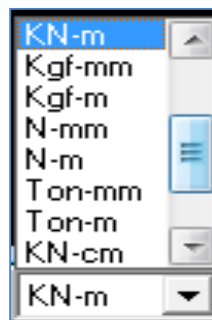


Figure IV.3 Choix des unités

➤ **Géométriques de base**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

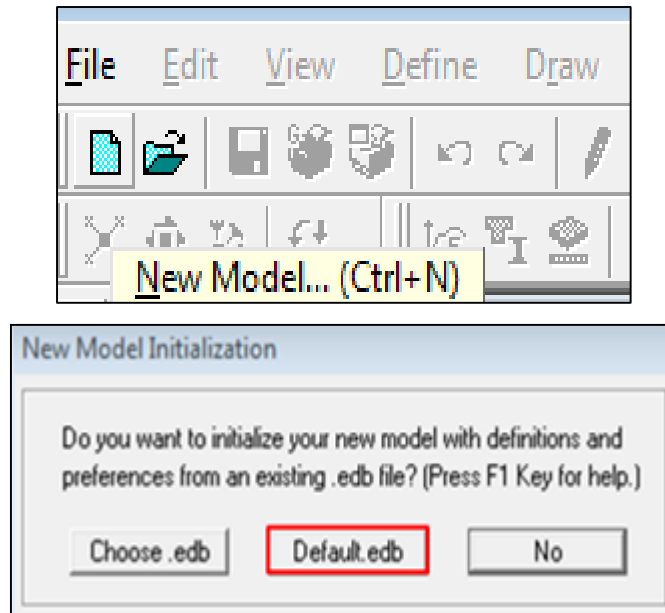


Figure IV.4 Démarrer un nouveau model

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

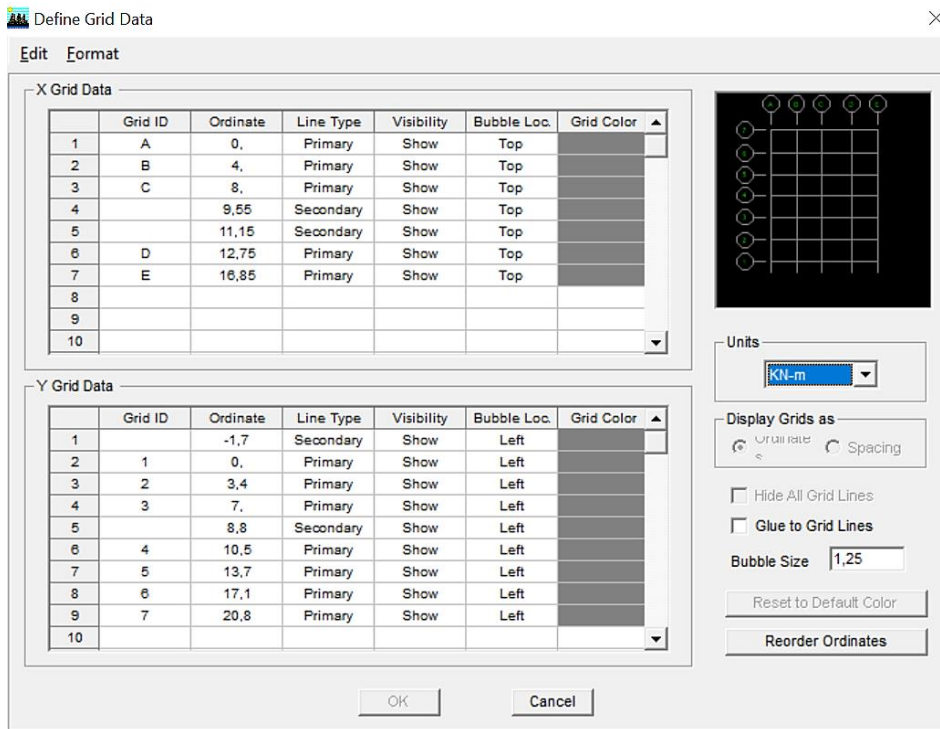


Figure IV.5 Introduction de la géométrie de base

Story Data

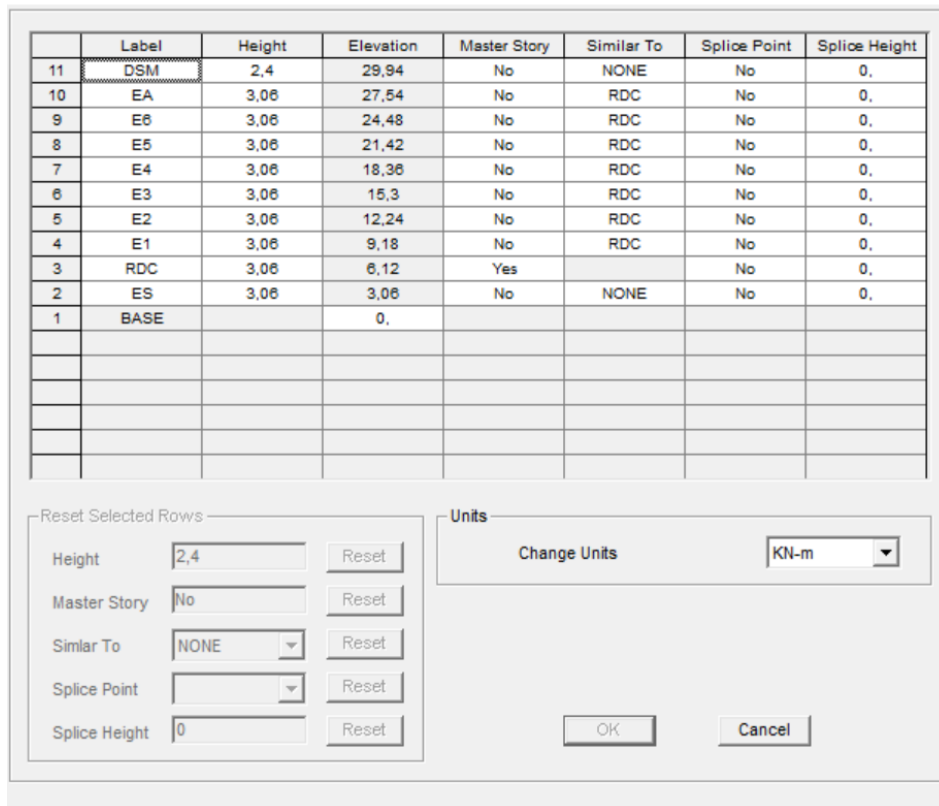


Figure IV.6 Introduction des étages

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.

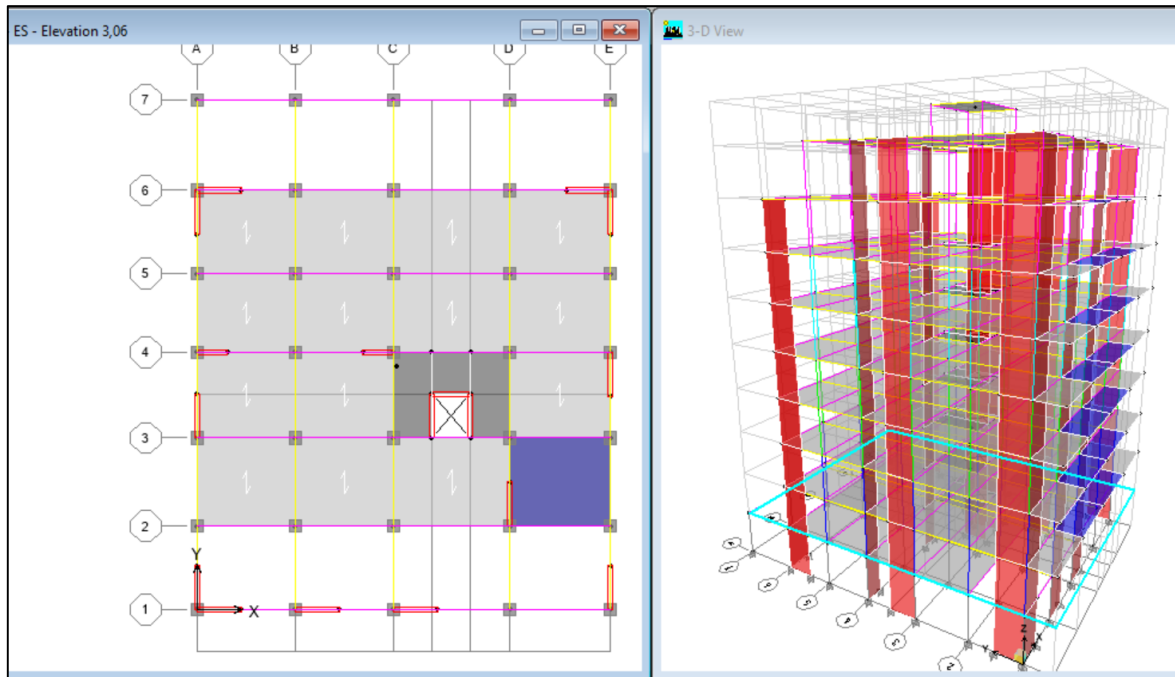


Figure IV.7 Affichage en plan et en 3D

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**

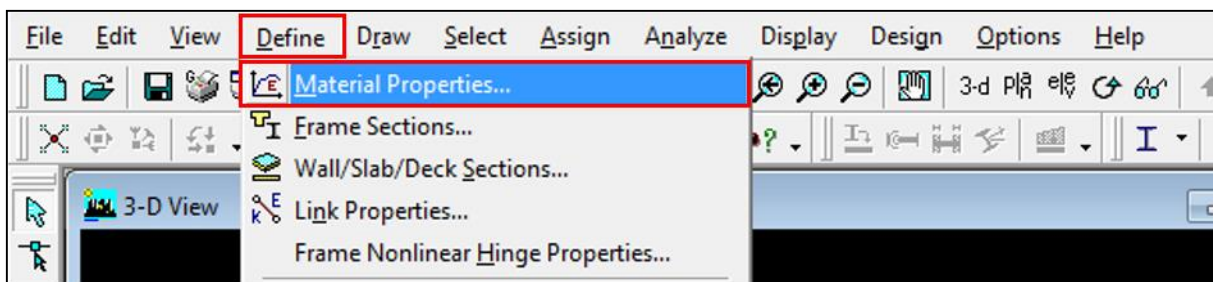


Figure IV.8 Définition des matériaux

Dans la boîte dialogique qui apparaît, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

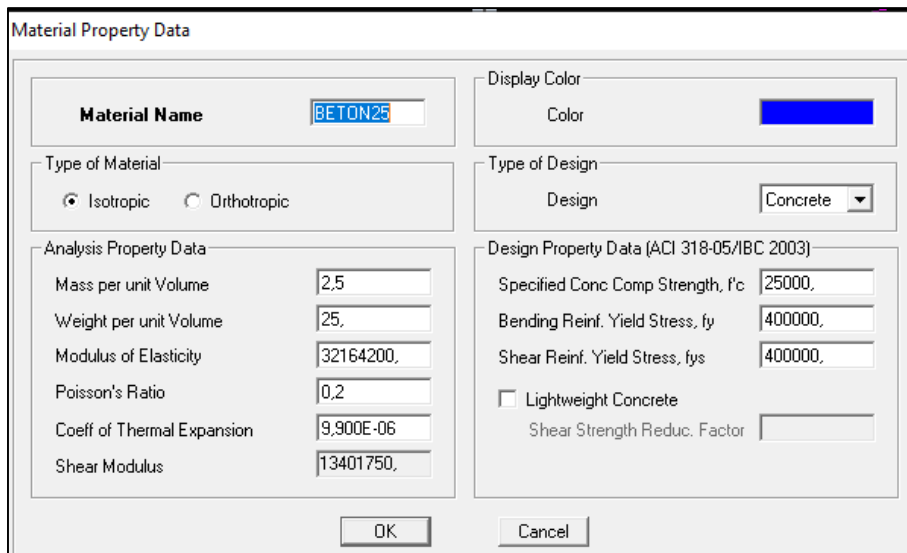
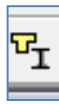


Figure IV.9 Caractéristiques du béton

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.**

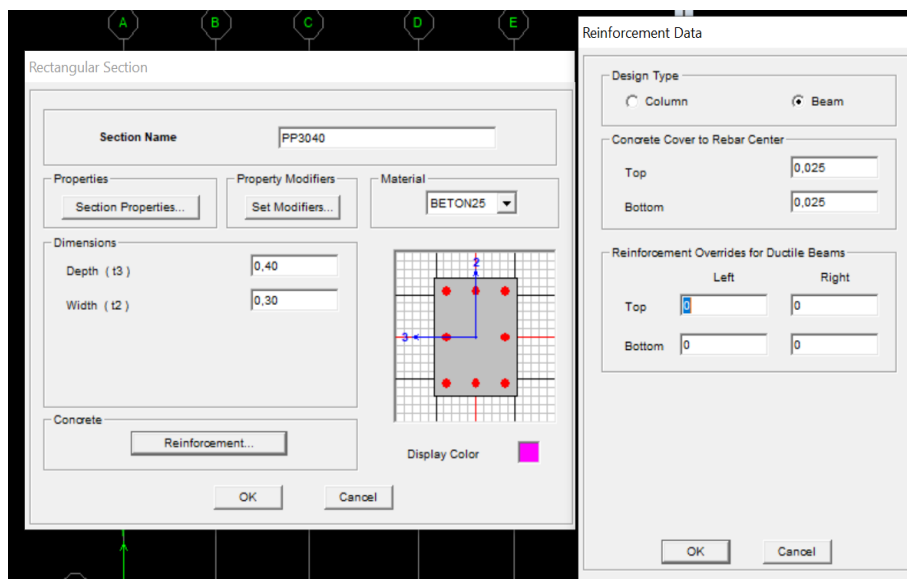


Figure IV.10 Définition des poutres

On procède de la même manière pour les poteaux.

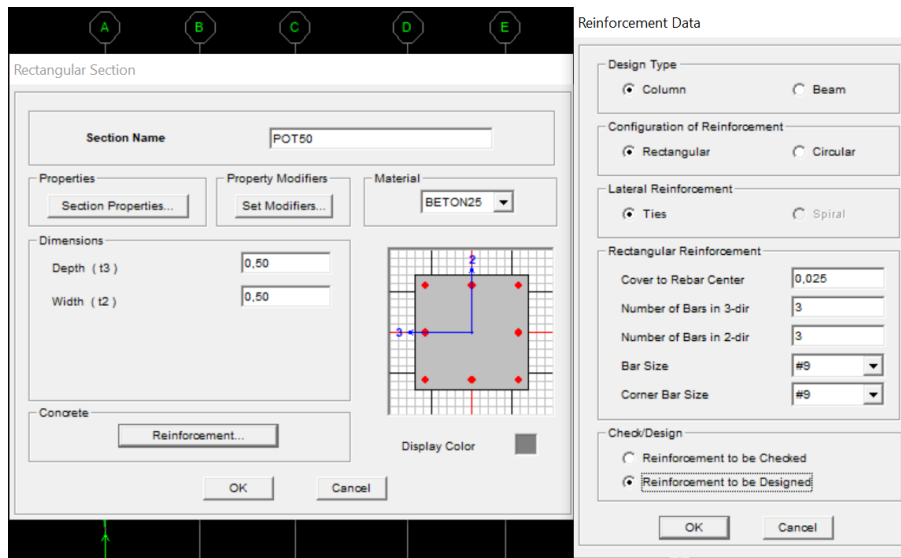



Figure IV.11 Définition des poteaux

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.

Élément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

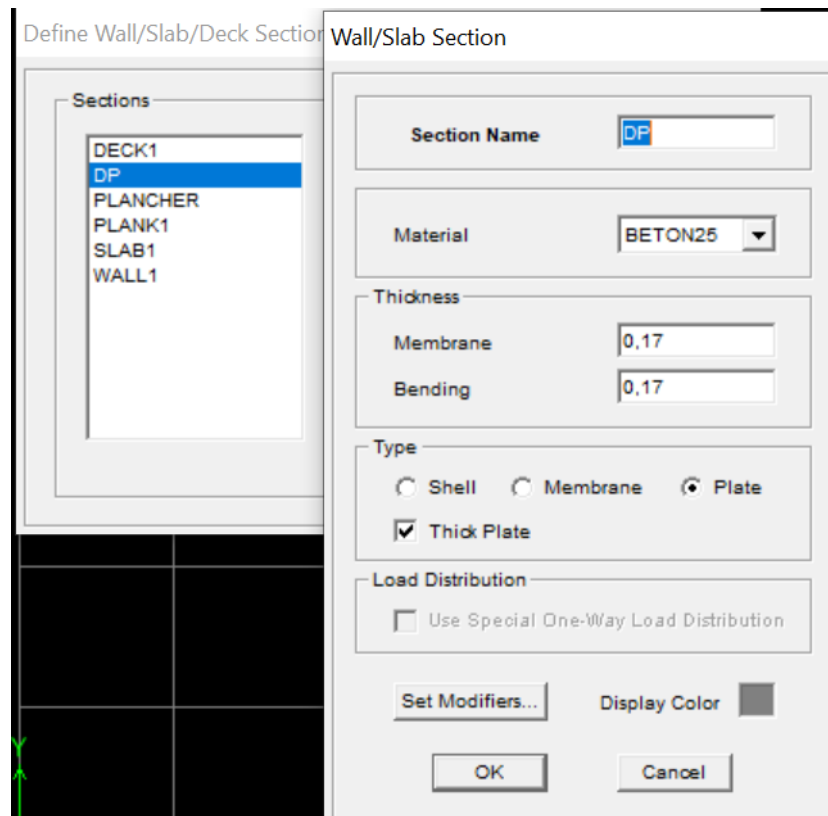


Figure IV.12 Définition des dalles

➤ 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 (**proprietés 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





et sur



Pour les voiles.

Pour les planchers et dalle pleine

On clique sur le bouton  ou 

Une fenêtre s'affiche (**proprietés of Object**) → **None** on choisit le nom de la section et on valide.

Enfin, on obtient la structure suivante :

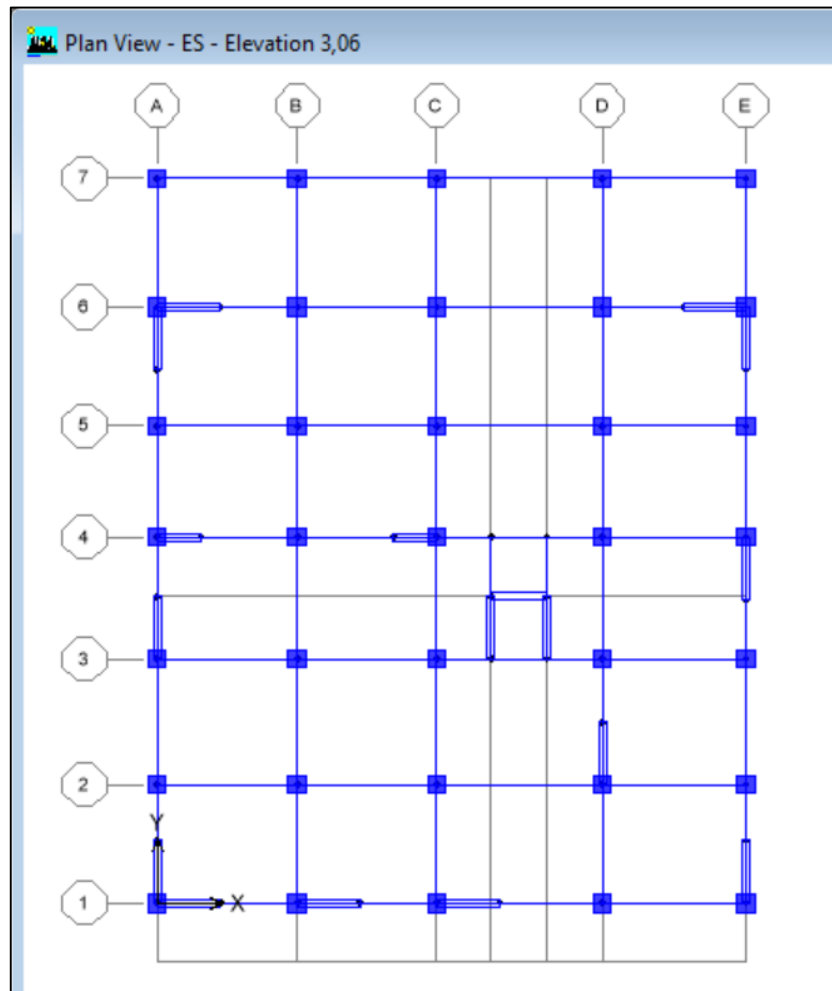


Figure IV.13 Vue en plan des éléments structuraux d'un étage

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 :

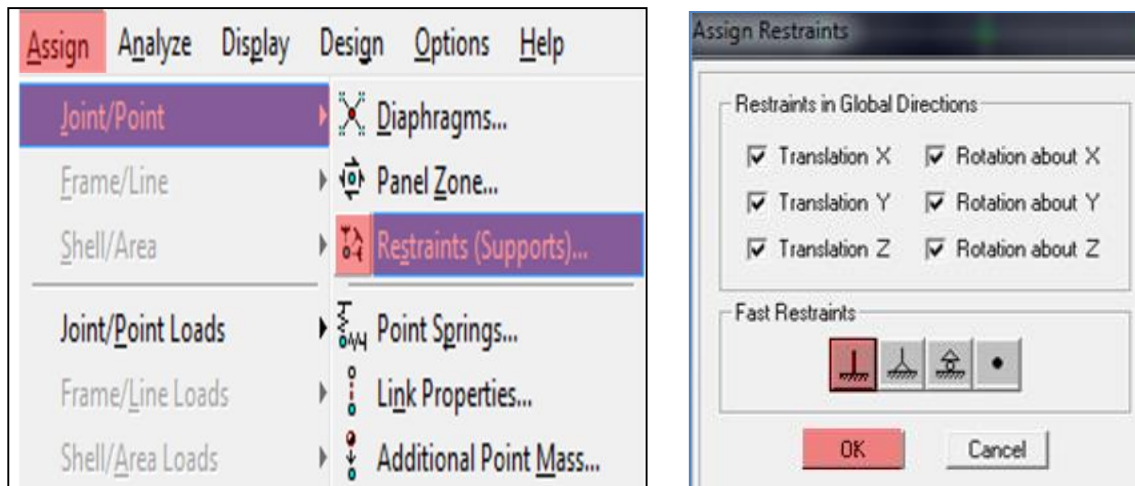


Figure IV.14 Définition des appuis

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**.

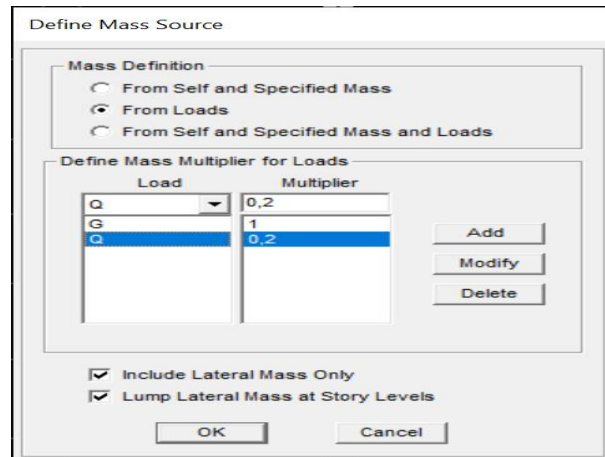



Figure IV.15 Définition du poids propre

➤ 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.

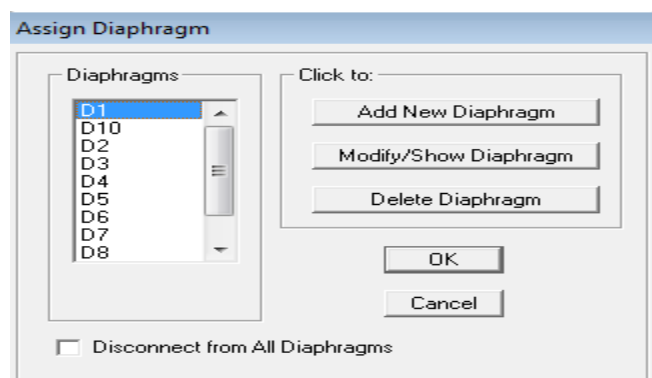


Figure IV.16 Introduction des diaphragmes

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**.

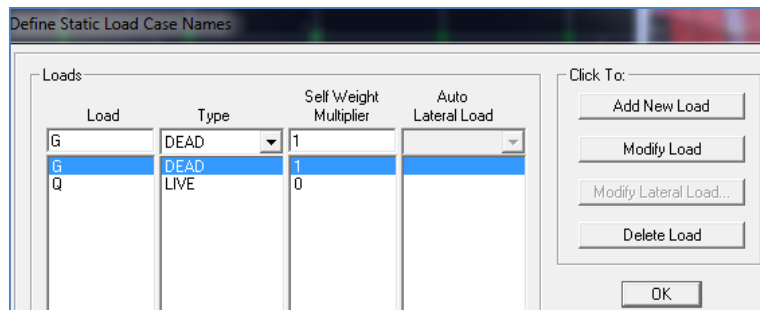


Figure IV.17 Définition des charges statiques

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**.

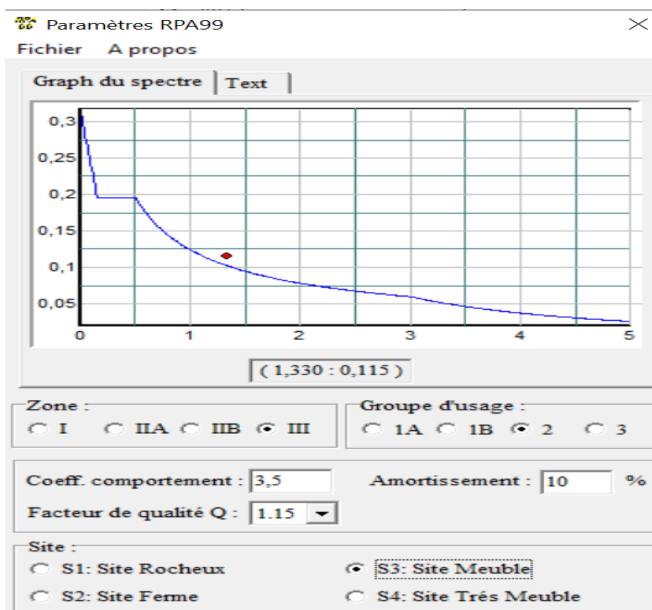


Figure IV.18 Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS, on clique sur :

Define → **Response spectrum** → **Function Spectre from file.**

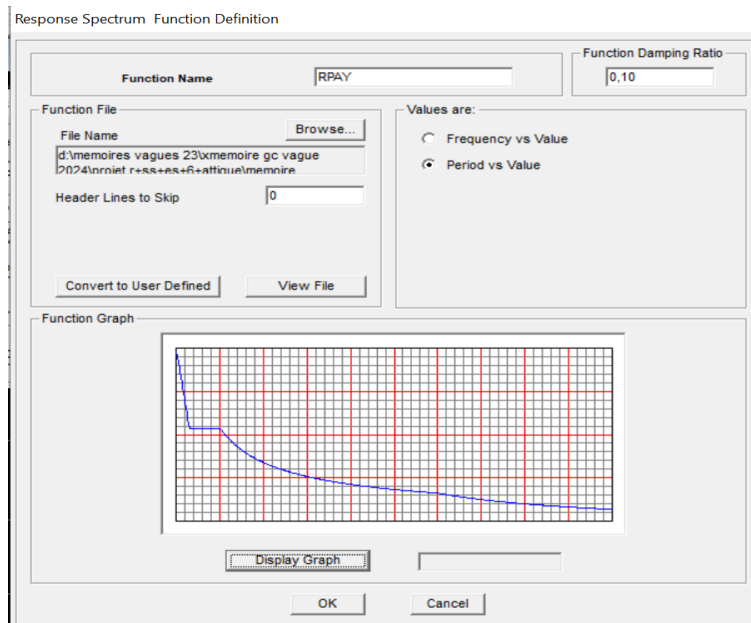
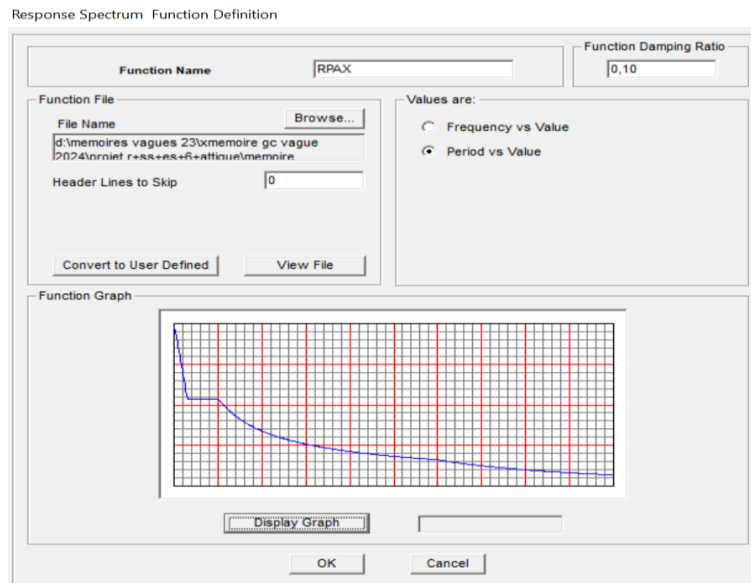


Figure IV.19 Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003

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** → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum.**

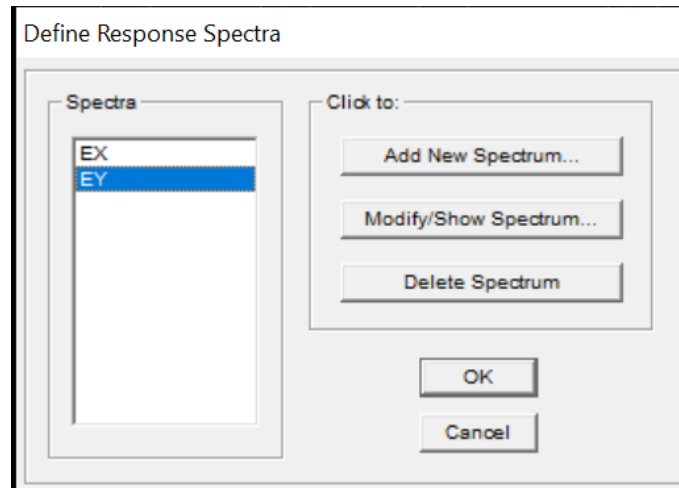


Figure IV.20 Définition des charges sismiques

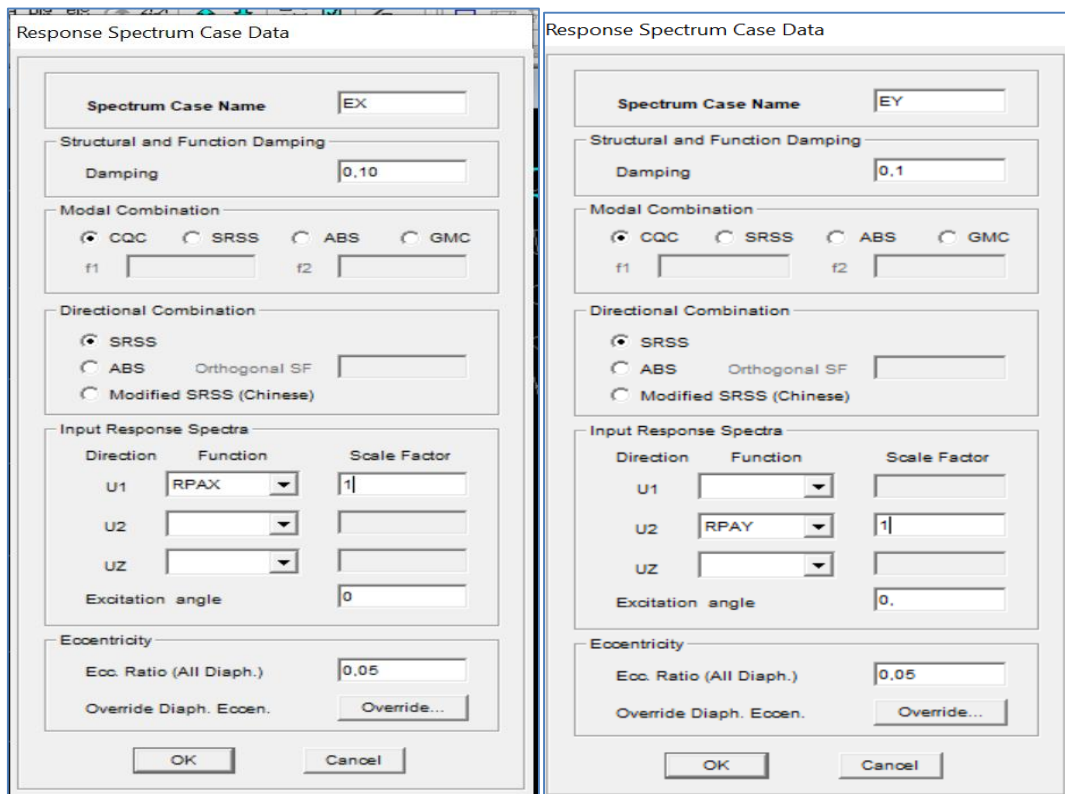


Figure IV.21 Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales

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**.

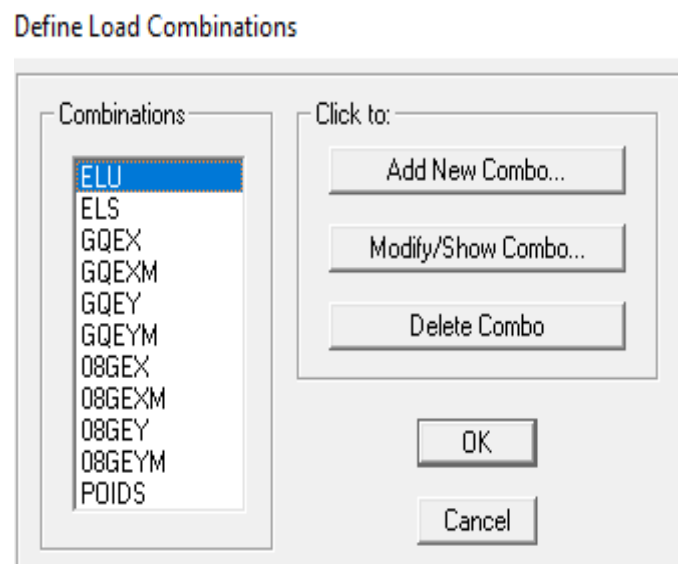



Figure IV.22 Introduction des combinaisons d'actions

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.

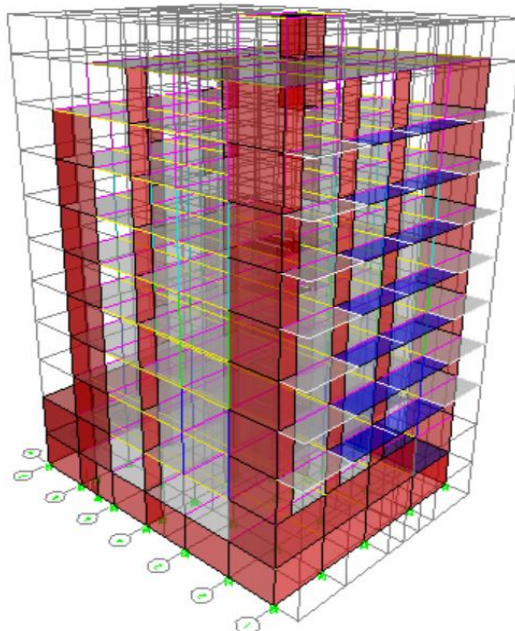


Figure IV.23 Vue en 3D de la structure

Chapitre V

Vérification des exigences du RPA

Introduction

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA99 version 2003 qui sont :

- 1) Le pourcentage de participation de la masse modale.
- 2) L'effort tranchant à la base.
- 3) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux
- 4) Étude de contreventement et calcul du coefficient de comportement R
- 5) Justification vis-à-vis des déplacements
- 6) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- 7) Vérification de l'Effet de la torsion d'axe vertical.

V.1 Présentation de l'ouvrage

- ✓ Notre projet est un bâtiment « **R+SS+ES+6+EA** » implantée à **Cheraga Wilaya d'Alger**, classée selon le RPA 99 version en 2003 comme zone de forte sismicité (**zone III**).
- ✓ Bâtiment à usage habitation.
- ✓ Site meuble S3 (rapport géotechnique)
- ✓ Système structurel : portiques + voiles

V.1.1 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.

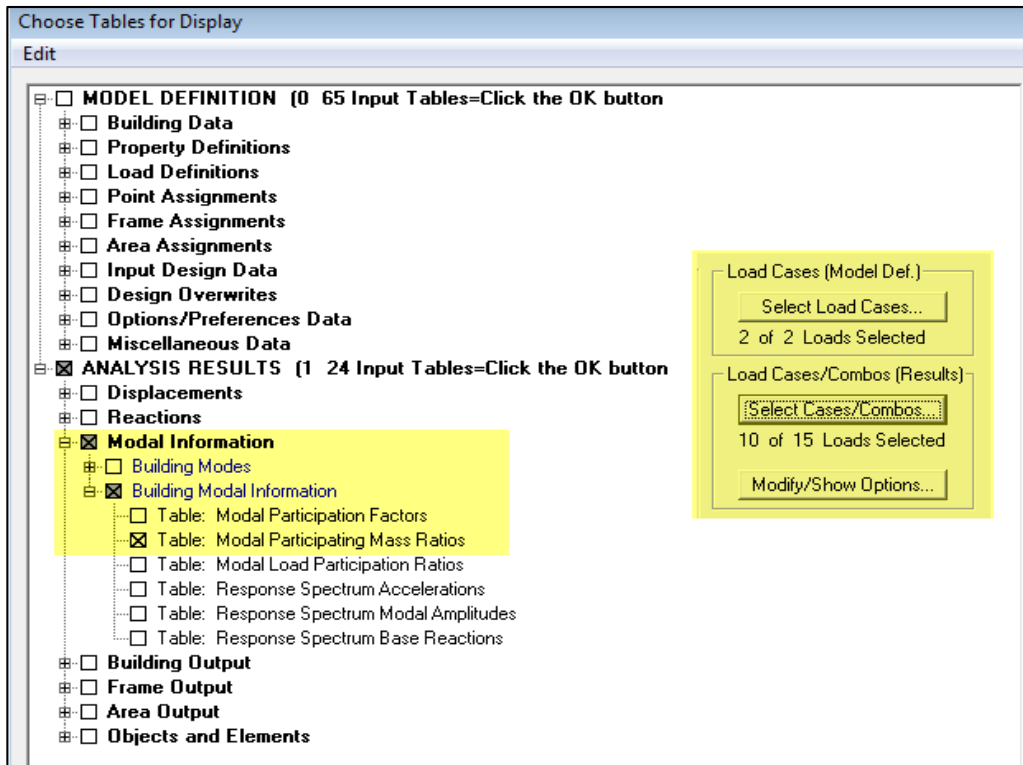


Figure V.1 Affichage des informations modales

Les résultats seront affichés comme suit :

Modal Participating Mass Ratios									
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRX	SumRY	
1	0.024908	7.2953	61.4283	7.2953	61.4283	0.3279	87.5831	10.2634	
2	0.710568	62.9700	6.5971	70.2653	68.0254	2.6795	96.8555	97.6425	
3	0.014300	1.1800	1.1586	71.4453	69.1943	66.3610	99.5910	99.1315	
4	0.219997	2.8583	13.4814	74.3016	82.8557	0.0037	99.3872	99.2403	
5	0.201109	12.0349	2.7708	86.3364	85.4283	0.3193	99.5048	99.5748	
6	0.160196	0.4326	0.0726	86.7692	85.4988	15.8276	99.5097	99.6143	
7	0.099759	3.0596	2.8658	89.8290	88.1647	0.0017	99.8630	99.7877	
8	0.094180	2.2573	3.2785	92.0863	91.4433	0.0052	99.8469	99.8836	
9	0.081325	0.0015	0.5296	92.0877	91.9729	0.1328	99.8841	99.8837	
10	0.078555	0.3469	0.0000	92.4336	91.9729	0.2757	99.8841	99.8938	
11	0.074391	0.0056	0.0236	92.4394	91.9987	1.3175	99.8657	99.8939	
12	0.070100	0.1339	0.0130	92.5733	92.0097	4.4322	99.8668	99.8973	

Tableau V.1 La période et des masses participantes

- ◆ Le premier mode de vibration est : **Une translation suivant l'axe Y-Y,**
Il mobilise 61.49 % de la masse.> 50%

- ◆ Le deuxième mode de vibration est : **Une translation suivant l'axe X-X,**
Il mobilise 62.83 % de la masse.> 50%

- ◆ Le troisième mode de vibration est : **Une rotation suivant l'axe Z-Z,**
Il mobilise 65.39 % 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 : 91.96 % > 90% → **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y : 91.24 % > 90% → **Condition vérifiée.**

V.1.2 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 III, groupe d'usage 2 → **A=0.25**

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. $h_n = 27,54 \text{ m}$

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%

$$T = 0,05 \times (27,54)^{3/4} \rightarrow T = 0,60 \text{ sec}$$

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 : $T = 1,3 \times 0,60 = 0,78 \text{ sec} < T_{\text{analytique}} = 0,824 \text{ sec} \rightarrow$ **2^{ème} cas**

Donc $T = 1,3 T_{\text{empirique}} \rightarrow$ **T = 0.78 s**

Finalement : $D = 2,5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,78}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow$ **D = 1,41**

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	0,05
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)	Pq
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0,05
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 :

$$Q_x = 1,15 \text{ et } Q_y = 1,15.$$

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 → sélectionner Building Output Table
→ Story Shears → POIDS Combo

On aura la fenêtre suivante :

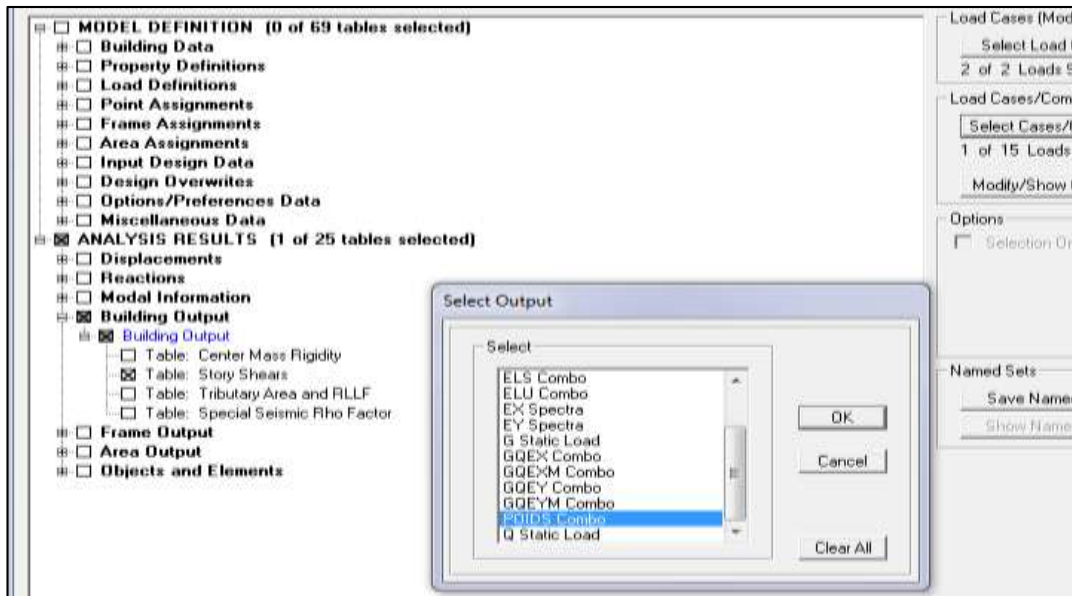


Figure V.2 Extraction du poids de la structure sur ETABS.

On aura les résultats représenté par le tableau suivant.

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
E1	EX	Bottom	0,00	2461,63	609,02	23261,365	8531,360	33962,1
E1	EY	Top	0,00	605,53	2223,16	19988,749	24265,268	6643,0
E1	EY	Bottom	0,00	605,53	2223,16	19988,749	30644,807	8420,1
E1	POIDS	Top	20182,28	0,00	0,00	0,000	152385,858	-188637
E1	POIDS	Bottom	21095,30	0,00	0,00	0,000	159926,434	-176093
RDC	EX	Top	0,00	2600,51	636,03	24655,433	8531,360	33962,1
RDC	EX	Bottom	0,00	2600,51	636,03	24655,433	10400,636	41514,1
RDC	EY	Top	0,00	634,62	2359,56	21382,188	30644,807	8420,1
RDC	EY	Bottom	0,00	634,62	2359,56	21382,188	37374,566	10279,1
RDC	POIDS	Top	23436,13	0,00	0,00	0,000	177556,798	-195772
RDC	POIDS	Bottom	24349,16	0,00	0,00	0,000	185097,576	-203227
ES	EX	Top	0,00	2647,13	644,21	25234,141	10400,636	41514,1
ES	EX	Bottom	0,00	2647,13	644,21	25234,141	12308,958	49272,1
ES	EY	Top	0,00	644,21	2406,56	21855,419	37374,566	10279,1
ES	EY	Bottom	0,00	644,21	2406,56	21855,419	44327,700	12182,1
ES	POIDS	Top	26142,62	0,00	0,00	0,000	203981,840	-217778
ES	POIDS	Bottom	27259,68	0,00	0,00	0,000	214450,941	-226936

Tableau V.2 Valeur du poids total de la structure

On choisit la valeur indiquée pour ES _ Bottom

Donc : **W = 27259.68 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 apparait on sélectionne XZ et on met 0 pour Aperture.

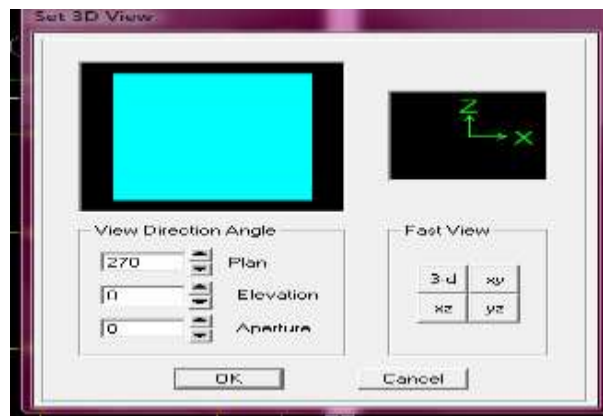


Figure V.3

Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison E.

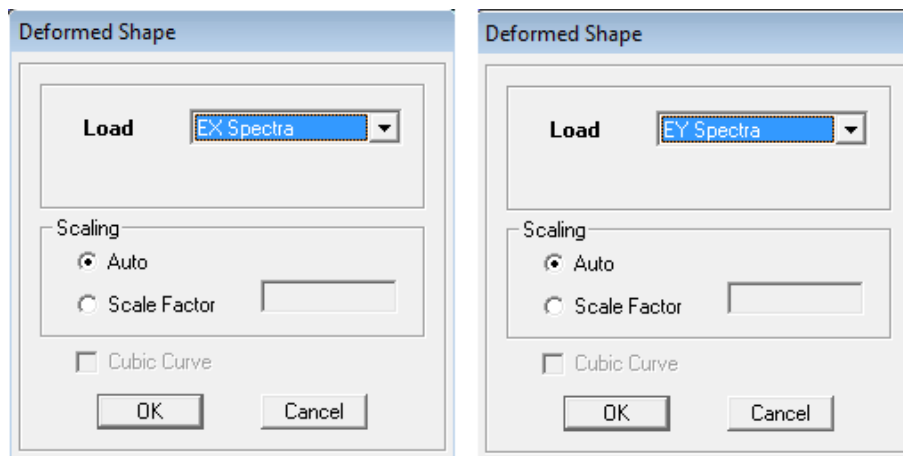


Figure V.4 Affichage des déformées suivant x et y.

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.

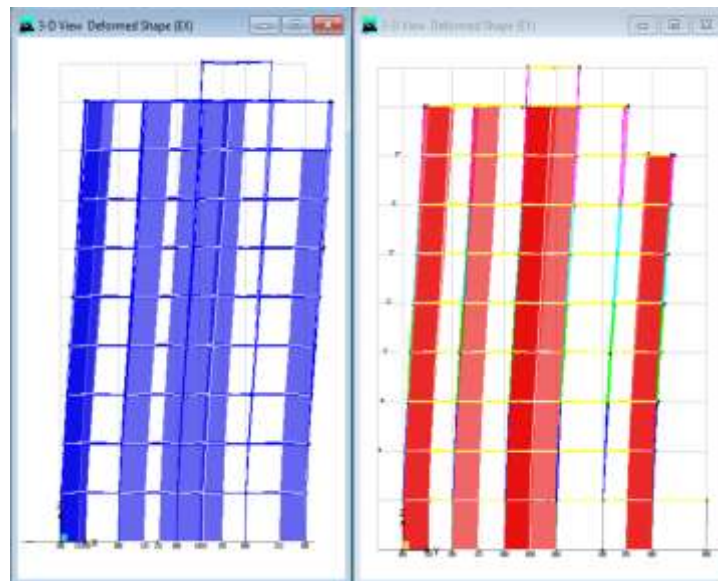


Figure V.5 La déformée dans le sens x-x et le sens y-y.

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

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	18,3724	0
End Point	-1,7137	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,3294	0,5302	0,	180,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2550,648	637,7974	6,999E-11	0,	0,	0,
Moment	12087,1188	48958,097	20400,2715	0,	0,	0,

Close Refresh

Figure V.6 Les forces horizontales reprises par tous les éléments suivant x-x

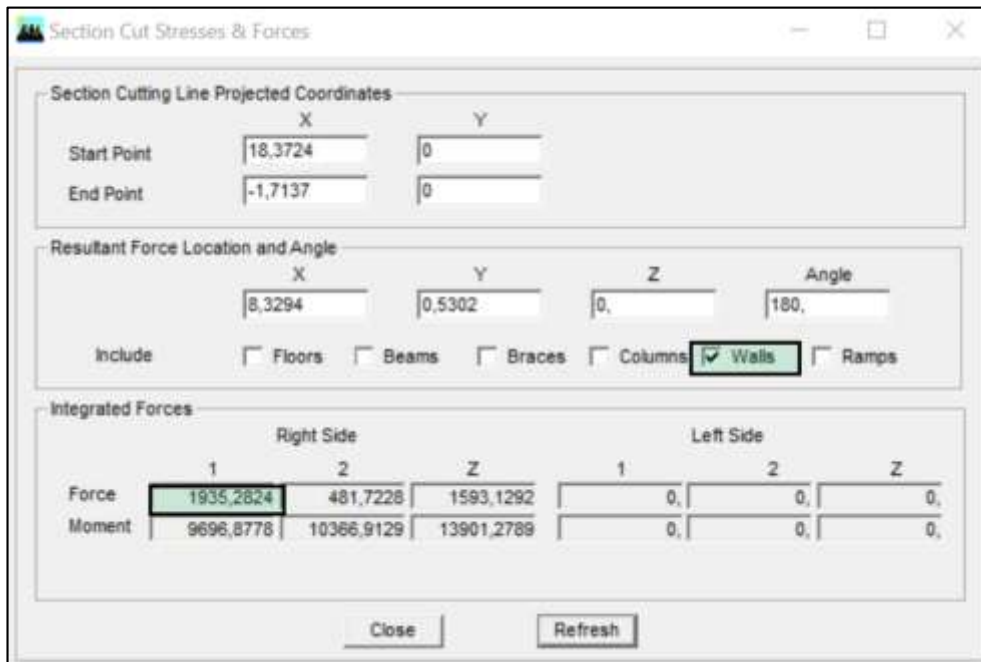


Figure V.7 Les forces horizontales reprises par les voiles suivant x-x

On a $2550.65 \rightarrow 100\%$

$1935.28 \rightarrow X$

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{2550.65 \times 100}{1935.28} = 75.87\%$$

Donc : Effort repris par les voiles = **75.87%**

Effort repris par les portiques = **24.12 %**

Sens Y-Y

De l'États on obtient les tableaux suivant :

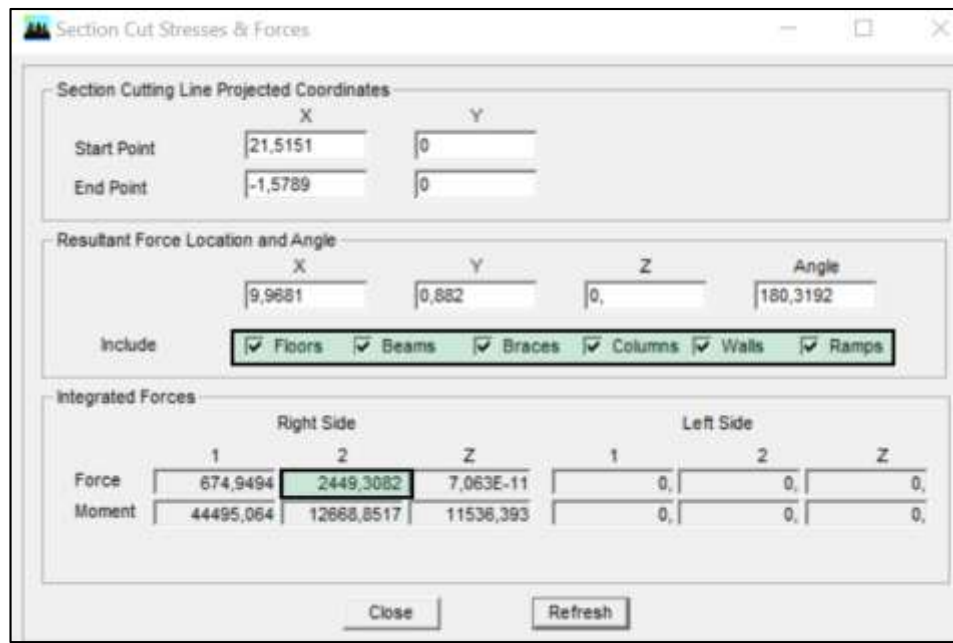


Figure V.8 Les forces horizontales reprises par tous les éléments suivant y-y

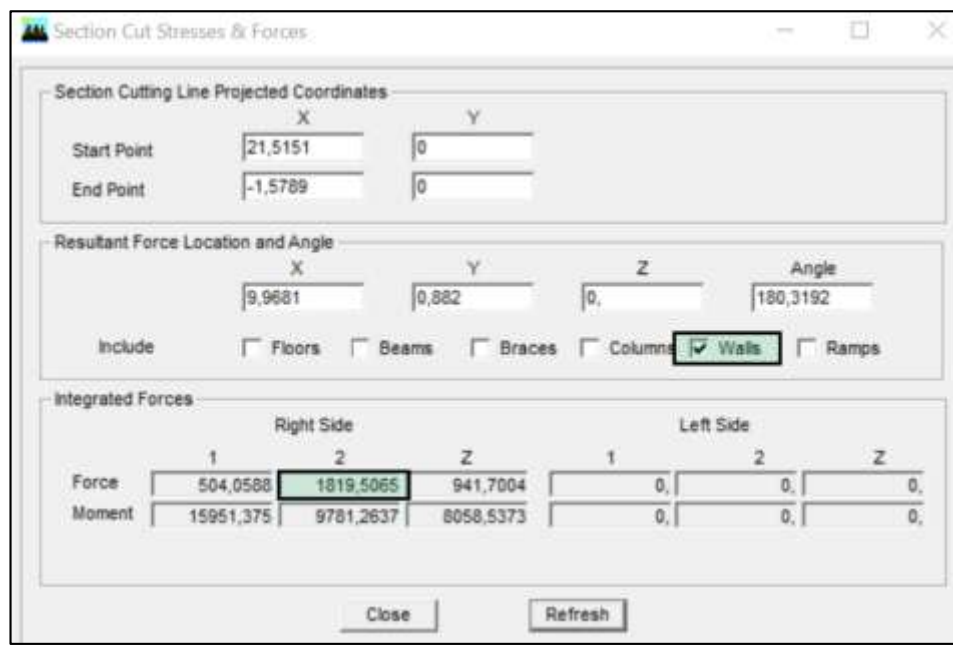


Figure V.9 Les forces horizontales reprises par les voiles suivant y-y

On a 2449.31 → 100%

1819.51 → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{1819,51 \times 100}{2449,31} = 74.29\%$$

Donc : Effort repris par les voiles= **74.29%**

Effort repris par les portiques= **25.71 %**

Les Charges verticales

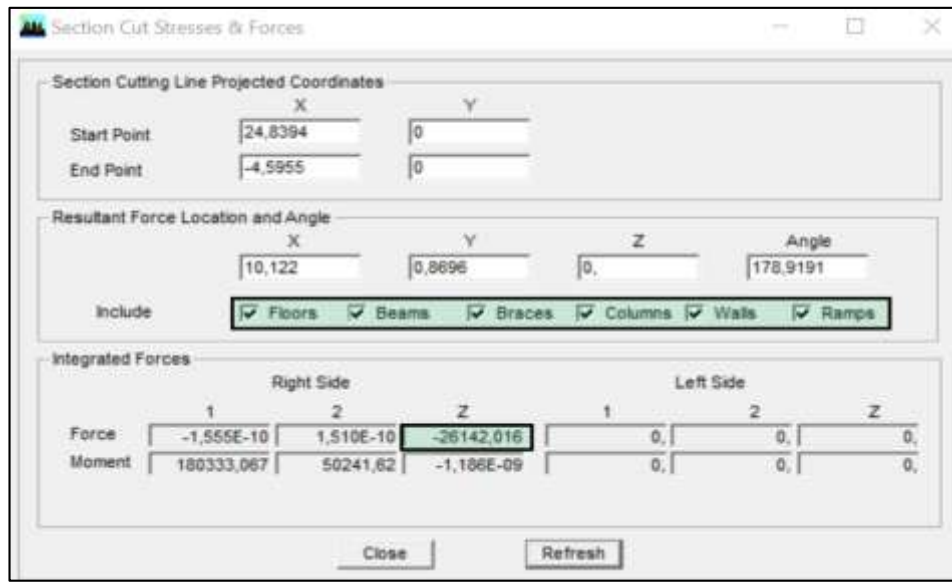


Figure V.10 Les forces vertical reprises par tous les éléments

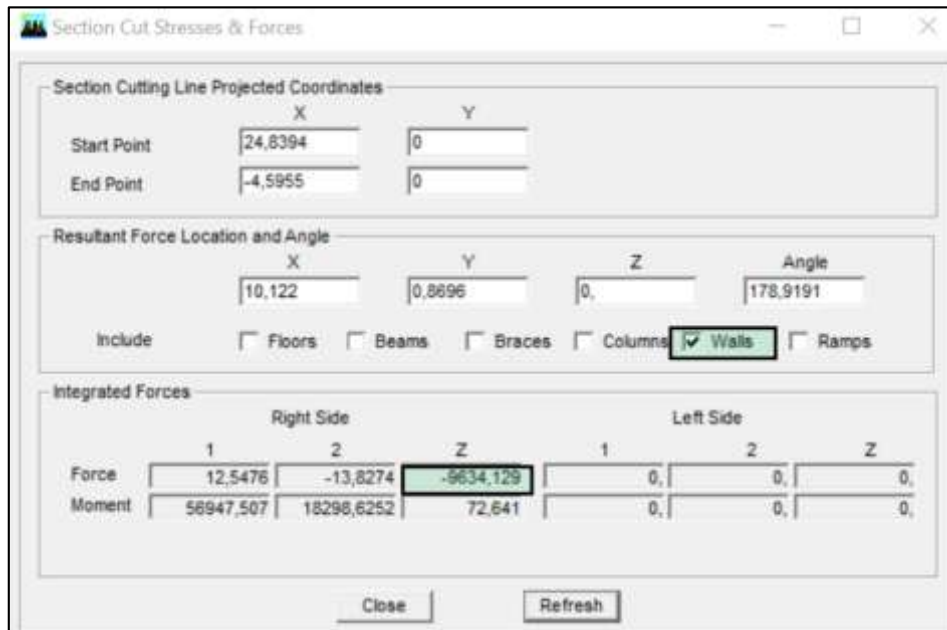


Figure V.11 Les forces verticales reprises par les voiles

On a $26142.02 \rightarrow 100\%$

$9634.13 \rightarrow X$

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{9634.13 \times 100}{26142.02} = \mathbf{36.85\%}$$

Donc : Effort repris par les voiles = **36.85 %**

Effort repris par les portiques = **63.15%**

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

Tapez une équation ici.

Selon les résultats trouvée, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$

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	0,25	A	0,25
	D	1,41	D	1,41
	Q	1,15	Q	1,15
	W	27259.68	W	27259.68
	R	3.5	R	3.5
Forces sismiques V (Kn)	3157.25		3157.25	

urs suivantes :

➤ **Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS**

En procédant par les étapes suivantes :

Display → **Show tables** → on selection **Building Modal Information**
 → **Table: response spectrum base reactions** → on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

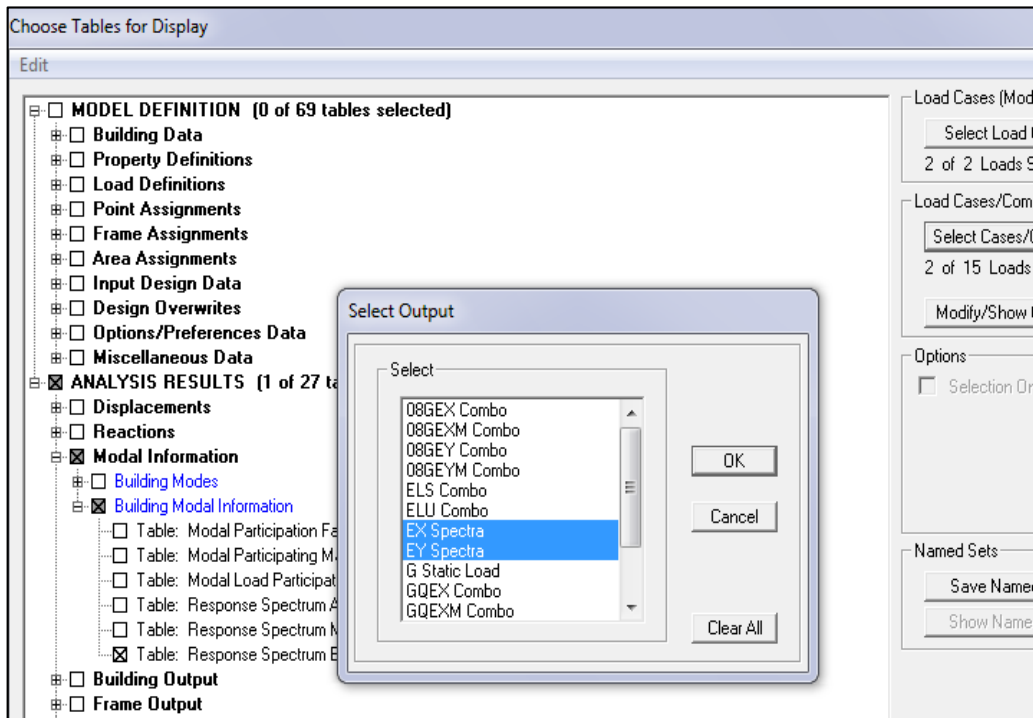


Figure V.12 Méthode d'affichage des valeurs de l'effort sismique sur le logiciel ETABS.

En cliquant sur ok, on aura le tableau suivant :

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	E1	EK	Bottom	0,00	2362,07	601,32	22495,675	8372,441	32354,1
	E1	EY	Top	0,00	629,69	2253,83	20390,139	24384,364	6881,5
	E1	EY	Bottom	0,00	629,69	2253,83	20390,139	30744,400	6711,9
	E1	POIDS	Top	20182,28	0,00	0,00	0,000	152385,656	-166637
	E1	POIDS	Bottom	21095,30	0,00	0,00	0,000	159926,434	-176093
	RDC	EK	Top	0,00	2503,70	629,38	23904,171	8372,441	32354,1
	RDC	EK	Bottom	0,00	2503,70	629,38	23904,171	10208,146	39543,3
	RDC	EY	Top	0,00	661,46	2400,71	21865,782	30744,400	6711,9
	RDC	EY	Bottom	0,00	661,46	2400,71	21865,782	37499,203	10634,1
	RDC	POIDS	Top	23436,13	0,00	0,00	0,000	177556,798	-195772
	RDC	POIDS	Bottom	24349,16	0,00	0,00	0,000	185097,576	-203227
	ES	EK	Top	0,00	2550,65	637,80	24479,870	10208,146	39543,3
	ES	EK	Bottom	0,00	2550,65	637,80	24479,870	12067,119	48958,1
	ES	EY	Top	0,00	671,74	2450,19	22354,467	37499,203	10634,1
	ES	EY	Bottom	0,00	671,74	2450,19	22354,467	44512,692	12606,3
	ES	POIDS	Top	26142,02	0,00	0,00	0,000	203981,840	-217778
	ES	POIDS	Bottom	27259,68	0,00	0,00	0,000	214450,941	-226936

Tableau V.3 Efforts tranchants à la base donnés par ETABS

On choisit la valeur maximale dans chaque sens : $V_x = 2550.65 \text{ KN}$

$V_y = 2450.19 \text{ KN}$

◆ 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)	3157.25	2525.8	2550.65	Condition vérifiée
Sens (y-y)	3157.25	2525.8	2450.19	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 $0.8 V/V_t$.

$$0.8 V/V_t = 2525.8/ 2450.19 = 1.03$$

V.1.3 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

On doit satisfaire la condition suivante :
$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3.$$

Avec N_d : Effort normal sismique ;

B : Section transversale du poteau considéré.

Les valeurs obtenues après calcul sont données comme suit :

- Pour les poteaux 50×50 : $N_d = 1633.31 \text{ KN}$

$$v = \frac{1633.31 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.261 < 0.30 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poteau Rectangulaire		résultats	
a (cm) =	<input type="text" value="50.00"/>	V =	<input type="text" value="0.261"/>
b (cm) =	<input type="text" value="50.00"/>	Condition Vérifiée	
Bc (cm²) =	<input type="text" value="2 500.00"/>	Calculer	
fc28 (MPa) =	<input type="text" value="25"/>		
Nd (kN) =	<input type="text" value="1 633.310"/>	Nd : Effort normal	

- Pour les poteaux 45×45 : $N_d = 1443.19 \text{ KN}$

$$v = \frac{1443.19 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.285 < 0.30 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poteau Rectangulaire		résultats	
a (cm) =	<input type="text" value="45.00"/>	V =	<input type="text" value="0.285"/>
b (cm) =	<input type="text" value="45.00"/>	Condition Vérifiée	
Bc (cm²) =	<input type="text" value="2 025.00"/>	Calculer	
fc28 (MPa) =	<input type="text" value="25"/>		
Nd (kN) =	<input type="text" value="1 443.190"/>	Nd : Effort normal	

- Pour les poteaux 40×40 : **Nd = 1011 KN**

$$v = \frac{990.73 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.248 < 0.30 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poteau Rectangulaire		résultats	
a (cm)	= 40,00	V	= 0,248
b (cm)	= 40,00	Condition Vérifiée	
Bc (cm ²)	= 1 600,00	Calculer	
fc28 (MPa)	= 25		
Nd (kN)	= 990,730		
		Nd : Effort normal	

- Pour les poteaux 35×35 : **Nd = 646.25 KN**

$$v = \frac{646.25 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.211 < 0.30 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poteau Rectangulaire		résultats	
a (cm)	= 35,00	V	= 0,211
b (cm)	= 35,00	Condition Vérifiée	
Bc (cm ²)	= 1 225,00	Calculer	
fc28 (MPa)	= 25		
Nd (kN)	= 646,250		
		Nd : Effort normal	

- Pour les poteaux 30×30 : **Nd = 319.07 KN**

$$v = \frac{319.07 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0.142 < 0.30 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Poteau Rectangulaire		résultats	
a (cm)	= 30,00	V	= 0,142
b (cm)	= 30,00	Condition Vérifiée	
Bc (cm ²)	= 900,00	Calculer	
fc28 (MPa)	= 25		
Nd (kN)	= 319,070		
		Nd : Effort normal	

V.1.4 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 :

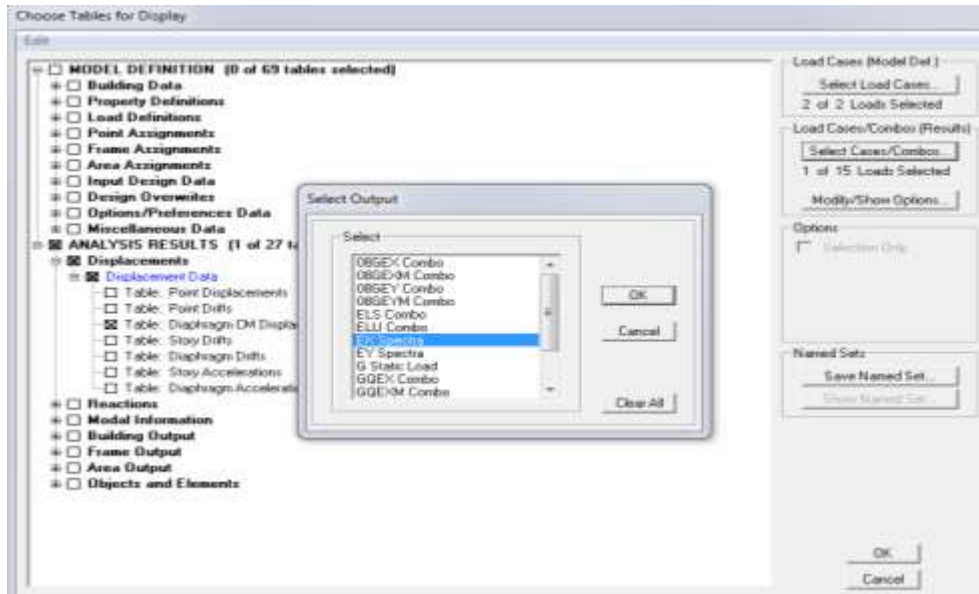


Figure V.13 Affichage des valeurs des déplacements

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*

Diaphragm CM Displacements

Edit View

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	
▶	DSM	D10	EX	0,0255	0,0080	0,0000	0
	EA	D9	EX	0,0239	0,0074	0,0000	0
	E6	D8	EX	0,0211	0,0066	0,0000	0
	E5	D7	EX	0,0182	0,0056	0,0000	0
	E4	D6	EX	0,0153	0,0046	0,0000	0
	E3	D5	EX	0,0121	0,0036	0,0000	0
	E2	D4	EX	0,0090	0,0026	0,0000	0
	E1	D3	EX	0,0058	0,0016	0,0000	0
	RDC	D2	EX	0,0030	0,0008	0,0000	0
	ES	D1	EX	0,0009	0,0002	0,0000	0

Tableau V.4 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/combo*s → 2 fois sur **OK**

Diaphragm CM Displacements

Edit View

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
▶	DSM	D10	EY	0,0090	0,0314	0,0000
	EA	D9	EY	0,0075	0,0299	0,0000
	E6	D8	EY	0,0067	0,0263	0,0000
	E5	D7	EY	0,0057	0,0225	0,0000
	E4	D6	EY	0,0048	0,0185	0,0000
	E3	D5	EY	0,0037	0,0144	0,0000
	E2	D4	EY	0,0027	0,0103	0,0000
	E1	D3	EY	0,0017	0,0065	0,0000
	RDC	D2	EY	0,0009	0,0032	0,0000
	ES	D1	EY	0,0003	0,0009	0,0000

Tableau V.5 Les déplacements dans le sens y-y

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison Ex :

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	D9	EX	0,0239	3,5	0,084	0,0028	0,0306	CV
E6	D8	EX	0,0211	3,5	0,074	0,0029	0,0306	CV
E5	D7	EX	0,0182	3,5	0,064	0,0029	0,0306	CV
E4	D6	EX	0,0153	3,5	0,054	0,0032	0,0306	CV
E3	D5	EX	0,0121	3,5	0,042	0,0031	0,0306	CV
E2	D4	EX	0,009	3,5	0,032	0,0032	0,0306	CV
E1	D3	EX	0,0058	3,5	0,020	0,0028	0,0306	CV
RDC	D2	EX	0,003	3,5	0,011	0,0021	0,0306	CV
ES	D1	EX	0,0009	3,5	0,003	0,0009	0,0306	CV

Tableau V.6 Résultats de calcul avec la combinaisons Ex

Le tableau des résultats du calcul avec la combinaison Ey :

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	D9	EY	0,0299	5	0,150	0,0036	0,0306	CV
E6	D8	EY	0,0263	5	0,132	0,0038	0,0306	CV
E5	D7	EY	0,0225	5	0,113	0,004	0,0306	CV
E4	D6	EY	0,0185	5	0,093	0,0041	0,0306	CV
E3	D5	EY	0,0144	5	0,072	0,0041	0,0306	CV
E2	D4	EY	0,0103	5	0,052	0,0038	0,0306	CV
E1	D3	EY	0,0065	5	0,033	0,0033	0,0306	CV
RDC	D2	EY	0,0032	5	0,016	0,0023	0,0306	CV
ES	D1	EY	0,0009	5	0,005	0,0009	0,0306	CV

Tableau V.7 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

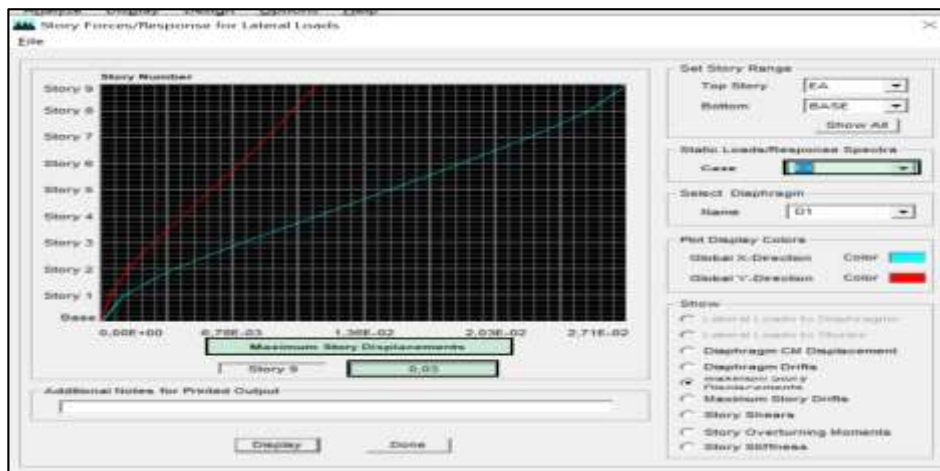


Figure V.14 Déplacement max suivant E_x

$$\delta_{Max} = 0.03\text{m} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{30.60}{500} = 0.0612\text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant E_y

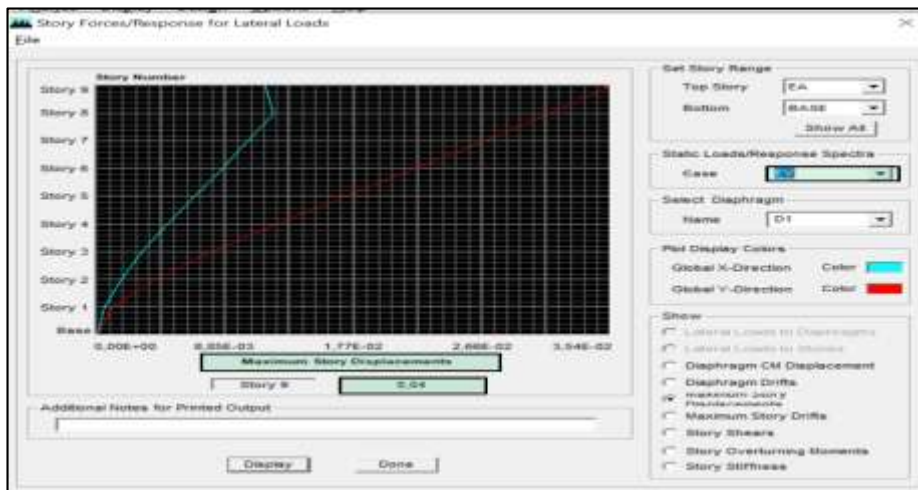


Figure V.15 déplacement max suivant E_y

$$\delta_{\text{Max}} = 0.01 \text{ m} \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{30.60}{500} = 0.0612 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.1.5 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 2^{ème} 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	Sens x-x (sous Ex)					Sens y-y (sous Ey)				
	poids	Δ_{kx} [m]	V_x [KN]	$V_x \times h$	Θ_x	Δ_{ky} [m]	V_y [KN]	$V_y \times h$ [KNm]	Θ_y	
EA	2392,61	0,0028	134,19	410,62	0,0163	0,0036	529,52	1620,33	0,0053	
E6	5388,28	0,0029	262,27	802,55	0,0195	0,0038	980,62	3000,70	0,0068	
E5	8458,54	0,0029	365,27	1117,73	0,0219	0,004	1317,85	4032,62	0,0084	
E4	11528,8	0,0032	452,69	1385,23	0,0266	0,0041	1616,28	4945,82	0,0096	
E3	14685,12	0,0031	525,49	1608,00	0,0283	0,0041	1867,75	5715,32	0,0105	
E2	17841,44	0,0032	583,59	1785,79	0,0320	0,0038	2070,13	6334,60	0,0107	
E1	21095,3	0,0028	629,69	1926,85	0,0307	0,0033	2253,83	6896,72	0,0101	
RDC	24349,16	0,0021	661,46	2024,07	0,0253	0,0023	2400,71	7346,17	0,0076	
ES	27259,68	0,0009	671,74	2055,52	0,0119	0,0009	2450,19	7497,58	0,0033	

Tableau V.8 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	EY	Bottom	0	134,19	529,52	4649,921	1663,257	423,665
E6	EY	Bottom	0	262,27	980,62	8513,839	4621,705	1216,703
E5	EY	Bottom	0	365,27	1317,85	11530,437	8498,169	2305,875
E4	EY	Bottom	0	452,69	1616,28	14296,44	13147,107	3639,002
E3	EY	Bottom	0	525,49	1867,75	16634,04	18485,38	5177,787
E2	EY	Bottom	0	583,59	2070,13	18566,328	24384,364	6881,539
E1	EY	Bottom	0	629,69	2253,83	20390,139	30744,4	8711,946
RDC	EY	Bottom	0	661,46	2400,71	21865,782	37499,203	10634,128
ES	EY	Bottom	0	671,74	2450,19	22354,467	44512,692	12606,775

Tableau V.9 Valeurs de l'effort tranchant V_x

Pour V_y

De même, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
EA	EY	Bottom	0	134,19	529,52	4649,921	1663,257	423,665
E6	EY	Bottom	0	262,27	980,62	8513,839	4621,705	1216,703
E5	EY	Bottom	0	365,27	1317,85	11530,437	8498,169	2305,875
E4	EY	Bottom	0	452,69	1616,28	14296,44	13147,107	3639,002
E3	EY	Bottom	0	525,49	1867,75	16634,04	18485,38	5177,787
E2	EY	Bottom	0	583,59	2070,13	18566,328	24384,364	6881,539
E1	EY	Bottom	0	629,69	2253,83	20390,139	30744,4	8711,946
RDC	EY	Bottom	0	661,46	2400,71	21865,782	37499,203	10634,128
ES	EY	Bottom	0	671,74	2450,19	22354,467	44512,692	12606,775

Tableau V.10 Valeurs de l'effort tranchant V_y

Pour P

On effectue les mêmes étapes, on remplace seulement la combinaison P du poids

Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
EA	POIDS	Bottom	2392,61	0	0	0	15969,234	-20112,193
E6	POIDS	Bottom	5388,28	0	0	0	38915,66	-45098,599
E5	POIDS	Bottom	8458,54	0	0	0	62504,782	-70705,573
E4	POIDS	Bottom	11528,8	0	0	0	86093,904	-96312,547
E3	POIDS	Bottom	14685,12	0	0	0	110424,598	-122635,56
E2	POIDS	Bottom	17841,44	0	0	0	134755,292	-148958,58
E1	POIDS	Bottom	21095,3	0	0	0	159926,434	-176093,1
RDC	POIDS	Bottom	24349,16	0	0	0	185097,576	-203227,63
ES	POIDS	Bottom	27259,68	0	0	0	214450,941	-226936,45

Tableau V.11 le poids P

V.1.6 Vérification de l'effet de la torsion d'axe vertical

D'après le **RPA 99 version 2003 (article 4.3.7)**, dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05 L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Avec $L = \max(L_x ; L_y) = 21,30 \text{ m}$

Soit : C_M : centre de masse.

C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que : $e = |C_M - C_R| \leq 5\% L$

Pour déterminer les valeurs de C_M et C_R par logiciel ETABS, on suit l'étape suivante :

Display → **show tables** → Un tableau s'affichera, et on coche les cas es suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **Building Output**.

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo → **Center Mass Rigidity** → **OK** → **OK**

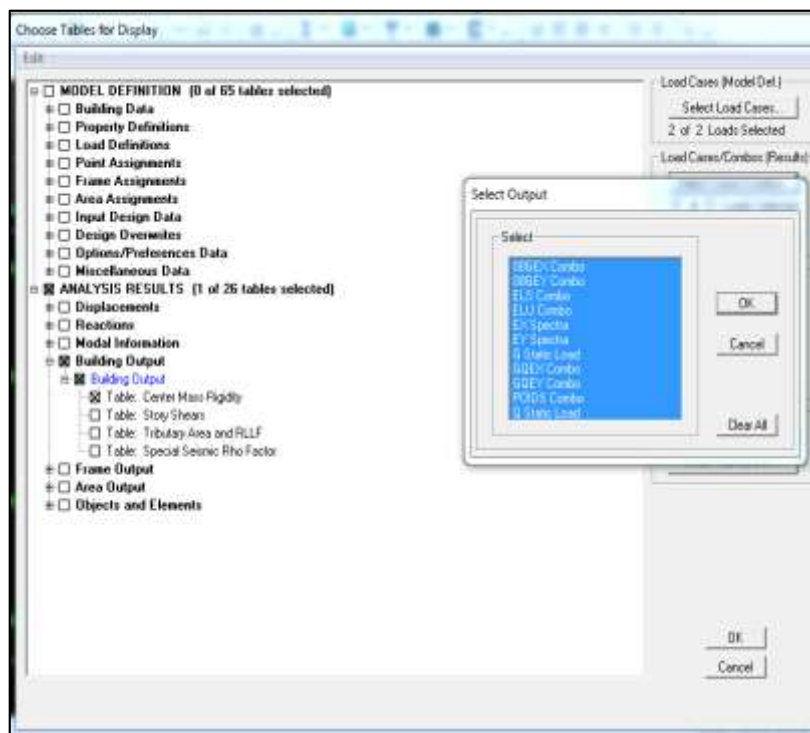


Figure V.16 Les étapes pour déterminer C_M et C_R

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (centre de gravité et centre de torsion) puis on effectue les calculs. Leur écartement est tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR
ES	D1	8,135	9,919	9,145	8,364
RDC	D2	8,340	7,723	9,074	8,392
E1	D3	8,340	7,709	9,003	8,267
E2	D4	8,340	7,696	8,975	8,117
E3	D5	8,321	7,695	8,966	7,966
E4	D6	8,341	7,672	8,969	7,806
E5	D7	8,341	7,660	8,976	7,638
E6	D8	8,340	7,421	8,985	7,464
EA	D9	8,400	6,737	8,975	7,293
DSM	D10	10,375	8,750	10,281	8,691

Tableau V.12 Position centre de masse et de rigidité

XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	5%Lmax	ey	5% Lmax
8,135	9,919	9,145	8,364	1,01	1,065	1,555	1,065
8,34	7,723	9,074	8,392	0,734	1,065	0,669	1,065
8,34	7,709	9,003	8,267	0,663	1,065	0,558	1,065
8,34	7,696	8,975	8,117	0,635	1,065	0,421	1,065
8,321	7,695	8,966	7,966	0,645	1,065	0,271	1,065
8,341	7,672	8,969	7,806	0,628	1,065	0,134	1,065
8,341	7,66	8,976	7,638	0,635	1,065	0,022	1,065
8,34	7,421	8,985	7,464	0,645	1,065	0,043	1,065
8,4	6,737	8,975	7,293	0,575	1,065	0,556	1,065
10,375	8,75	10,281	8,691	0,094	1,065	0,059	1,065

Tableau V.13 Vérification de l'effet de la torsion d'axe vertical

Conclusion

On remarque que la condition de l'effet de torsion est vérifiée pour la majorité des étages (à l'exception du sous-sol) dans le sens X-X et dans le sens Y-Y.

Chapitre VI

Ferraillages des éléments principaux

VI.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.

VI.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 **$50\Phi_L$** (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm en zone III**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Pourcentage total minimum :

Le pourcentage minimal d'aciers est de **0.9%** de la section du béton (**0.9% bh**) :

Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

	0.9% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux (50x50)	22.5	100	150
Poteaux (45x45)	18.225	81	121.5
Poteaux (40x40)	14.4	64	96
Poteaux (35x35)	11.025	49	73.5
Poteaux (30x30)	8.1	36	54

Tableau VI.1 : Section minimale et maximale des armatures.

VI.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 :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

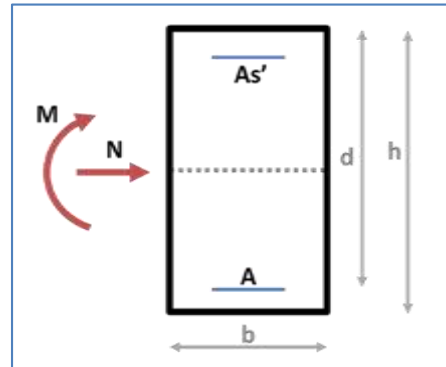
Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81\frac{c'}{h}] bh^2f_{bc}$$

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. ($A' \neq 0$)

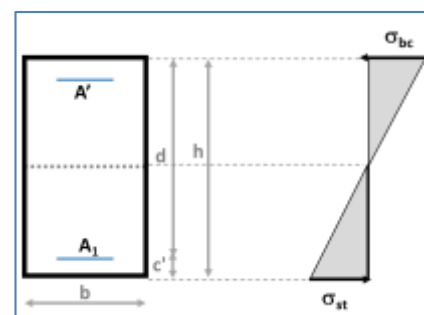
On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot bd^2f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

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 :

$$A_s' = A'$$

$$A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s}$$

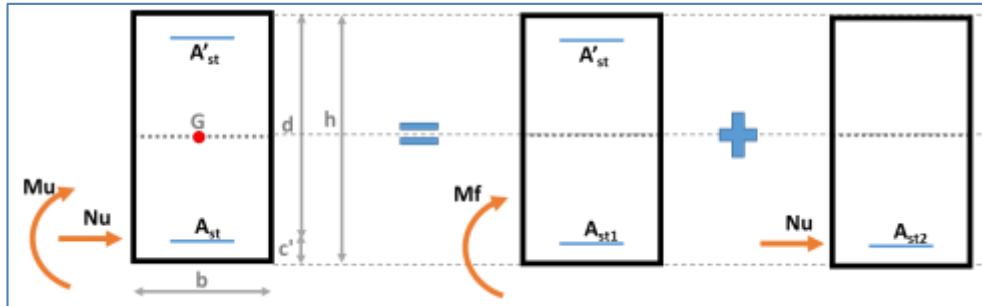


Figure VI.1 : Section partiellement comprimée (SPC).

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

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec : } \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)}$$

$$A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right)$$

Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

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 (cm2)	Sollicitation	Combinaison	Effort normal N_u (KN)	Moment M_u (KN.m)
Sous sol Entre sol	(50 × 50)	$N^{max} - M^{corr}$	GQEX	1633,31	-67,224
		$N^{min} - M^{corr}$	08GEX-	-17,02	53,70
		$N^{corr} - M^{max}$	GQEY	899,94	-110,255
RDC – E1	(45 × 45)	$N^{max} - M^{corr}$	GQEX	1443,19	-95,657
		$N^{min} - M^{corr}$	08GEY	-0,98	29,044
		$N^{corr} - M^{max}$	GQEY	1012,4	-126,835
E2 – E3	(40 × 40)	$N^{max} - M^{corr}$	ELU	990,73	-4,36
		$N^{min} - M^{corr}$	08GEX	-0,68	23,371
		$N^{corr} - M^{max}$	GQEY	433,58	-107,172
E4 – E5	(35 × 35)	$N^{max} - M^{corr}$	ELU	646,25	-4,235
		$N^{min} - M^{corr}$	08GEX	-0,57	37,511
		$N^{corr} - M^{max}$	GQEX	374,74	-69,778
E6 – EA	(30 × 30)	$N^{max} - M^{corr}$	ELU	319,07	-4,618
		$N^{min} - M^{corr}$	08GEX	-0,02	12,171
		$N^{corr} - M^{max}$	GQEY	70,15	-54,566

Tableau VI.2 : Les sollicitations de calcul des poteaux.

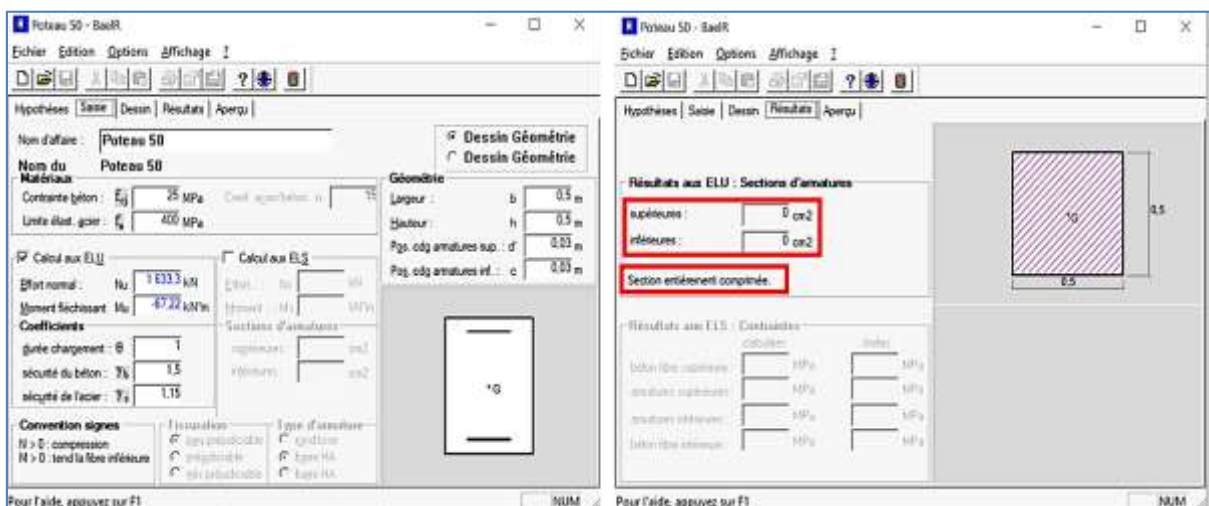


Figure VI.2 : Exemple du ferrailage à l'aide de l'application SOCOTEC

▪ **Calcul du ferrailage des poteaux**

Poteau	N°	N (KN)	M (KNm)	OBS	As' (cm ²)	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	A adoptée (cm ²)
50x50	C25	1633,31	-67,224	SEC	0	0	22.5	8HA20	25.13
	C29	-17,02	53,70	SPC	0	3.60			
	C24	899,94	-110,255	SEC	0	0			
45x45	C24	1443,19	-95,657	SEC	0	0	18.225	4HA16 4HA20	20.61
	C31	-0,98	29,044	SPC	0	2.03			
	C24	1012,4	-126,835	SEC	0	0			
40x40	C16	990,73	-4,36	SEC	0	0	14.4	8HA16	16.08
	C27	-0,68	23,371	SPC	0	1.86			
	C24	433,58	-107,172	SPC	3.86	0			
35x35	C16	646,25	-4,235	SEC	0	0	11.025	8HA14	12.32
	C13	-0,57	37,511	SPC	0	3,52			
	C22	374,74	-69,778	SPC	2.31	0			
30x30	C16	319,07	-4,618	SEC	0	0	8.1	8HA12	9.05
	C18	-0,02	12,171	SPC	1.56	1,32			
	C2	70,15	-54,566	SPC	5.59	0			

Tableau VI.3 : Ferrailage des poteaux

VI.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)**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \quad ; \quad \phi_t = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

\emptyset_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

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_1^{\min}\right\} = \min\left\{\frac{30}{2}; \frac{30}{2}; 10 \times 1.2\right\}$$

$$S_t \leq \min\{15; 15; 12\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 12 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 10\text{cm}$$

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq 12 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

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 considère.

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)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.66}{0.5} = 3.76 \quad \text{Donc } 3 < \lambda_g \leq 5$$

Donc

- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$

$$A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 50 = 4 \text{ cm}^2$$

$$(4 + 1.5) / 2 = 2.75 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{CV}$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$

$$A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 50 = 4 \text{ cm}^2$$

$$(4 + 1.5) / 2 = 2.75 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{CV}$$

❖ **Poteaux (45 x 45) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.66}{0.45} = 4.17 \quad \text{Donc } 3 < \lambda_g \leq 5$$

Donc

- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$

$$A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 45 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$(3.6 + 1.35) / 2 = 2.475 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{CV}$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$

$$A_t^{\min} = 0.008 \times 10 \times 45 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$(3.6 + 1.35) / 2 = 2.475 \text{ cm}^2 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{CV}$$

❖ **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

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

❖ **Poteaux (30x30) :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.66}{0.30} = 6.26 \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \leq 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

▪ **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)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6} \right); 55; 55; 60 = 60 \text{ cm}$
Poteaux (45x45)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6} \right); 50; 50; 60 = 60 \text{ cm}$
Poteaux (40x40)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6} \right); 45; 45; 60 = 60 \text{ cm}$
Poteaux (35x35)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6} \right); 40; 40; 60 = 60 \text{ cm}$
Poteaux (30x30)	3.06	$h' = \text{Max} \left(\frac{306-35}{6} \right); 35; 35; 60 = 60 \text{ cm}$

Tableau VI.4 : détermination de la zone nodale

La longueur minimale des recouvrements est :

Pour la zone III : $L_r = 50\Phi$

$$\text{Ø}20 \quad L_r = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Ø}16 \quad L_r = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Ø}14 \quad L_r = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Ø}12 \quad L_r = 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm}$$

■ **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:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g \geq 5 \quad \longrightarrow \rho_b = 0.075 \quad \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\lambda_g < 5 \quad \longrightarrow \rho_b = 0.04 \quad \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$$

Poteau	H _e (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ _g	ρ _b	τ _b	τ̄ _{bu}	condition
50x50	3.06	50	47	79,81	3.76	0.04	0.033	1	CV
45x45	3.06	45	42	70,94	4.17	0.04	0.037	1	CV
40x40	3.06	40	37	45,3	4.7	0.04	0.03	1	CV
35x35	3.06	35	32	47,15	5.37	0.075	0.042	1.875	CV
30x30	3.06	30	27	38,76	6.26	0.075	0.047	1.875	CV

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

VI.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 $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Pour le calcul, deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

▪ **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 :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- 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 : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$L_C = \frac{h}{2} + C_S$$

$$\text{Avec : } P = -3L_C^2 - \frac{90 A'_S}{b} (L_C - c') + \frac{90 A_S}{b} (d - L_C)$$

$$q = -2L_C^3 - \frac{90 A'_S}{b} (L_C - c')^2 + \frac{90 A_S}{b} (d - L_C)$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

- 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 :

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$$

$$y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\text{Avec : } \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|P|}} \quad \text{et} \quad a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_C < h$

$$I = \frac{b}{S} y_1^3 + 15 [A_S (d - y_1)^2 + A'_S (y_1 + c')^2]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 N_S}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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
SS et ES	$N_{max} = +1083,78$	$M_{cor} = 1,273$	3.81	57.1	55.9	3.72	15	348	CV
	$N_{min} = +13,11$	$M_{cor} = 2,913$	0.17	2.25	-1.54	0	15	348	CV
	$N_{cor} = +494,36$	$M_{max} = -14,515$	1.2	19	32.6	2.23	15	348	CV
RDC et E1	$N_{max} = +986,24$	$M_{cor} = -2,851$	4.09	61.6	65.2	4.37	15	348	CV
	$N_{min} = +110,11$	$M_{cor} = -0,528$	0.45	6.74	7.41	0.5	15	348	CV
	$N_{cor} = +830,68$	$M_{max} = 38,073$	5.42	77.6	29.1	1.69	15	348	CV
E2 et E3	$N_{max} = +721,03$	$M_{cor} = -3,15$	3.69	55.9	61.6	4.14	15	348	CV
	$N_{min} = +71,11$	$M_{cor} = 0,4$	0.41	6.15	5.43	0.36	15	348	CV
	$N_{cor} = +551,67$	$M_{max} = 34,027$	5.4	75.6	14.3	0.59	15	348	CV
E4 et E5	$N_{max} = +470,52$	$M_{cor} = -3,075$	3.01	46	54.1	3.67	15	348	CV
	$N_{min} = +24,81$	$M_{cor} = 0,197$	0.2	2.9	2.38	0.15	15	348	CV
	$N_{cor} = +291,5$	$M_{max} = 31,262$	5.67	75.2	-19.8	0	15	348	CV
E6 et EA	$N_{max} = +232,67$	$M_{cor} = -3,354$	1.67	26.8	40.6	2.82	15	348	CV
	$N_{min} = +0,3$	$M_{cor} = 0,18$	0.05	0.49	-1.34	0	15	348	CV
	$N_{cor} = +166,06$	$M_{max} = 22,846$	6.46	79.2	-62.9	0	15	348	CV

Tableau VI.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)	+1083,78	1,273	0,0012	6,98	25.13	CV
	+13,11	2,913	0,2222	7.09		CV
	+494,36	-14,515	-0,0294	6.97		CV
Poteaux 45x45	+986,24	-2,851	-0.0029	5.61	20.61	CV
	+110,11	-0,528	-0.0048	5.61		CV
	+830,68	38,073	0.0458	5.63		CV
Poteaux (40x40)	+721,03	-3,15	-0.0044	4.39	16.08	CV
	+71,11	0,4	0.0056	4.40		CV
	+551,67	34,027	0.0617	4.42		CV
Poteaux (35x35)	+470,52	-3,075	-0.0056	3.32	12.32	CV
	+24,81	0,197	0.0079	3.33		CV
	+291,5	31,262	0.1072	3.36		CV
Poteaux (30x30)	+232,67	-3,354	-0,0144	2.40	9.05	CV
	+0,3	0,18	0,6000	2.60		CV
	+166,06	22,846	0,1376	2.45		CV

Tableau VI.7 : vérifications Condition de non fragilité.

VI.2. Ferrailage des poutres

VI.2.1. Introduction

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Les poutres comportent des armatures longitudinales et transversales.

Le calcul de la section d'armature se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1,35G + 1,5Q à l'ELU ; BAEL 91
- G + Q ± E ; RPA99/ Version 2003
- 0,8G ± E ; RPA99/Version 2003

VI.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003

1) Armatures longitudinales (art 7.5.2.1 RPA/version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Poutres principales : (30 × 40)

Poutres secondaires : (30 × 35)

Donc : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ [cm}^2\text{]}$

$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ [cm}^2\text{]}$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

✓ 4% en zone courante

$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48,00 \text{ [cm}^2\text{]}$

$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42,00 \text{ [cm}^2\text{]}$

✓ 6% en zone de recouvrement.

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72,00 \text{ [cm}^2\text{]}$

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63,00 \text{ [cm}^2\text{]}$

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

VI.2.3. Calcul des armatures longitudinales

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

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 :

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

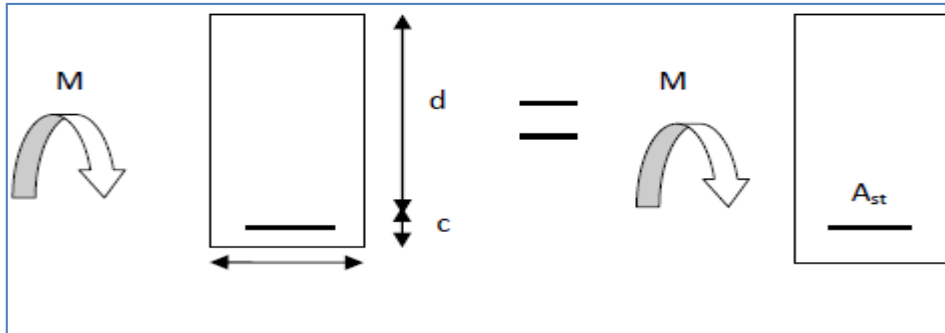


Figure VI.3 : Schéma des sollicitations des poutres pour une SSA

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

d : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

❖ 2^{ème} cas

$\mu > \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.

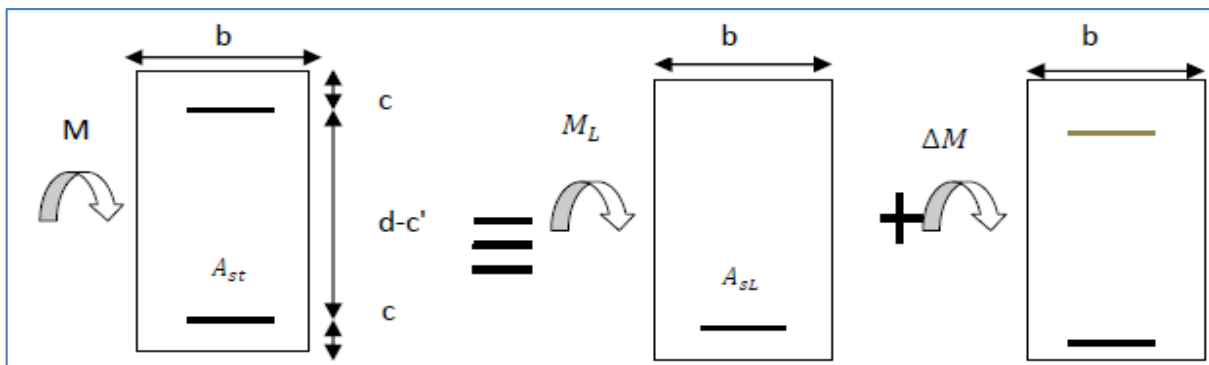


Figure VI.4 : Schéma des sollicitations des poutres pour une SDA

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{sC} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

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	400	21,74	1,15	1	0,85	400
Situation courante	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348

Tableau VI.8 Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

Exemple de calcul

1-Poutres principales(30 × 40)

▪ En travée :

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{66,34 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,114 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,114 \longrightarrow \beta = 0,939$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{66,34 \times 10^3}{0,939 \times 37 \times 348} = 5,487[\text{cm}^2]$$

▪ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{101,601 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,174 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,174 \longrightarrow \beta = 0,904$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{101.601 \times 10^3}{0,904 \times 37 \times 348} = 8.728 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Poutre principale	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	obs	β	$A_s (\text{cm}^2)$	ferrailage	A adoptée (cm ²)
En travée	66,34	0,114	SSA	0,939	5,487	3HA16	6.03
Aux appuis	101,601	0,174	SSA	0,904	8.728	3HA16+3HA14	10.65

Tableau VI.9 : Tableau de ferrailage des poutres principales

2-Poutre secondaires(30 × 35)

▪ En travée

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20,592 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,048 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,048 \longrightarrow \beta = 0,975$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20,592 \times 10^3}{0,975 \times 32 \times 348} = 1.896 \text{ [cm}^2\text{]}$$

▪ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{108,816 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14,2} = 0,249 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,250 \longrightarrow \beta = 0,854$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{108,816 \times 10^3}{0,854 \times 32 \times 348} = 11.442 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Poutre secondaires	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	obs	β	$A_s (\text{cm}^2)$	ferrailage	A adoptée (cm^2)
En travée	20,592	0,048	SSA	0,975	1,869	3HA16	6,03
Aux appuis	108,816	0,250	SSA	0,854	11,442	3HA16+3HA16	12.06

Tableau VI.10 : Tableau de ferrailage des poutres secondaires.

3. Poutre B25 (30x40)

▪ En travée :

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bc}} = \frac{18,461 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,032 \longrightarrow \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18,461 \times 10^3}{0,984 \times 37 \times 348} = 1,457 [\text{cm}^2]$$

▪ Aux appuis

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bc}} = \frac{131,329 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,226 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,226 \longrightarrow \beta = 0,870$$

$$A_t = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{131,329 \times 10^3}{0,870 \times 37 \times 348} = 11,723 [\text{cm}^2]$$

Poutre principale	$M_{\max}(\text{KN.m})$	μ	obs	β	$A_s (\text{cm}^2)$	ferrailage	A adoptée (cm^2)
En travée	18,461	0,032	SSA	0,984	1,457	3HA16	6.03
Aux appuis	131,329	0,226	SSA	0,870	11,723	3HA16+3HA16	12,06

Tableau VI.11 : Tableau de ferrailage de la poutre B25.

VI.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 :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,340 [\text{cm}^2]$$

• Aux appuis

$$A_{\text{adoptée}} = 10,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,340 [\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 10,65 \text{ cm}^2 > A_{\min}(\text{RPA}) = 6,00 [\text{cm}^2]$$

• En travée

$$A_{\text{adoptée}} = 6.03 > A_{\min} = 1,340 [\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,159 \text{ cm}^2$$

• Aux appuis

$$A_{\text{adoptée}} = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,159 [\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min}(\text{RPA}) = 5,25 [\text{cm}^2]$$

• En travée

$$A_{\text{adoptée}} = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.159 [\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres P25 (30x40)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,340 [\text{cm}^2]$$

- **Aux appuis**

$$A_{\text{adoptée}} = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,340 [\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adoptée}} = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}(\text{RPA}) = 6,00 [\text{cm}^2]$$

- **En travée**

$$A_{\text{adoptée}} = 6,03 > A_{\text{min}} = 1,340 [\text{cm}^2] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

■ Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

1. Poutres principales

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\text{max}} =$ [KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{102,87 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,927 [\text{MPa}]$$

$$\diamond \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}]\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 30}{1,5}, 5 [\text{MPa}]\right) \quad \longrightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min(4 ; 5 [\text{MPa}])$$

$$\tau_u = 0,927 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 4 [\text{MPa}] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires PS

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\text{max}} =$ 131,95[KN] effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{131,95 \times 10^3}{300 \times 370} = 1,188 [\text{MPa}]$$

$$\diamond \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 30}{1,5}, 5 \text{ [MPa]}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min(4 ; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0,188 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Poutres B25 (30x40)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{\max} = 133,97 \text{ [KN]}$ effort tranchant max obtenu à partir de logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{133,97 \times 10^3}{300 \times 370} = 1,206 \text{ [MPa]}$$

$$\diamond \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ [MPa]}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 30}{1,5}, 5 \text{ [MPa]}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min(4 ; 5 \text{ [MPa]})$$

$$\tau_u = 0,927 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

■ Influence de l'effort tranchant

a. Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL91 / modifiée 99)

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$$

$$- \text{ Poutre principales : } T_{\max} = 102,87 \leq 0,4 \times \frac{30}{1,5} \times 0,9 \times 37 \times 30 \times 10^{-1} = 799,2 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

$$- \text{ Poutre secondaire : } T_{\max} = 131,95 \leq 0,4 \times \frac{30}{1,5} \times 0,9 \times 32 \times 30 \times 10^{-1} = 691,22 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

$$- \text{ Poutre p25 : } T_{\max} = 133,97 \leq 0,4 \times \frac{30}{1,5} \times 0,9 \times 37 \times 30 \times 10^{-1} = 799,2 \text{ KN}$$

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

$$\left(T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d}\right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

D'où : $A_S > \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d}\right) \frac{Y_s}{f_e}$

- **Poutre principales :** $\left(102,87 - \frac{101,601}{0.9 \times 0.37}\right) = -202,238 < 0$
- **Poutre secondaires :** $\left(131,95 - \frac{108,816}{0.9 \times 0.32}\right) = -245,883 < 0$
- **Poutre P25 :** $\left(133,97 - \frac{131,329}{0.9 \times 0.37}\right) = -260,411 < 0$

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 : $\sum u_i = 3 \times 3.14 \times 1.6 + 3 \times 3.14 \times 1.4 = 28,26$
 $\tau_u = \frac{102.87}{0.9 \times 37 \times 28,26} \times 10 = 1,09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- Poutres secondaires : $\sum u_i = (3 \times 3.14 \times 1.6) \times 2 = 30,14 \text{ MPa}$
 $\tau_u = \frac{131.95}{0.9 \times 32 \times 30,14} \times 10 = 1,520 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$
- Poutre B25 : $\sum u_i = (3 \times 3.14 \times 1.6) \times 2 = 30,14 \text{ MPa}$
 $\tau_u = \frac{133,97}{0.9 \times 37 \times 30,14} \times 10 = 1,335 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

▪ **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 $\phi 16$: $L_s = 56,33 \text{ cm}$ soit : $L_s = 60 \text{ cm}$
- Pour $\phi 14$: $L_s = 49,29 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$

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 $\phi 16$: $L_s = 24 \text{ cm}$
- Pour $\phi 14$: $L_s = 20 \text{ cm}$

▪ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

Poutre principale

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,6\right) = (1,14 ; 3 ; 1,6) = 1,14 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Poutre Secondaire

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,6\right) = (1; 3; 1,6) = 1 \text{ cm}$$

Poutre B25

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,6\right) = (1,14; 3; 1,6) = 1,14 \text{ cm}$$

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 $A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

Espacement maximal des armatures selon le BAEL 91 modifiées 99 :

$$S_t = (0.9 d; 40 \text{ cm})$$

- Poutre principales : $S_t = (0.9 \times 37; 40 \text{ cm}) = (33,3; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$
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 : $S_t = 25 \text{ cm}$

- Poutre B25 : $S_t = (0.9 \times 37; 40 \text{ cm}) = (33,3; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$
Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 : (Art 7-5-2,2)

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1, 30 \text{ cm}\right)$$

- Poutre principale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6; 30 \text{ cm}\right) = (10; 19,2; 30) = 10 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- Poutre secondaire :

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,6; 30 \text{ cm}\right) = (8,75; 19,2; 30) = 8,75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- Poutre P25 :

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,6; 30 \text{ cm}\right) = (10; 19,2; 30) = 10 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principale :

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Poutre secondaire :

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Poutre P25 :

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

■ Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA :

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

- Poutre principale : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$
- Poutre B25 : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

■ 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 : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$
- Poutre B25 : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

VII.2.5 Vérification à L'ELS

1. Etat d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- ❖ Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ [MPa]}$
- ❖ Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$

- **Vérification de la contrainte dans le béton**

La contrainte de compression de béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

(β_1, K_1) Sont tirés 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	25.748	6.03	0,543	0,890	30,45	129.67	4.26	15	cv
Aux appuis	48.096	10,65	0,959	0,863	22,50	141,43	6,29	15	cv

Tableau VI.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	20.592	6.03	0,628	0,884	28.10	120.72	4.30	15	cv
Aux appuis	23.427	12.06	1.256	0.849	18.11	71.50	3.95	15	cv

Tableau VI.13 Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre secondaire)

Poutre P25

P25	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	4.535	6.03	0,543	0,890	30,45	22.84	0,750	15	cv
Aux appuis	13.337	12.06	1.086	0,857	19.96	34.87	1.75	15	cv

Tableau VI.14 : Tableau de vérification des contraintes à l'ELS (poutre B25)

VII.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 :

$$0,3 \text{ cm} < \frac{475}{500} = 0,95 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens des poutres secondaires :

$$0,03 \text{ cm} < \frac{370}{500} = 0,74 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

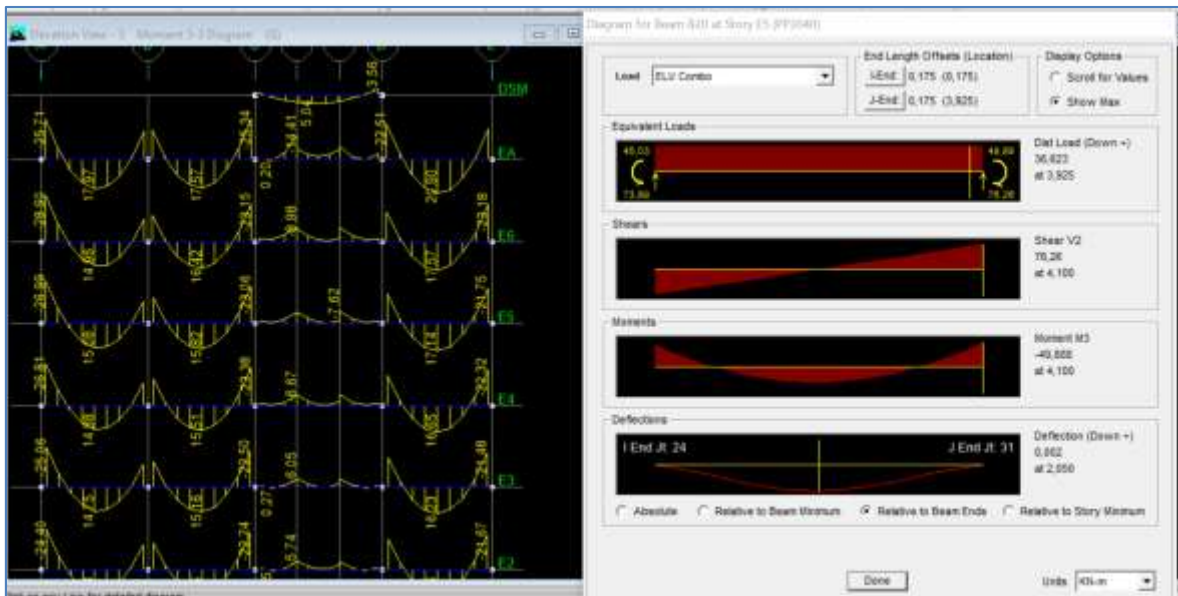


Figure VI.5 : Vérification de la flèche dans les poutres principales (y compris B25)

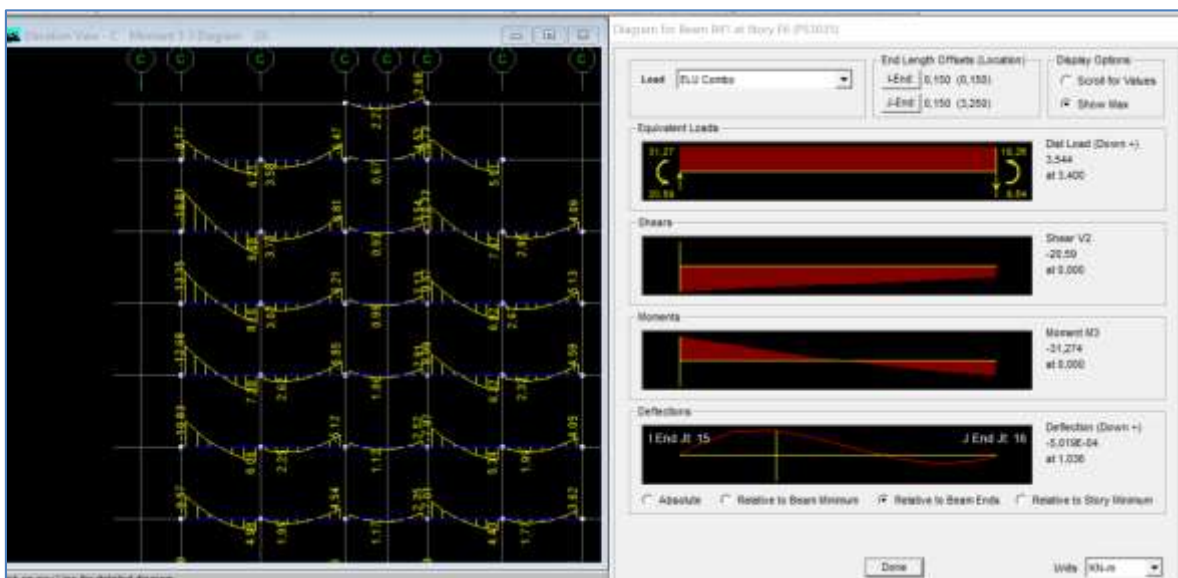


Figure VI.6 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaires

VI.3. Ferrailage 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 91 modifiée 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** : entresol.
- **Zone II** : RDC et 1^{er} étages
- **Zone III** : 2^{eme} étages et 3^{eme} étages
- **Zone VI** : 4^{eme} étages et 5^{eme} étages
- **Zone V** : 6^{eme} étage et EA

Ferrailage des voiles

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**; **M**)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. , **B** = **L** × **e**.

I : moment d'inertie du voile considéré.

V = **V'**: bras de levier du voile : $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) \quad (\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003})$$

Avec : **h_e**: hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée.

$$\text{Avec : } L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

Avec : **L_t**: longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. section entièrement comprime (**SEC**).
2. Section partiellement comprime (**SPC**).
3. Section entièrement tendue (**SET**).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes

des contraintes obtenues, comme montrer dans le tableau suivant :

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VI.15 : Tableau des efforts normaux

Avec : e : épaisseur du voile

1. Armatures verticales

▪ Section entièrement comprimée

$$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_{s2}}$$

Avec : B_i : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- **Section partiellement comprimée (Art. A.11.3, BAEL91)**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

Avec : σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 10 ‰ = 400 MPa

- **Section entièrement tendue**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

2. Armatures minimales

- **Compression simple (Art. A.8.1, 2 BAEL91 modifiée 99)**

$A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ (Par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures)

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

Avec : **B**: section du béton comprimée.

- **Traction simple**

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec : **B** : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

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 :

40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

7. Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser (0.10) de l'épaisseur du voile.

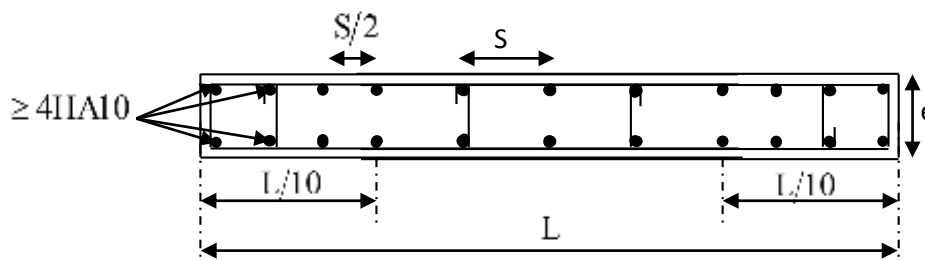


Figure VI.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

1. Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère l'effort : $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B+15 \times A} \leq \overline{\sigma_b}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b$$

$$\overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{et} \quad \tau_b = \frac{\overline{V}}{b_0 \times d}$$

Avec : $\overline{V} = 1.4 V_u$

D'ou : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 \times h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

- D'après le BAEL :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right) \quad (\text{Pour la fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$\overline{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement

Voiles longitudinaux VL1 = 1,60 m

Voile VL1 (zone 1)		1er cas	2ème cas	3ème cas
Sollicitations				
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)	1967,94	-779,55
M (KNm)		402,975	157,661	429,968
T (KN)		131,31	43,77	136,805
σ _{max} (KN/m ²)		10872,18	-588,50	6236,53
σ _{min} (KN/m ²)		1427,45	-4283,68	-3840,84
Nature de la section		SPC	SPC	SPC
Lt (m)		1,41	0,19	0,99
d (m)		0,71	0,10	0,50
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	1537,66	11,37	617,53
	Avt (cm ²)	38,44	0,28	15,44
	Amin (cm ²)	2,83	0,39	1,98
	Avj (cm ²)	5,06	1,69	5,27
	A2=Avt+Avj (cm ²)	43,50	1,97	20,71
	A2 /nappe (cm²)	10,87	0,49	5,18
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)	1,41	0,19	0,99
	Bande 1 2 HA16	4,02	4,02	4,02
	Bande 2 7 HA16	14,07	14,07	14,07
	Espacement bande 1	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)	10,87	0,49	5,18
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,80	4,80	4,80
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm²)	1,33	0,59	0,63
	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	0,64	0,21	0,67
	ζ _u =3,26	0,46	0,15	0,48
	σ _{bc} =15	3,97	0,03	1,59

Tableau VI.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)		1639,88	582,91	1459,04
	M (KNm)		4,758	108,784	113,419
	T (KN)		7,43	226,83	236
	σ _{max} (KN/m ²)		5180,38	3096,41	5888,63
	σ _{min} (KN/m ²)		5068,87	546,78	3230,37
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lt (m)		0,81	1,36	1,03
	d (m)		0,40	0,68	0,52
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)		418,94	421,07	608,42
	Avt (cm ²)		10,47	10,53	15,21
	Amin (cm ²)		1,62	2,72	2,07
	Avj (cm ²)		0,29	8,73	9,09
	A2=Avt+Avj (cm ²)		10,76	19,26	24,30
	A2 /nappe (cm²)		2,69	4,81	6,07
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)		0,81	1,36	1,03
	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)		2,69	4,81	6,07
	Ah = 0,15%B (cm ²)		4,80	4,80	4,80
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm²)		0,78	0,79	0,99
	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	ζ _b =5		0,04	1,10	1,15
	ζ _u =3,26		0,03	0,79	0,82
	σ _{bc} =15		1,13	1,13	1,64

Tableau VI.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)	1256,03	499,81	771,03
	M (KNm)	4,256	235,933	236,429
	T (KN)	6,21	202,87	201,27
	σ_{max} (KN/m ²)	3974,97	4326,75	5180,12
	σ_{min} (KN/m ²)	3875,22	-1202,93	-361,18
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,81	1,25	1,50
	d (m)	0,41	0,63	0,75
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	322,04	541,68	774,80
	Avt (cm ²)	8,05	13,54	19,37
	Amin (cm ²)	1,62	2,50	2,99
	Avj (cm ²)	0,24	7,81	7,75
	A2=Avt+Avj (cm ²)	8,29	21,35	27,12
	A2 /nappe (cm²)	2,07	5,34	6,78
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)	0,81	1,25	1,50
	Bande 1 2 HA12	2,26	2,26	2,26
	Bande 2 7 HA12	7,92	7,92	7,92
	Espacement bande 1	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)	2,07	5,34	6,78
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,80	4,80	4,80
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm²)	0,78	0,87	1,11
	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	$\zeta_b=5$	0,03	0,99	0,98
	$\zeta_u=3,26$	0,02	0,70	0,70
	$\sigma_{bc}=15$	0,90	1,51	2,16

Tableau VI.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)	949,83	307,62	877,77
	M (KNm)	0,781	210,759	211,38
	T (KN)	6,97	163,11	171,35
	σ_{max} (KN/m ²)	2977,37	3431,14	5220,14
	σ_{min} (KN/m ²)	2959,07	-1508,52	265,92
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,80	1,11	1,52
	d (m)	0,40	0,56	0,76
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	238,92	381,33	794,74
	Avt (cm ²)	5,97	9,53	19,87
	Amin (cm ²)	1,60	2,22	3,04
	Avj (cm ²)	0,27	6,28	6,60
	A2=Avt+Avj (cm ²)	6,24	15,81	26,47
	A2 /nappe (cm²)	1,56	3,95	6,62
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)	0,80	1,11	1,52
	Bande 1 2 HA12	2,26	2,26	2,26
	Bande 2 7 HA12	7,92	7,92	7,92
	Espacement bande 1	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)	1,56	3,95	6,62
	Ah = 0,15%B (cm ²)	4,80	4,80	4,80
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm²)	0,78	0,78	1,08
	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	$\zeta_b=5$	0,03	0,79	0,83
	$\zeta_u=3,26$	0,02	0,57	0,59
	$\sigma_{bc}=15$	0,67	1,07	2,22

Tableau VI.19 : Ferrailage du voile VL1 en zone 4

		Voile VL1 (zone 5)			
		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)		599,27	99,99	481,77
	M (KNm)		133,684	131,673	133,732
	T (KN)		101,49	94,62	99,84
	σ _{max} (KN/m ²)		3439,33	1855,51	3072,70
	σ _{min} (KN/m ²)		306,11	-1230,57	-61,64
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lt (m)		1,47	0,96	1,57
	d (m)		0,73	0,48	0,78
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)		505,32	178,50	481,96
	Avt (cm ²)		12,63	4,46	12,05
	Amin (cm ²)		2,94	1,92	3,14
	Avj (cm ²)		3,91	3,64	3,84
	A2=Avt+Avj (cm ²)		16,54	8,11	15,89
	A2 /nappe (cm²)		4,14	2,03	3,97
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)		1,47	0,96	1,57
	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
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2		10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)		4,14	2,03	3,97
	Ah = 0,15%B (cm ²)		4,80	4,80	4,80
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm²)		0,78	0,78	0,78
	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	ζ _b =5		0,49	0,46	0,49
	ζ _u =3,26		0,35	0,33	0,35
	σ _{bc} =15		1,46	0,52	1,39

Tableau VI.20 : Ferrailage du voile VL1 en zone 5

Voiles longitudinaux VL2=1,25 m

		Voile VL2 (zone 1)			
		Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)		1,25	1,25	1,25
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	h (m)		4,08	4,08	4,08
	B (m ²)		0,25	0,25	0,25
	I (m ⁴)		0,033	0,033	0,033
	v=v'=L/2 (m)		0,63	0,63	0,63
Sollicitations de calcul	N (KN)		1362,89	553,85	418,77
	M (KNm)		268,607	333,085	345,569
	T (KN)		93,75	137,49	146,01
	σ _{max} (KN/m ²)		10608,81	8610,63	8310,00
	σ _{min} (KN/m ²)		294,31	-4179,83	-4959,84
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lt (m)		1,22	0,84	0,78
	d (m)		0,61	0,42	0,39
	Nt (KN)		1290,31	724,59	650,50
Calcul des armatures verticales	Avt (cm ²)		32,26	18,11	16,26
	Amin (cm ²)		2,43	1,68	1,57
	Avj (cm ²)		3,61	5,29	5,62
	A2=Avt+Avj (cm ²)		35,87	23,41	21,88
	A2 /nappe (cm²)		8,97	5,85	5,47
	Amin /nappe (cm ²)		1,22	0,84	0,78
Ferrailage vertical /nappe	Bande 1 1 HA14		1,54	1,54	1,54
	Bande 2 6 HA14		9,24	9,24	9,24
	Espacement bande 1		10	10	10
	Espacement bande 2		10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Ah = Av/4 (cm ²)		8,97	5,85	5,47
	Ah = 0,15%B (cm ²)		3,75	3,75	3,75
	AH/nappe/ml (cm²)		1,10	0,72	0,67
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	ζ _b =5		0,58	0,86	0,91
	ζ _u =3,26		0,42	0,61	0,65
	σ _{bc} =15		4,44	2,49	2,24

Tableau VI.21 : Ferrailage du voile VL1 en zone 1

	Voile VL2 (zone 2)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,25	1,25	1,25
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,25	0,25	0,25
	I (m ⁴)	0,033	0,033	0,033
	v=v'=L/2 (m)	0,63	0,63	0,63
Sollicitations de calcul	N (KN)	431,14	26,4	147,9
	M (KNm)	0,891	92,789	169,54
	T (KN)	36,65	28,41	160,59
	σ_{max} (KN/m ²)	1741,67	1887,15	3846,77
	σ_{min} (KN/m ²)	1707,45	-1675,95	-2663,57
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	0,63	0,66	0,74
	d (m)	0,32	0,33	0,37
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	109,93	124,94	284,12
	Avt (cm ²)	2,75	3,12	7,10
	Amin (cm ²)	1,26	1,32	1,48
	Avj (cm ²)	1,41	1,09	6,18
	A2=Avt+Avj (cm ²)	4,16	4,22	13,29
	A2 /nappe (cm²)	1,04	1,05	3,32
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)	0,63	0,66	0,74
	Bande 1 1 HA12	1,13	1,13	1,13
	Bande 2 6 HA12	6,79	6,79	6,79
	Espacement bande 1	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)	1,04	1,05	3,32
	Ah = 0,15%B (cm ²)	3,75	3,75	3,75
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm²)	0,61	0,61	0,61
	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	$\zeta_b=5$	0,23	0,18	1,00
	$\zeta_u=3,26$	0,16	0,13	0,71
	$\sigma_{bc}=15$	0,39	0,45	1,02

Tableau VI.22 : Ferrailage du voile VL2 en zone 2

		Voile VL2 (zone 3)			
		Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)		1,25	1,25	1,25
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	h (m)		3,06	3,06	3,06
	B (m ²)		0,25	0,25	0,25
	I (m ⁴)		0,033	0,033	0,033
	v=v'=L/2 (m)		0,63	0,63	0,63
Sollicitations de calcul	N (KN)		304,59	56,13	140,13
	M (KNm)		21,243	48,056	122,792
	T (KN)		43,06	27,87	142,55
	σ _{max} (KN/m ²)		1626,23	1147,20	2918,13
	σ _{min} (KN/m ²)		810,49	-698,16	-1797,09
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lt (m)		0,83	0,78	0,77
	d (m)		0,42	0,39	0,39
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)		135,66	89,15	225,74
	A _{vt} (cm ²)		3,39	2,23	5,64
	A _{min} (cm ²)		1,67	1,55	1,55
	A _{vj} (cm ²)		1,66	1,07	5,49
	A ₂ =A _{vt} +A _{vj} (cm ²)		5,05	3,30	11,13
	A₂ /nappe (cm²)		1,26	0,83	2,78
Ferrailage vertical /nappe	A _{min} /nappe (cm ²)		0,83	0,78	0,77
	Bande 1 1 HA10		0,79	0,79	0,79
	Bande 2 6 HA10		4,71	4,71	4,71
	Espacement bande 1		10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2		10	10	10
	A _h = A _v /4 (cm ²)		1,26	0,83	2,78
	A _h = 0,15%B (cm ²)		3,75	3,75	3,75
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm²)		0,61	0,61	0,61
	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	ζ _b =5		0,27	0,17	0,89
	ζ _u =3,26		0,19	0,12	0,63
	σ _{bc} =15		0,50	0,33	0,83

Tableau VI.23 : Ferrailage du voile VL2 en zone 3

		Voile VL2 (zone 4)			
		Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)		1,25	1,25	1,25
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	h (m)		3,06	3,06	3,06
	B (m ²)		0,25	0,25	0,25
	I (m ⁴)		0,033	0,033	0,033
	v=v'=L/2 (m)		0,63	0,63	0,63
Sollicitations de calcul	N (KN)		236,84	79,56	140,63
	M (KNm)		46,018	42,097	141,919
	T (KN)		13,29	21,79	124,02
	σ _{max} (KN/m ²)		1830,91	1126,50	3287,36
	σ _{min} (KN/m ²)		63,81	-490,02	-2162,32
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lt (m)		1,21	0,87	0,75
	d (m)		0,60	0,44	0,38
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)		221,16	98,13	247,88
	Avt (cm ²)		5,53	2,45	6,20
	Amin (cm ²)		2,42	1,74	1,51
	Avj (cm ²)		0,51	0,84	4,77
	A2=Avt+Avj (cm ²)		6,04	3,29	10,97
	A2 /nappe (cm²)		1,51	0,82	2,74
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)		1,21	0,87	0,75
	Bande 1 1 HA10		0,79	0,79	0,79
	Bande 2 6 HA10		4,71	4,71	4,71
	Espacement bande 1		10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2		10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)		1,51	0,82	2,74
	Ah = 0,15%B (cm ²)		3,75	3,75	3,75
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm²)		0,61	0,61	0,61
	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	ζ _b =5		0,08	0,14	0,77
	ζ _u =3,26		0,06	0,10	0,55
	σ _{bc} =15		0,82	0,36	0,92

Tableau VI.24 : Ferrailage du voile VL2 en zone 4

	Voile VL2 (zone 5)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,25	1,25	1,25
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,25	0,25	0,25
	I (m ⁴)	0,033	0,033	0,033
	v=v'=L/2 (m)	0,63	0,63	0,63
Sollicitations de calcul	N (KN)	156,37	68,71	107,31
	M (KNm)	29,856	35,775	127,704
	T (KN)	15,16	11,04	76,97
	σ _{max} (KN/m ²)	1198,72	961,72	2881,16
	σ _{min} (KN/m ²)	52,24	-412,04	-2022,68
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,20	0,88	0,73
	d (m)	0,60	0,44	0,37
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	143,58	84,16	211,60
	Avt (cm ²)	3,59	2,10	5,29
	Amin (cm ²)	2,40	1,75	1,47
	Avj (cm ²)	0,58	0,43	2,96
	A2=Avt+Avj (cm ²)	4,17	2,53	8,25
	A2 /nappe (cm²)	1,04	0,63	2,06
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)	1,20	0,88	0,73
	Bande 1 1 HA10	0,79	0,79	0,79
	Bande 2 6 HA10	4,71	4,71	4,71
	Espacement bande 1	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)	1,04	0,63	2,06
	Ah = 0,15%B (cm ²)	3,75	3,75	3,75
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm²)	0,61	0,61	0,61
	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	ζ _b =5	0,09	0,07	0,48
	ζ _u =3,26	0,07	0,05	0,34
	σ _{bc} =15	0,53	0,31	0,78

Tableau VI.25 : Ferrailage du voile VL2 en zone 5

Voiles transversaux VT1 = 1,80 m

Voile VT1 (zone 1)		1er cas	2ème cas	3ème cas
Sollicitations				
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,80	1,80	1,80
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	4,08	4,08	4,08
	B (m ²)	0,36	0,36	0,36
	I (m ⁴)	0,097	0,097	0,097
	v=v'=L/2 (m)	0,90	0,90	0,90
Sollicitations de calcul	N (KN)	1474,165	79,555	1134,525
	M (KNm)	61,441	287,903	361,501
	T (KN)	1,63	251,38	253,78
	σ _{max} (KN/m ²)	4663,80	2886,75	6498,69
	σ _{min} (KN/m ²)	3526,00	-2444,78	-195,77
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,03	0,97	1,75
	d (m)	0,51	0,49	0,87
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	478,06	281,35	1135,56
	A _{vt} (cm ²)	11,95	7,03	28,39
	A _{min} (cm ²)	2,05	1,95	3,49
	A _{vj} (cm ²)	0,06	9,68	9,77
	A ₂ =A _{vt} +A _{vj} (cm ²)	12,01	16,71	38,16
	A₂ /nappe (cm²)	3,00	4,18	9,54
Ferrailage vertical /nappe	A _{min} /nappe (cm ²)	1,03	0,97	1,75
	Bande 1 2 HA14	3,08	3,08	3,08
	Bande 2 8 HA14	12,32	12,32	12,32
	Espacement bande 1	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	10	10	10
	A _h = A _v /4 (cm ²)	3,00	4,18	9,54
	A _h = 0,15%B (cm ²)	5,40	5,40	5,40
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm²)	0,66	0,66	1,17
	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	ζ _b =5	0,01	1,09	1,10
	ζ _u =3,26	0,01	0,78	0,78
	σ _{bc} =15	1,12	0,66	2,66

Tableau VI.26 : Ferrailage du voile VT1 en zone 1

	Voile VT1 (zone 2)			
	Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)	1,80	1,80	1,80
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	h (m)	3,06	3,06	3,06
	B (m ²)	0,36	0,36	0,36
	I (m ⁴)	0,097	0,097	0,097
	v=v'=L/2 (m)	0,90	0,90	0,90
Sollicitations de calcul	N (KN)	1356,583	47,938	1035,093
	M (KNm)	56,074	0,439	256,684
	T (KN)	6,85	179,03	12,45
	σ_{max} (KN/m ²)	4287,49	137,23	5251,96
	σ_{min} (KN/m ²)	3249,08	129,10	498,55
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lt (m)	1,02	0,93	1,64
	d (m)	0,51	0,46	0,82
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)	439,04	12,73	863,39
	Avt (cm ²)	10,98	0,32	21,58
	Amin (cm ²)	2,05	1,85	3,29
	Avj (cm ²)	0,26	6,89	0,48
	A2=Avt+Avj (cm ²)	11,24	7,21	22,06
	A2 /nappe (cm²)	2,81	1,80	5,52
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)	1,02	0,93	1,64
	Bande 1 2 HA12	2,26	2,26	2,26
	Bande 2 8 HA12	9,05	9,05	9,05
	Espacement bande 1	10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2	10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)	2,81	1,80	5,52
	Ah = 0,15%B (cm ²)	5,40	5,40	5,40
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm²)	0,88	0,88	0,90
	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	$\zeta_b=5$	0,03	0,77	0,05
	$\zeta_u=3,26$	0,02	0,55	0,04
	$\sigma_{bc}=15$	1,07	0,03	2,11

Tableau VI.27 : Ferrailage du voile VT1 en zone 2

		Voile VT1 (zone 3)			
		Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)		1,80	1,80	1,80
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	h (m)		3,06	3,06	3,06
	B (m ²)		0,36	0,36	0,36
	I (m ⁴)		0,097	0,097	0,097
	v=v'=L/2 (m)		0,90	0,90	0,90
Sollicitations de calcul	N (KN)		306,04	-13,52	177,8
	M (KNm)		7,775	106,551	204,75
	T (KN)		6,44	96,19	102,02
	σ _{max} (KN/m ²)		922,10	949,03	2389,72
	σ _{min} (KN/m ²)		778,12	-1024,14	-1401,94
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lt (m)		0,98	0,87	1,13
	d (m)		0,49	0,43	0,57
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)		90,02	82,16	271,10
	Avt (cm ²)		2,25	2,05	6,78
	Amin (cm ²)		1,95	1,73	2,27
	Avj (cm ²)		0,25	3,70	3,93
	A2=Avt+Avj (cm ²)		2,50	5,76	10,71
	A2 /nappe (cm²)		0,62	1,44	2,68
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)		0,98	0,87	1,13
	Bande 1 2 HA12		2,26	2,26	2,26
	Bande 2 8 HA12		9,05	9,05	9,05
	Espacement bande 1		10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2		10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)		0,62	1,44	2,68
	Ah = 0,15%B (cm ²)		5,40	5,40	5,40
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm²)		0,88	0,88	0,88
	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	ζ _b =5		0,03	0,42	0,44
	ζ _u =3,26		0,02	0,30	0,31
	σ _{bc} =15		0,22	0,20	0,66

Tableau VI.28 : Ferrailage du voile VT1 en zone 3

		Voile VT1 (zone 4)			
		Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)		1,80	1,80	1,80
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	h (m)		3,06	3,06	3,06
	B (m ²)		0,36	0,36	0,36
	I (m ⁴)		0,097	0,097	0,097
	$v=v^l=L/2$ (m)		0,90	0,90	0,90
Sollicitations de calcul	N (KN)		277,17	-26,62	207,74
	M (KNm)		13,401	102,657	137,935
	T (KN)		7,65	95,51	9,15
	σ_{max} (KN/m ²)		894,00	876,58	1854,23
	σ_{min} (KN/m ²)		645,83	-1024,47	-700,12
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lt (m)		1,05	0,83	1,31
	d (m)		0,52	0,41	0,65
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)		93,43	72,76	242,28
	Avt (cm ²)		2,34	1,82	6,06
	Amin (cm ²)		2,09	1,66	2,61
	Avj (cm ²)		0,29	3,68	0,35
	A2=Avt+Avj (cm ²)		2,63	5,50	6,41
	A2 /nappe (cm²)		0,66	1,37	1,60
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)		1,05	0,83	1,31
	Bande 1 2 HA10		1,57	1,57	1,57
	Bande 2 8 HA10		6,28	6,28	6,28
	Espacement bande 1		10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2		10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)		0,66	1,37	1,60
	Ah = 0,15%B (cm ²)		5,40	5,40	5,40
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm²)		0,88	0,88	0,88
	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	$\zeta_b=5$		0,03	0,41	0,04
	$\zeta_u=3,26$		0,02	0,29	0,03
	$\sigma_{bc}=15$		0,24	0,18	0,62

Tableau VI.29 : Ferrailage du voile VT1 en zone 4

		Voile VT1 (zone 5)			
		Sollicitations	1er cas	2ème cas	3ème cas
Caracteristiques géométriques	L (m)		1,80	1,80	1,80
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	h (m)		3,06	3,06	3,06
	B (m ²)		0,36	0,36	0,36
	I (m ⁴)		0,097	0,097	0,097
	v=v'=L/2 (m)		0,90	0,90	0,90
Sollicitations de calcul	N (KN)		240,81	-56,62	183,49
	M (KNm)		42,718	41,796	152,007
	T (KN)		10,05	10,05	87,52
	σmax (KN/m ²)		1064,45	229,72	1917,17
	σmin (KN/m ²)		273,38	-544,28	-897,78
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lt (m)		1,43	0,53	1,23
	d (m)		0,72	0,27	0,61
Calcul des armatures verticales	Nt (KN)		152,45	12,27	235,03
	Avt (cm ²)		3,81	0,31	5,88
	Amin (cm ²)		2,86	1,07	2,45
	Avj (cm ²)		0,39	0,39	3,37
	A2=Avt+Avj (cm ²)		4,20	0,69	9,25
	A2 /nappe (cm²)		1,05	0,17	2,31
Ferrailage vertical /nappe	Amin /nappe (cm ²)		1,43	0,53	1,23
	Bande 1 2 HA10		1,57	1,57	1,57
	Bande 2 8 HA10		6,28	6,28	6,28
	Espacement bande 1		10	10	10
Calcul des armatures horizontales	Espacement bande 2		10	10	10
	Ah = Av/4 (cm ²)		1,05	0,17	2,31
	Ah = 0,15%B (cm ²)		5,40	5,40	5,40
Ferrailage horizontal /nappe /ml	AH/nappe/ml (cm²)		0,88	0,88	0,88
	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		0,04	0,04	0,38
	ζu=3,26		0,03	0,03	0,27
	σbc=15		0,39	0,03	0,60

Tableau VI.30 : Ferrailage du voile VT1 en zone 5

VI.1. Ferrailage des poteaux	238
VI.1.1. Recommandations du RPA :	238
VI.1.2. Calcul des armatures à l'ELU	239
VI.1.3. Vérifications à l'ELU	244
VI.1.4. Vérifications à l'ELS	248
VI.2. Ferrailage des poutres.....	253
VI.2.1. Introduction	253
VI.2.2 Recommandations du RPA99/version 2003	253
VI.2.3. Calcul des armatures longitudinales	254
1-Poutres principales(30 × 40)	256
2-Poutre secondaires(30 × 35)	257
3. Poutre B25 (30x40).....	258
VI.2.4. Vérification des armatures longitudinales	259
VII.2.5 Vérification à L'ELS	266
VII.2.6 Vérification de la flèche	267
VI.3. Ferrailage des voiles	269
Exposé de la méthode de calcul	270
3. Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003)	273
4. Armatures de coutures.....	273
5. Potelet.....	274
6. Longueur de recouvrement.....	274
7. Diamètre minimal.....	274
Voiles longitudinaux VL1 = 1,60 m	276
Voiles longitudinaux VL2=1,25 m	281
Voiles transversaux VT1 = 1,80 m.....	286

Chapitre VII

Étude de l'infrastructure

VII. 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.

VII. 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.

VII. 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.

VII .4 . Dimensionnement

A) Semelles isolées sous poteaux

Dans la phase de pré-dimensionnement, il est essentiel de prendre en compte uniquement l'effort normal maximal ($N_s \text{ max}$) qui se manifeste à la base du poteau le plus fortement sollicité. Cet effort normal constitue le principal paramètre à considérer pour évaluer les charges verticales qui seront transmises à la fondation de ce poteau spécifique.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

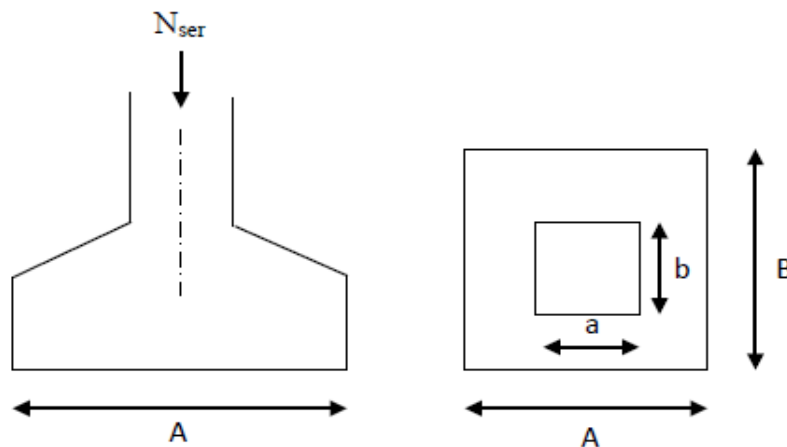


Figure VII.1. Semelle isolée.

Avec : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{50}{50} = 1 = k$ donc : $A = B$

alors : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \times \sigma_{sol}}}$ avec : $N_{ser} = 1083.78 \text{ KN}$, $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

donc : $A = B \geq \sqrt{\frac{1083.78}{1 \times 2 \times 10^2}} = 2.33 \text{ m}$

Conclusion :

Les dimensions des semelles isolées entraînent un chevauchement significatif, ce qui justifie le choix des semelles filantes.

B) 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	316,76	0,99	1,58
VL2	1,60	330,17	1,03	1,65
VL3	1,60	513,86	1,61	2,57
VL4	1,60	711,63	2,22	3,56
VL5	1,60	855,34	2,67	4,28
VL6	1,60	639,20	2,00	3,20
VL7	1,25	374,93	1,50	1,87
VL8	1,25	472,06	1,89	2,36
Total (m2)				21,07

Tableau VII.1. Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinale)

Voiles	L (m)	Nser (KN)	B m)	S = BxL (m2)
VT1	1,80	364,00	1,01	1,82
VT2	1,80	348,50	0,97	1,74
VT3	1,80	469,61	1,30	2,35
VT4	1,80	490,74	1,36	2,45
VT5	1,80	735,69	2,04	3,68
VT6	1,80	771,76	2,14	3,86
VT7	1,80	723,86	2,01	3,62
VT8	1,80	394,35	1,10	1,97
VT9	1,80	472,40	1,31	2,36
Total (m2)				23,85

Tableau VII.2. Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$S_v = \sum S_i = 21.07 + 23.85 = 44,92 \text{ m}^2$ 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	1012,51	-4,85	-0,005	-4,85
P2	1078,81	-0,90	-0,001	-0,90
P3	1083,78	1,27	0,001	1,27
P4	741,16	-1,20	-0,002	-1,20
P5	1057,81	3,62	0,003	3,62
P6	654,25	-1,49	-0,002	-1,49
Somme	5628,32	-3,54		-3,54

Tableau VII.3. Résultante des charges sous poteaux.

On obtient :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 5628,32 \text{ KN}$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{L}{6} = \frac{21,30}{6} = 3,55 \text{ m} \\ e_i &= -3,54 \text{ m} \end{aligned} \right\} e_i = -3,54 \text{ m} < e = 3,55 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{5628,32}{21,30} \left(1 + \frac{6 \times 3,54}{21,30}\right) = q \left(\frac{B}{4}\right) = \frac{5628,32}{21,30} \left(1 + \frac{6 \times 3,54}{21,30}\right) = 264,33 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{5628,32}{21,30} \left(1 - \frac{6 \times 3,54}{21,30}\right) = q \left(\frac{B}{4}\right) = \frac{5628,32}{21,30} \left(1 - \frac{6 \times 3,54}{21,30}\right) = 264,15 \text{ KN/ml}$$

$$B \geq \frac{q \left(\frac{l}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{264,19}{2 \times 10^2} = 1,32 \text{ m}^2$$

On prend : $B = 1,40 \text{ m}$.

Nous aurons : La surface totale sous poteaux notée S_p :

$$S_p = B \times l_{40} \times n = 1,40 \times 21,30 \times 5 = 149,10 \text{ m}^2.$$

Avec n : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale des semelles filantes sous voile et sous poteaux :

$$S_t = S_p + S_v = 149,10 + 44,92 = 194,02 \text{ m}^2.$$

La surface totale de bâtiment :

$$S_{tb} = 21,30 \times 17,35 = 369,56 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{194,02}{369,56} = 52,50 \% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

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.

C) 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'épaisseurs de la nervures de radier « h_n » doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Formule empirique :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{475}{10} = 47.5 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \mathbf{h_n = 55 \text{ cm}}$$

avec : L_{\max} : distance entre deux nervures successifs ($L_{\max}=4.75 \text{ m}$)

- Condition minimale d'épaisseur :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

- Selon les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{475}{8} \leq h_n \leq \frac{475}{5} \Rightarrow 59.375 \text{ cm} \leq h_n \leq 95 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 90 \text{ cm}$.

Épaisseur de la dalle du radier :

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{475}{20} = 23.75 \text{ cm} \quad \text{Avec : une hauteur minimale de 30 cm.}$$

On prend : $h_d = 25 \text{ cm}$

Épaisseur de la dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad (\text{dalle sur 4 appuis})$$

$$9.5 \text{ cm} \leq h_t \leq 11.9 \text{ cm}$$

Soit : $h_t = 10 \text{ cm}$ (hauteur pratique standard employée)

Largeur de la nervure

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4 \times 90 \leq b_n \leq 0.7 \times 90 \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq b_n \leq 63 \text{ cm}$$

On opte pour : $b_n = 55 \text{ cm}$

Conclusion :

Les choix définitifs des dimensions de radier sont les suivantes :

- ° La hauteur de la nervure suivant les deux sens : $h_n = 90 \text{ cm}$
- ° Largeur de la nervure : $b_n = 55 \text{ cm}$
- ° La hauteur de la dalle de radier : $h_d = 25 \text{ cm}$
- ° Dalle flottante : $h_t = 10 \text{ cm}$

Détermination de la surface nécessaire du radier :**Les charges :**

Charge permanente : $G_{\text{batim}} = 26478,67 \text{ KN}$

Charge d'exploitation : $Q_{\text{batim}} = 3905,03 \text{ KN}$

Les combinaisons :

L'ELU : $1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 26478,67 + 1.5 \times 3905,03 = 41603,75 \text{ KN}$.

L'ELS : $G + N = 26478,67 + 3905,03 = 30383,70 \text{ KN}$.

La surface de radier :

$$\text{Etat limite ultime : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{41603,75}{1.33 \times 200} = 156,41 \text{ m}^2$$

$$\text{Etat limite de service : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} = \frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{30383,70}{200} = 151,92 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = (156,41 ; 151,92) = 156,41 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 369,56 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 156,41 \text{ m}^2$$

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 :

$$L_{\text{deb}} \geq \left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit un débord de : } L_{\text{deb}}=50 \text{ cm dans les 4 sens.}$$

Donc on aura une surface totale de radier : $S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$

$$\text{Avec : } S_{\text{deb}} = (17.35 \times 0.5) \times 2 + (21.30 \times 0.5) \times 2 + (0.5 \times 0.5) \times 4 = 39.65 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où } S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 369.56 + 39.65 = 409,21 \text{ m}^2$$

Calcul des sollicitations à la base de radier :➤ **Charge permanente :**• **Poids de bâtiment :**

$$G_{\text{bâtiment}} = 26478,67 \text{ KN}$$

• **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**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{dalle}} = 409,21 \times 0.25 \times 25 = 2557,53 \text{ KN}$$

• **Poids de la nervure**

$$P_{\text{nervure}} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y)$$

$$P_{\text{nervure}} = 0.55(0.9 - 0.25) \times (17.35 \times 7 + 21.30 \times 5) \times 25 = 2037,30 \text{ KN}$$

• **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}} = (409.21 - 125,37) \times (0.90 - 0,25) \times 17 = 4612,28 \text{ KN}$$

$$\text{Avec: } S_{\text{nervures}} = 0,55 \times (0.9 - 0,25) \times (17.35 \times 7 + 21.30 \times 5) = 125.37 \text{ m}^2$$

Le poids de la TVO : $\rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN/m}^3$

• **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{df}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times e_p \times \rho_{\text{beton}} = (409.21 - 125.37) \times 0.10 \times 25 = 709,58 \text{ KN}$$

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 :**

$$Q_{\text{batiment}} = 3905,03 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = \text{surcharge d'exploitation de RDC} \times \text{surface de radier} = 2,5 \times 409,21 = 1023,01 \text{ KN}$$

➤ **Poids totale de la structure :**

$$G_t = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 26478,67 + 9916,69 = 36395,36 \text{ KN}$$

$$Q_t = Q_{\text{batiment}} + Q_{\text{radier}} = 3905,03 + 1023,01 = 4928,04 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$\text{ELU: } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 36395,36 + 1.5 \times 4928,04 = 56525,80 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 36395,36 + 4928,04 = 41323,41 \text{ KN}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5, 4 \text{ MPa} \} = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } b = 100 \text{ cm ; } d = 0,9 h_d = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{56525,80 \times 1}{409,21} \times \frac{4,75}{2} = 328,07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{328,07 \times 10^3}{1000 \times 225} = 1,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **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).

$$X_G = \frac{\text{longueur de bâtiment}}{2} = \frac{17.35}{2} = 8,68 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\text{largeur de bâtiment}}{2} = \frac{21.30}{2} = 10,65 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{17.35 \times 21.30^3}{12} = 13971,95 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{21.30 \times 17.35^3}{12} = 9270,36 \text{ m}^4$$

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 = M₀ + T₀ × Z Avec : M₀ : Moment sismique à la base du bâtiment.

T₀ : 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	46958,10	2550,65	0.90	49253,68
	yy	44512,69	2450,19	0.90	46717,86

Tableau VII.4. Calcul du moment de renversement.

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{SOL}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

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} = 409.21m² ;

N_u=56525,80KN; N_s = 41323,41 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	168.73	107.53	153.43	266,00	131.58	70.4	116.28	200
	YY	191.8	84.46	164.97	266,00	154.66	47.31	127.82	200

Tableau VII.5. Vérification des contraintes du sol sous le radier.

➤ Vérification au poinçonnement [Art. A.5.2.42/BAEL91modifie 99] :

Il s'agit de vérifier que : $N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : N_u : Charge calculer l à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : hauteur de la nervure égale à 0,9m.

Poteaux :

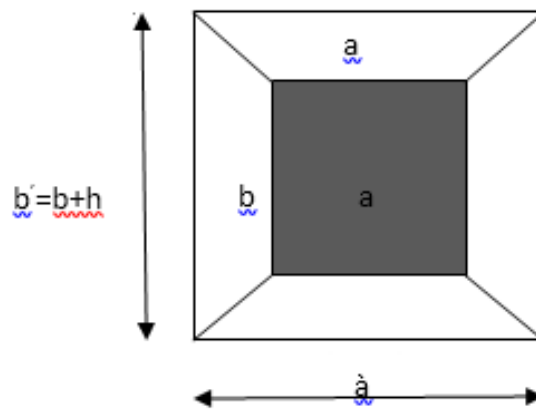


Figure VII.3. Périmètre utile des poteaux.

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_c &= 2 \cdot (a+b') = 2(a+b+2 \cdot h) = 2(0,50+0,50+2 \times 0,90) = 5.60 \text{ m.} \\ N_u &= 1633.31 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$$N_u = 1633.31 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 5.6 \times 0.90 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3780 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Voile :

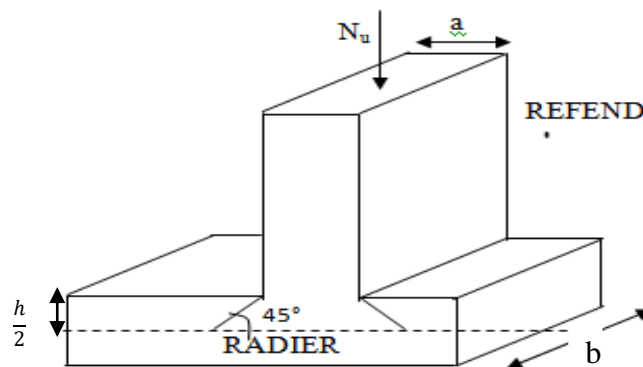


Figure VII.4. Périmètre utile des voiles.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_c = 2(a+b) = 2(0,2+1,8+2 \times 0,9) = 7,6 \text{ m.} \\ N_u = 1967,94 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$N_u = 1967,94 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 7,6 \times 0,90 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 5130,00 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ La stabilité est vérifiée dans les deux sens.

➤ **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 : $P > P'$

$P = 36395,36 \text{ KN}$ (poids total du bâtiment à la base du radier).

$$\bullet P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{\text{rad}} \times Z$$

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 ($h=90 \text{ cm}$).

$$P' = 1,5 \times 10 \times 409,21 \times 0,90 = 5524,33 \text{ KN}$$

$$P = 36395,36 \text{ KN} > P' = 5524,33 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

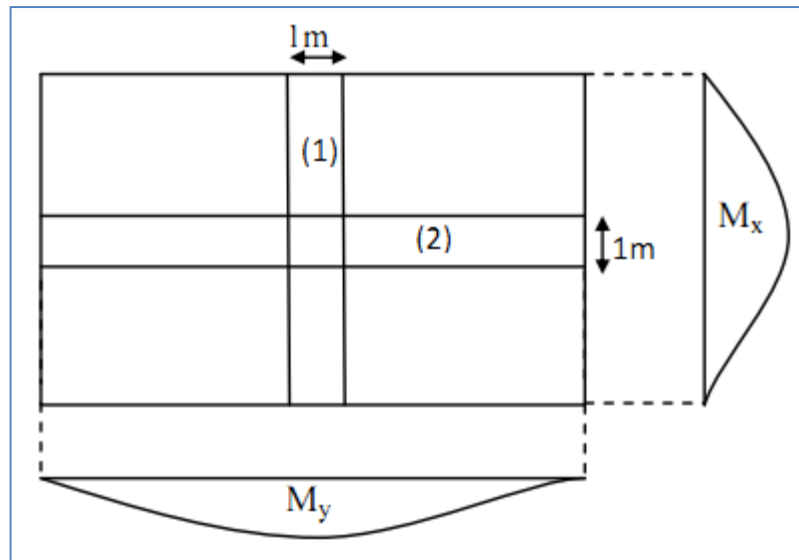
Étant donné que les panneaux sont soumis à des charges assez similaires, dans le but d'homogénéiser l'armature et de simplifier la mise en œuvre, on choisit la même section d'armatures pour tous, en se basant sur le panneau le plus sollicité lors des calculs.

Identification du panneau le plus sollicité :

$L_x=3.70\text{m}$; $L_y=4.75\text{m}$ donc :

$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.70}{4.75} = 0.78 < 1 \Rightarrow$ 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 \$\mu_x\$, \$\mu_y\$ sont donnés par les tables de PIGEAUD

Remarque :

Pour le calcul du ferrailage nous soustrairons de la contrainte maximale \$\sigma_m^{max}\$ qui est la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

	\$\sigma_m\$ (KN/m ²)	\$q_m\$ (KN/m)
ELU	164.97	140.74
ELS	127.82	103.59

Tableau VII.6. Contraintes maximales reprises par le radier .

A L'ELU: \$q_m^u = \sigma_m\$ (ELU) - \$\frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (164.97 - \frac{9916.69}{409.21}) \times 1m = 140.73\$ KN/ml.

A L'ELS: \$q_m^s = \sigma_m\$ (ELS) - \$\frac{G_{rad}}{s_{rad}} = (127.82 - \frac{9916.69}{409.21}) \times 1m = 103.59\$ KN/ml

• **Détermination des coefficients \$\mu_x\$ et \$\mu_y\$:**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients \$\mu_x\$ et \$\mu_y\$ en fonction \$\nu\$ et \$\rho_x\$:

\$\rho_x = 0.78\$; \$\nu = 0\$ (ELU) \$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0587 \\ \mu_y = 0.559 \end{cases}\$

- **Calcul des moments M_{0x} et M_{0y} :**

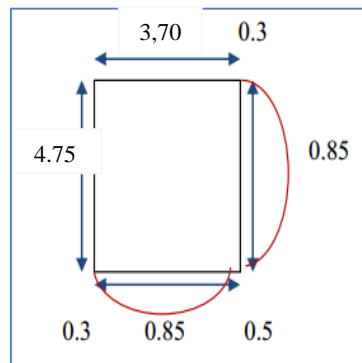
$$M_{0x} = 0.0587 \times 140.74 \times 3.7^2 = 113,1 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = 0.559 \times 113.1 = 63.22 \text{ KN.m}$$

- **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.



$$\checkmark \text{ Moments aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0.5 \times 113.1 = 56.55 \text{ KNm} \\ M_y^a = 0.5 \times 63,22 = 31,61 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Moments en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 113.1 = 96.135 \text{ KNm} \\ M_y^t = 0.85 \times 63,22 = 53,74 \text{ KNm} \end{cases}$$

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	56,55	0,082 < $\mu_i=0.392$	SSA	0,957	7,72	7HA16 = 14,07
	En travée	96,135	0,140 < $\mu_i=0.392$	SSA	0,924	13,59	7HA16 = 14,07
Sens yy	Sur appuis	31,61	0,046 < $\mu_i=0.392$	SSA	0,976	4,23	7HA16 = 14,07
	En travée	53,74	0,078 < $\mu_i=0.392$	SSA	0,959	7,32	7HA16 = 14,07

Tableau VII.7. Calcul de la section d'armatures.

Avec : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$; $f_{bu} = 14.2MPa$; $b=0.90cm$; $d=22.5cm$.

$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$; $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348MPa$ 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

$$\omega_x = \frac{A_x^{min}}{bd} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_x^{mi} \geq \frac{bd\omega_0(3 - \rho)}{2}$$

$$A_x^{min} \geq \frac{100 \times 22.5 \times 0.0008(3 - 0.78)}{2} = 1.998cm^2$$

Avec :

- ω_0 : Taux d'acier minimal réglementaire il est pris égale à : 0.0008 pour HA, FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.
- $b=100cm$; $d=22.5 cm$; $\rho=0,78$

Armatures parallèles au grand coté :

$$\omega_y = \frac{A_y^{min}}{bd} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{mi} \geq \omega_0 bd = 0.0008 \times 22.5 \times 100 = 1.8cm^2$$

		A_{adoptée}	A_{min}	Observation
Sens XX	Sur appuis	14.07	1.998	Condition vérifiée
	En travée	14.07	1.998	Condition vérifiée
Sens YY	Sur appuis	14.07	1.998	Condition vérifiée
	En travée	14.07	1.998	Condition vérifiée

Tableau VII.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 :

$$S_t \leq \min (3h; 33 cm) = \min (75; 33cm) = 33 cm. \Rightarrow \text{On prend : } S_t = 15 cm;$$

- La direction moins sollicitée y-y :

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(100\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{on prend : } S_t = 15\text{cm};$$

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

$$\rho_x = 0.78 ; \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0652 \\ \mu_y = 0.683 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0652 \times 103.59 \times 3.7^2 = 92.46 \text{ KN/m.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.683 \times 92.46 = 63.152 \text{ KN/m.}$$

Correction des moments :

$$\checkmark \text{ Moments aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 92.46 = 46.23 \text{ KN/m.} \\ M_y^a = 0.5 \times M_0^y = 0.5 \times 63.152 = 31.57 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Moments en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 92.46 = 78.59 \text{ KN/m.} \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 63.152 = 53.68 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

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	46,23	14,07	0,640	27,37	0,882	169,33	6,19	15	CV
	En travée	31,57	14,07	0,640	27,37	0,882	115,63	4,22		CV
Sens YY	Aux appuis	78,59	14,07	0,640	27,37	0,882	287,86	10,52		CV
	En travée	53,68	14,07	0,640	27,37	0,882	196,62	7,18		CV

Tableau VII.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.

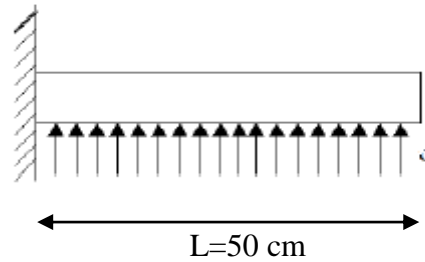


Figure VII.5. Schéma statique du débord

$$\text{A L'ELU: } M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{140.73 \times 0.5^2}{2} = 17.6 \text{ KN/m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{103.59 \times 0.5^2}{2} = 12.95 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul des armatures

Armatures principales

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 22.5 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17.6 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14,2} = 0,024 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.6 \times 10^6}{0,988 \times 225 \times 348} = 2.27 \text{ cm}^2$$

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.

Ferraillage 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.

Pour calculer les efforts internes maximaux, on simplifiera ces types de chargement en les transformant en répartitions uniformes, ce qui revient à déterminer la largeur de dalle (L_m) qui produirait le même moment et la même force tranchante qu'un diagramme rectangulaire équivalent au diagramme trapézoïdal. Dans ce cas, le calcul devient plus conventionnel.

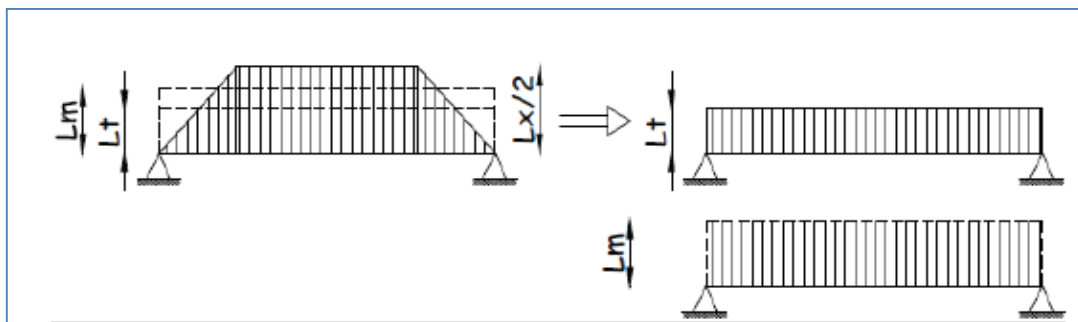


Figure VI-5: Présentation des chargements simplifiés.

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 : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$

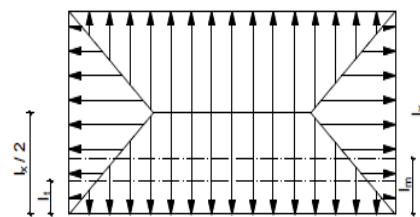


Figure VI-6: Répartition trapézoïdale.

2ème Cas : Chargement triangulaires :

Moment fléchissant : $I_m = 0.333xI_x$

Effort tranchant : $I_t = 0.25xI_x$

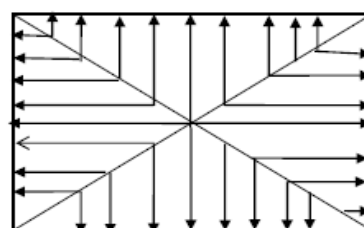


Figure VI-7 : Répartition triangulaire.

Nous avons : $b_n = 55 \text{ cm}$, $h_n = 90 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $q_u = 112,94 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 75,79 \text{ KN/m}^2$

➤ **Calcul des charges**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left(153,43 - \frac{9916,69}{409,21} - \frac{2037,30}{125,37} \right) \times 1 \text{ ml} = 112,94 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left(116,28 - \frac{9916,69}{409,21} - \frac{2037,30}{125,37} \right) \times 1 \text{ ml} = 75,79 \text{ KN/ml}$$

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux ci-après.

Tableau VII. 9. 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	3,5	4	0,88	Triangulaire	1,17	0,88	112,94	75,79	131,63		88,33		98,82		66,32	
	2	3,6	4	0,90	Triangulaire	1,20	0,90	112,94	75,79	135,39	267,03	90,86	179,19	101,65	200,47	68,21	134,53
B-C	1	3,5	4	0,88	Triangulaire	1,17	0,88	112,94	75,79	131,63		88,33		98,82		66,32	
	2	3,6	4	0,90	Triangulaire	1,20	0,90	112,94	75,79	135,39	267,03	90,86	179,19	101,65	200,47	68,21	134,53
C-D	1	3,5	4,75	0,74	Triangulaire	1,17	0,88	112,94	75,79	131,63		88,33		98,82		66,32	
	2	3,6	4,75	0,76	Triangulaire	1,20	0,90	112,94	75,79	135,39	267,03	90,86	179,19	101,65	200,47	68,21	134,53
D-E	1	3,5	4,1	0,85	Triangulaire	1,17	0,88	112,94	75,79	131,63		88,33		98,82		66,32	
	2	3,6	4,1	0,88	Triangulaire	1,20	0,90	112,94	75,79	135,39	267,03	90,86	179,19	101,65	200,47	68,21	134,53

Tableau VII. 10. 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	3,4	4,1	0,83	Trapèze	1,31	1,00	112,94	75,79	147,99		99,31		112,39		75,42	
	2	3,4	4,75	0,72	Trapèze	1,41	1,09	112,94	75,79	159,21	307,20	106,84	206,15	123,29	235,68	82,73	158,15
2-3	1	3,6	4,1	0,88	Trapèze	1,34	1,01	112,94	75,79	151,05		101,36		114,04		76,53	
	2	3,6	4,75	0,76	Trapèze	1,46	1,12	112,94	75,79	164,37	315,42	110,30	211,67	126,26	240,30	84,73	161,26
3-4	1	3,5	4,1	0,85	Trapèze	1,32	1,00	112,94	75,79	149,64		100,42		113,29		76,02	
	2	3,5	4,75	0,74	Trapèze	1,43	1,11	112,94	75,79	161,88	311,52	108,63	209,05	124,83	238,12	83,77	159,79
4-5	1	3,2	4,1	0,78	Trapèze	1,28	0,98	112,94	75,79	144,01		96,64		110,19		73,94	
	2	3,2	4,75	0,67	Trapèze	1,36	1,06	112,94	75,79	153,37	297,38	102,92	199,56	119,84	230,02	80,42	154,36
5-6	1	3,4	4,1	0,83	Trapèze	1,31	1,00	112,94	75,79	147,99		99,31		112,39		75,42	
	2	3,4	4,75	0,72	Trapèze	1,41	1,09	112,94	75,79	159,21	307,20	106,84	206,15	123,29	235,68	82,73	158,15
6-7	1	3,7	4,1	0,90	Trapèze	1,35	1,02	112,94	75,79	152,22		102,15		114,66		76,95	
	2	3,7	4,75	0,78	Trapèze	1,48	1,13	112,94	75,79	166,68	318,91	111,85	214,01	127,57	242,23	85,60	162,55

• Diagramme des sollicitations :

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ROBOT » sont les suivant :

- Sens longitudinal « X-X » :

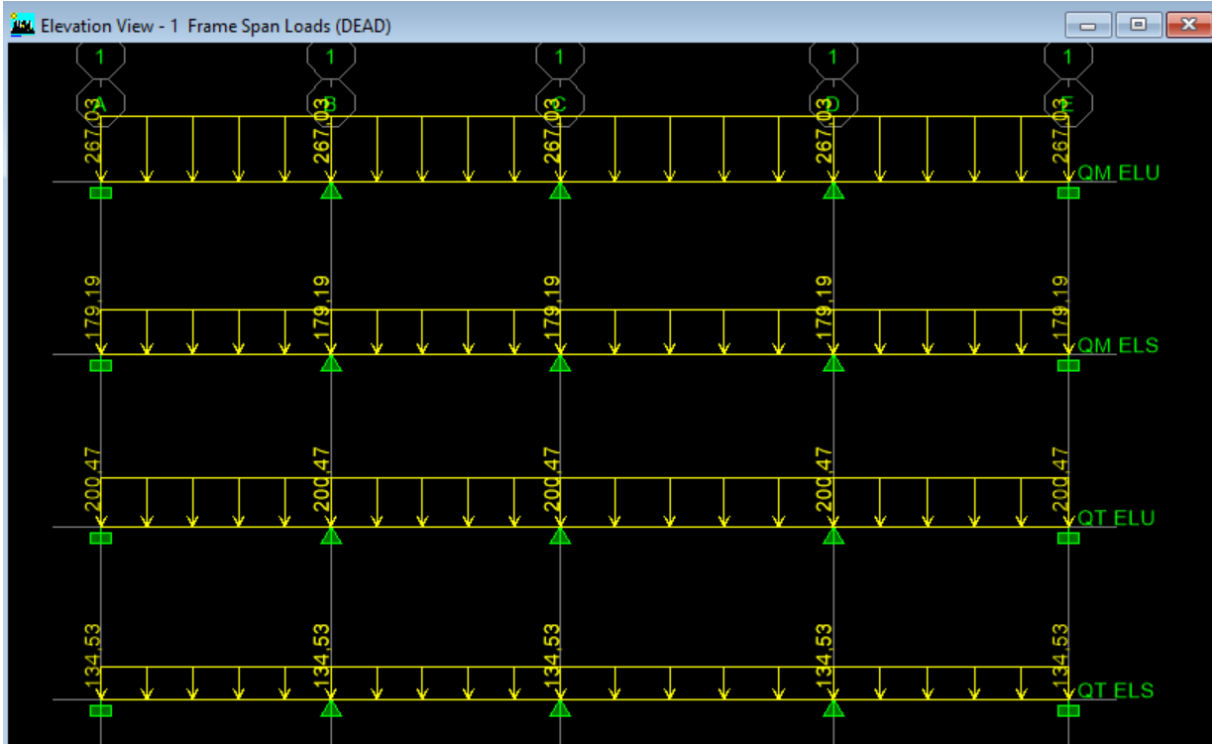


Figure VII. 9. Les valeurs des chargements pour les différents cas

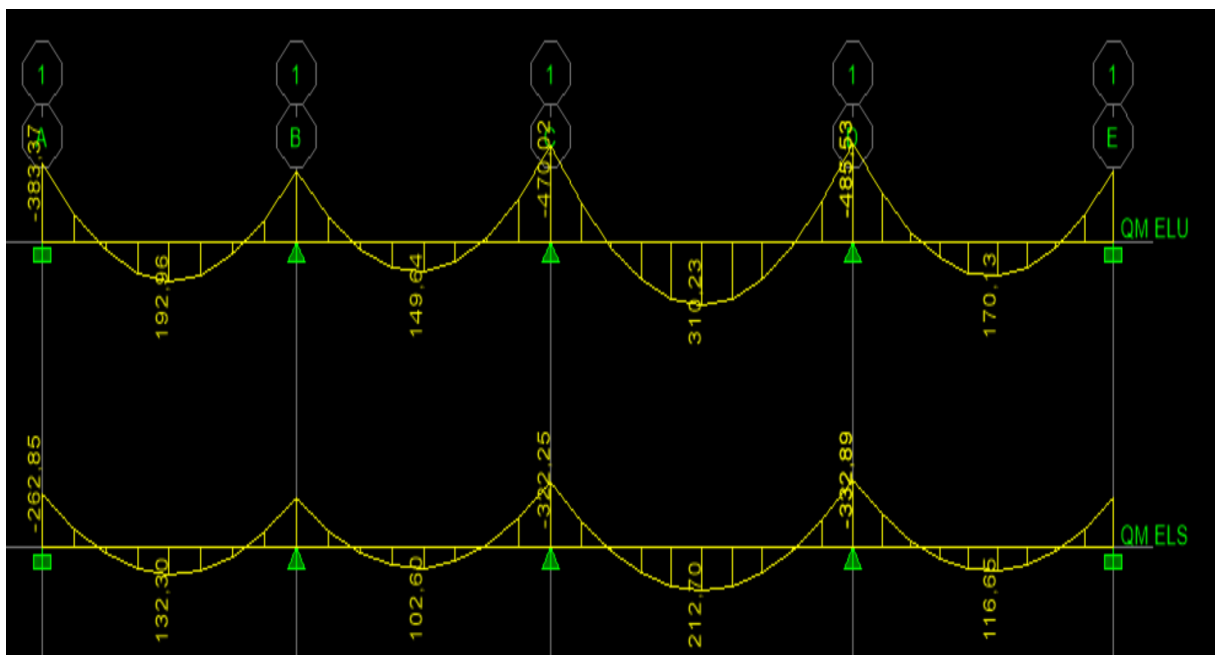


Figure VII. 10. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

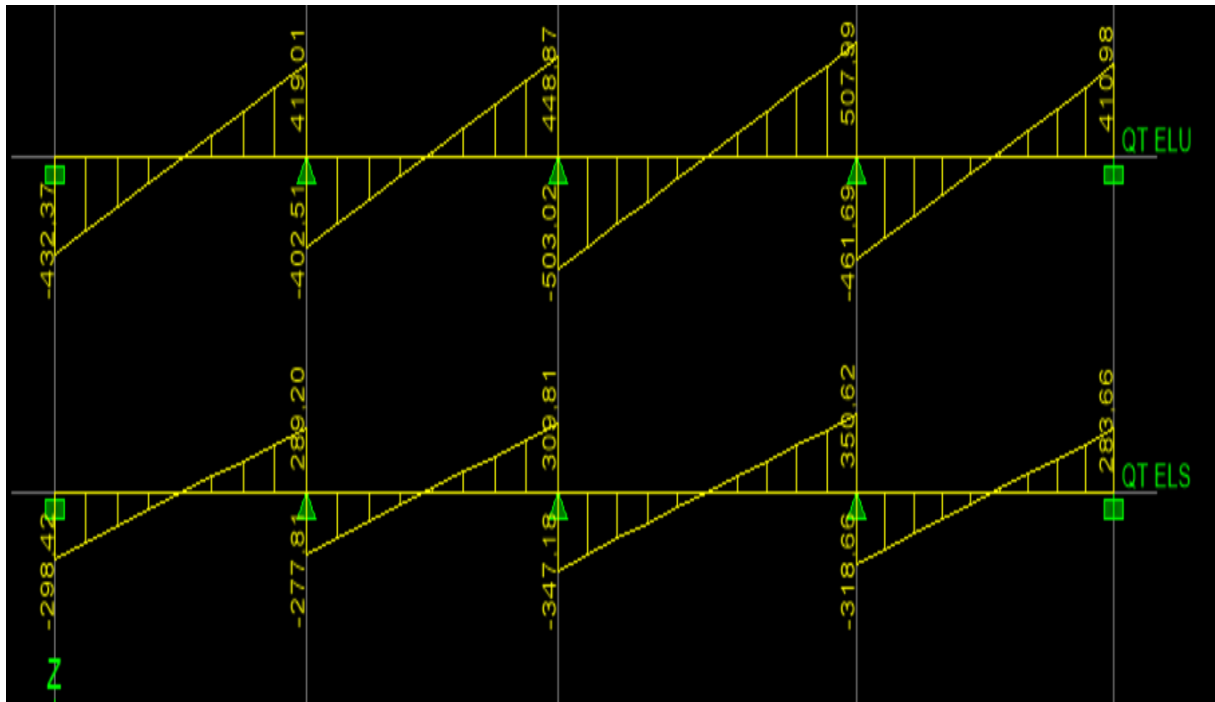


Figure VII.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS

- Sens transversal « Y-Y » :

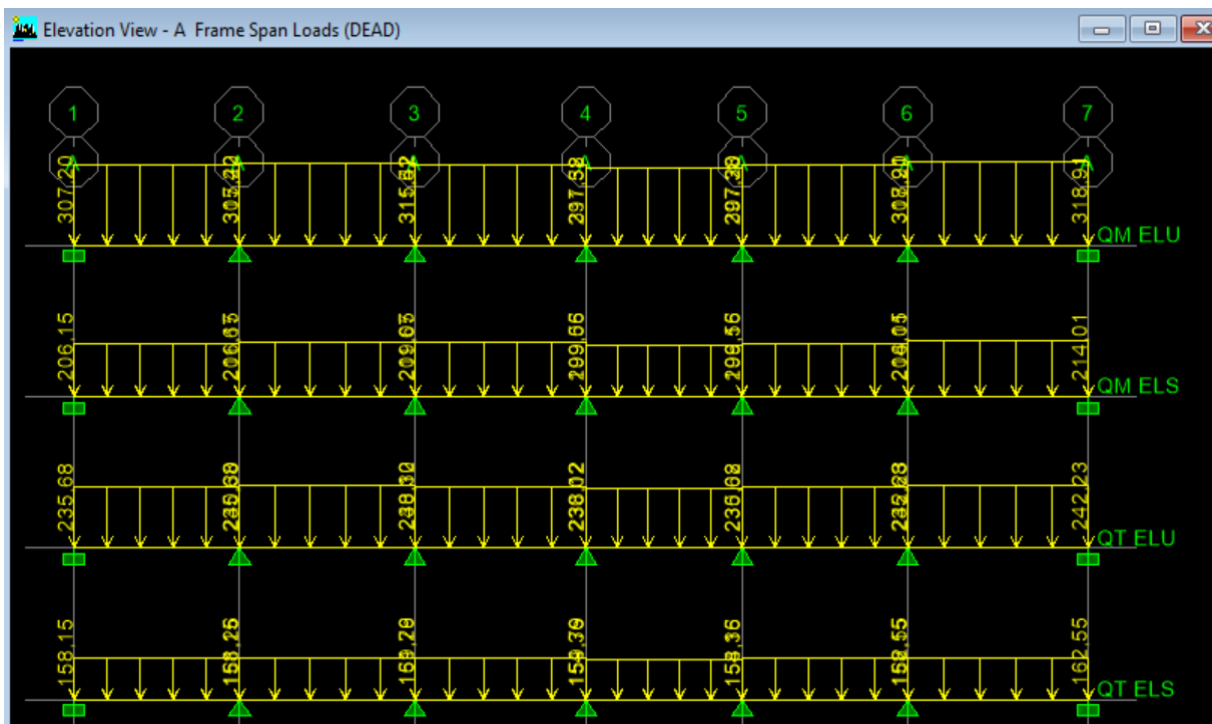


Figure VII. 9. Les valeurs des chargements pour les différents cas

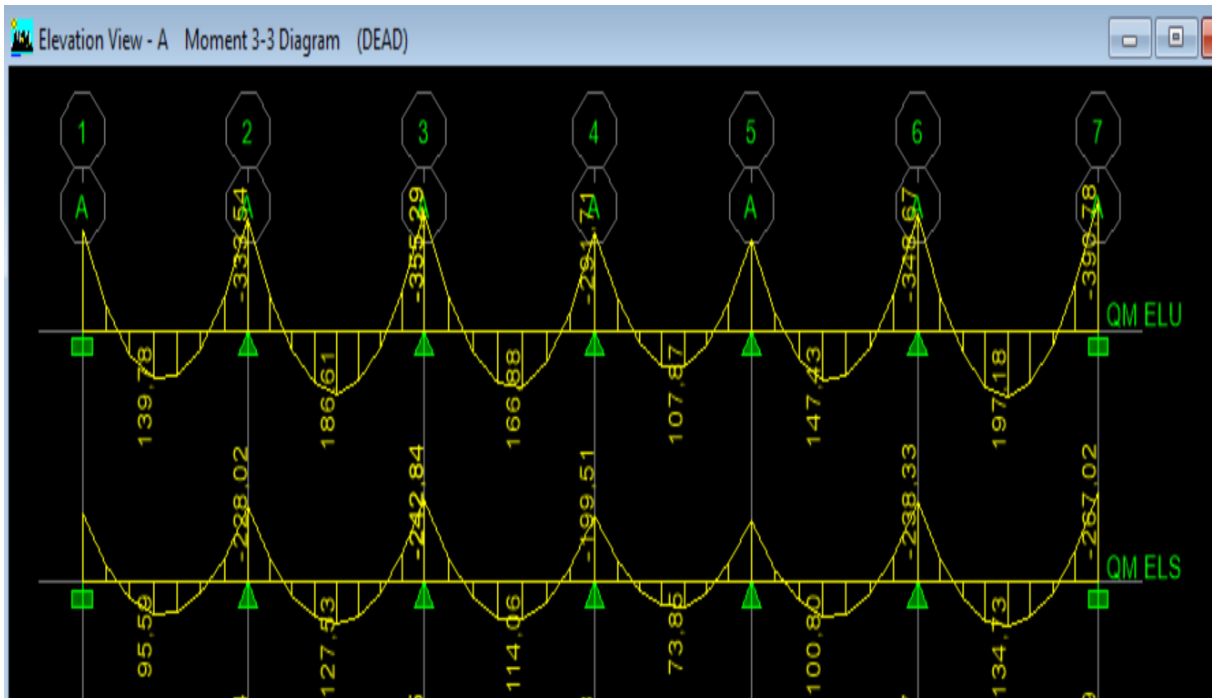


Figure VII. 10. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

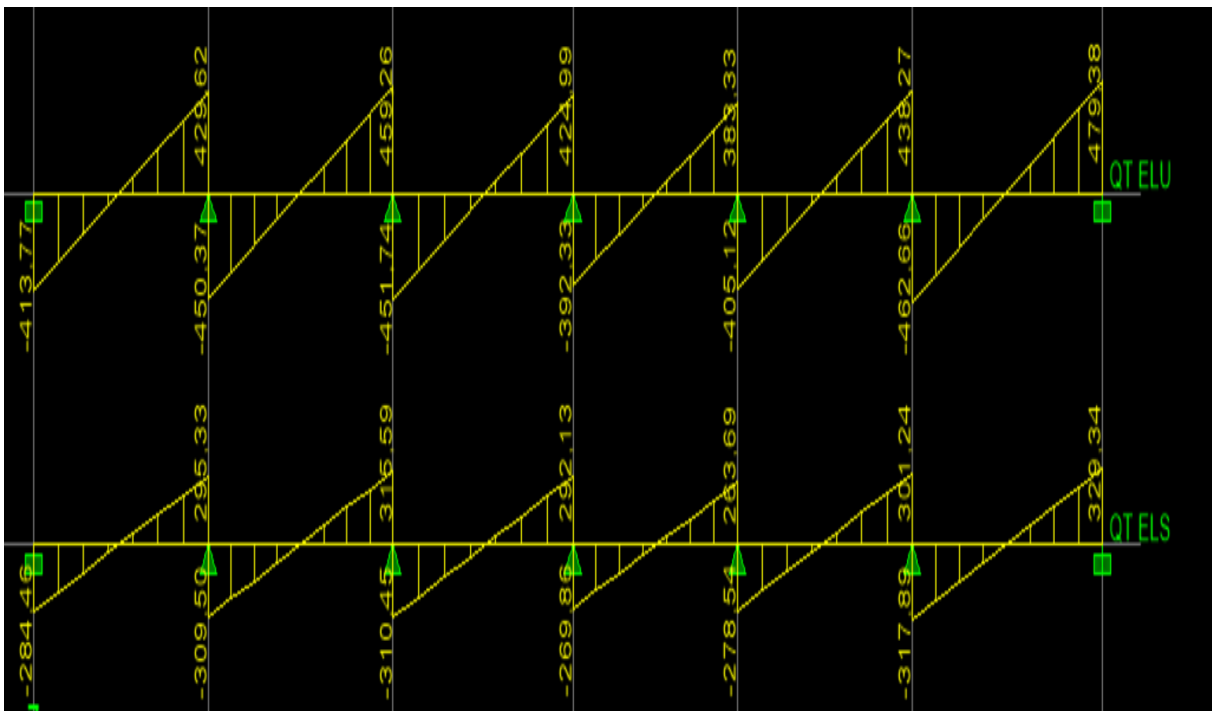


Figure VII.11. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS

Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :

- **Sens longitudinal « x-x » :**

Tableau VII.11. Moments fléchissant sens x-x.

	ELU	ELS
$M_{app}(KN.m)$	485.53	262.85
$M_t(KN.m)$	310.23	212.70

Tableau VII.12. Efforts tranchants sens x-x.

	ELU	ELS
$T_{sup}(KN.m)$	507.99	350.62
$T_{inf}(KN.m)$	-503.02	-347.18

- **Sens transversal « y-y » :**

Tableau VII.13. Moments fléchissant sens y-y.

	ELU	ELS
$M_{app}(KN.m)$	399.78	267.02
$M_t(KN.m)$	197.18	134.73

Tableau VII.14. Efforts tranchants sens y-y.

	ELU	ELS
$T_{sup}(KN.m)$	479.38	329.34
$T_{inf}(KN.m)$	-462.66	-317.89

➤ **Calcul des armatures :**

- **Armatures longitudinales**

Sens X-X : $M_a^{max} = 485.53 KN.m$; $M_t^{max} = 262.85 KN.m$

$b_n=55\text{ cm}$; $h_n=90\text{ cm}$; $d= h-c=90-3=87\text{cm}$; $f_{bu}=14.2\text{MPa}$; $\sigma_{st}=348\text{MPa}$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{485.53 \times 10^3}{55 \times 87^2 \times 14.2} = 0,082$$

$\mu=0,082 < \mu_i=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu=0,082 \Rightarrow \beta=0,957$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{485.53 \times 10^3}{0,957 \times 87 \times 348} = 16.45 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 5 \text{ HA16 fil} + 5 \text{ HA14 chap} = 17,75 \text{ cm}^2$.

En travée:

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{310.23 \times 10^3}{55 \times 87^2 \times 14.2} = 0,055$$

$\mu=0,055 < \mu_i=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu=0,055 \Rightarrow \beta=0,971$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{310.23 \times 10^3}{0,971 \times 87 \times 348} = 10,80 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5 \text{ HA16 fil} + 5 \text{ HA14 chap} = 17,75 \text{ cm}^2$

Sens Y-Y : $M_a^{\max} = 399.78 \text{ KN.m}$; $M_t^{\max} = 197.18 \text{ KN.m}$

$b_n=55 \text{ cm}$; $h_n=90 \text{ cm}$; $d=87 \text{ cm}$; $f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}=348 \text{ MPa}$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{399.78 \times 10^3}{55 \times 98^2 \times 14.2} = 0,071$$

$\mu=0,071 < \mu_i=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA) donc: $\mu=0.071 \Rightarrow \beta=0,963$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{399.78 \times 10^3}{0,963 \times 87 \times 348} = 14.03 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 5 \text{ HA16 fil} + 5 \text{ HA14 chap} = 17,75 \text{ cm}^2$

En travée:

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{197.18 \times 10^3}{55 \times 87^2 \times 14.2} = 0,035$$

$\mu=0,035 < \mu_l=0.392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu=0,035 \Rightarrow \beta=0,982$

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{605.428 \times 10^3}{0,982 \times 87 \times 348} = 6.,79 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5\text{HA16 fil} = 12,06 \text{ cm}^2$

Les résultats des ferrailrages sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	5 HA16 fil + 5 HA14 chap = 17.75 cm ²	5 HA16 fil + 5 HA14 chap = 17.75 cm ²
Travée	5 HA16 fil + 5 HA14 chap = 17.75 cm ²	5 HA16 fil = 12.06 cm ²

- **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est estimé comme suit :

$$\phi_1 \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \Rightarrow \phi_1 = 8 \text{ mm.}$$

- **Espacement des armatures (Art 7.5.2.2 RPA99/ modifié 2003) :**

Zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h_n}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{ 22,5 ; 19,2 \} = 19,2 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

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 :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 55 \times 87 \times 2,1}{400} = 5.78 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} > A_{\min} \Rightarrow$ 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: $T_u = 507.99 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{507.99 \times 10^3}{550 \times 870} = 1.06 < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y: $T_u = 479.38 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{479.38 \times 10^3}{550 \times 870} = 1,00 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres [Art A.6.1,3/BAEL91/2003] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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 :

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 5 \times 16 = 251.2 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{507.99 \times 10^3}{0.9 \times 870 \times 251.2} = 2.58 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Nervure transversale :

$$\sum U_i = \pi n \phi = 3,14 \times 5 \times 16 = 251.2 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{479.38 \times 10^3}{0.9 \times 870 \times 251.2} = 2.44 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa}$$

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 :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma}_s = \left\{ \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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 VII.15. 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 XX	Appuis	262,85	17,75	0,371	37,63	0,905	188,08	5,00	15	CV
	Travée	212,7	17,75	0,371	37,63	0,905	152,20	4,04		CV
Sens YY	Appuis	267,02	17,75	0,371	37,63	0,905	191,06	5,08		CV
	Travée	134,73	12,06	0,252	47,50	0,920	139,58	2,94		CV

Le tableau suivant résume les sections de ferrailage choisies au définitif.

	Sens x-x	Sens y-y
Appuis	5 HA16 fil + 5 HA14 chap = 17.75 cm²	5 HA16 fil + 5 HA14 chap = 17.75 cm²
Travée	5 HA16 fil + 5 HA14 chap = 17.75 cm²	5 HA16 fil = 12.06 cm²

Chapitre VIII

Étude du voile péréféérique

Introduction

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un bloc rigide et indéformable. Il permet de remplir les fonctions suivantes :

- ✓ Assure une bonne stabilité de l'ouvrage et limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- ✓ Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VIII -1) Pré dimensionnement du voile périphérique : (Art: 10.1.2 vs RPA 2003)

L'article prévoit pour les voiles périphériques une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 20 cm.

VIII -2) Contrainte des sollicitations

σ_h : Contrainte horizontale

σ_v : Contrainte verticale

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma$$

$$k_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec: k_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

VIII -3) Caractéristiques du sol

- ✓ Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- ✓ Poids volumique des terres : $\gamma = 19 \text{ KN} / \text{m}^3$
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 31^\circ$
- ✓ Cohésion : $C = 0$

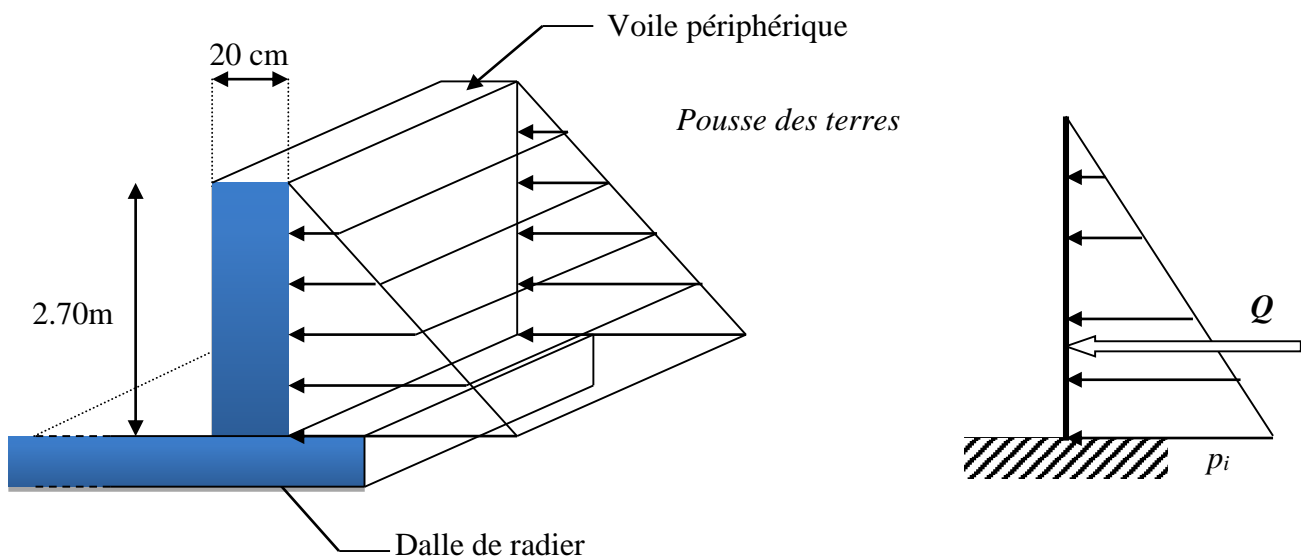


Figure VIII.1 : Schéma statique d'un voile périphérique.

VIII -4) Calcul des sollicitations

$$k_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 31}{\cos 31} = 0.565$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \quad \rightarrow 0 < h < 2.70 \text{ m}$$

✓ **ELU :**

$$\sigma_h = k_0 + \sigma_v = k_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

Pour h=0

$$\sigma_1 = 0.565(1.35 \times 19 \times 0 + 1.5 \times 10) = 8.48 \text{KN/m}^2$$

Pour h=2.70

$$\sigma_2 = 0.565(1.35 \times 19 \times 2.70 + 1.5 \times 10) = 47.6 \text{KN/m}^2$$

✓ **ELS :**

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v = k_0(q + \gamma \times h)$$

Pour h=0

$$\sigma_1 = 0.565(10 + 19 \times 0) = 5.65 \text{KN/m}^2$$

Pour h=2.70m

$$\sigma_2 = 0.565(10 + 19 \times 2.70) = 34.63 \text{KN/m}^2$$

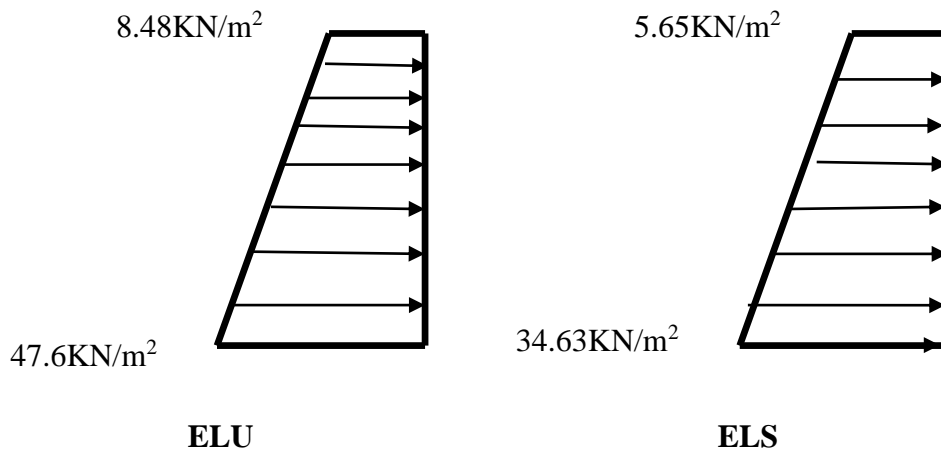


Figure VIII.2 : diagrammes des contraintes.

VIII -4-1) Charges moyennes

$$\text{ELU : } p_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 47.6 + 8.48}{4} \times 1 = 37.82 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } p_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 34.63 + 5.65}{4} \times 1 = 27.39 \text{ kN/ml}$$

VIII -4-2) Ferrailage du voile périphérique

VIII -4-2-1) Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

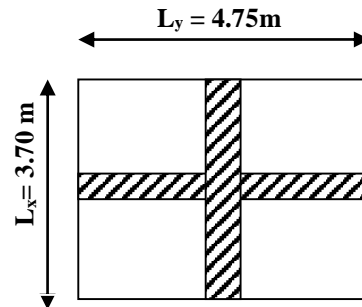
VIII -4-2-2) Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau de rive encasté à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- ✓ Moment en travée : 0.85
- ✓ Moment d'encastement sur les grandes cotés :
 - 0.3 : Appuis de rive
 - 0.5 : Autre appuis

VIII -4-2-3) Identification des panneaux :

$$l_x = 3,70 \text{ m}$$

$$l_y = 4,75 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,70}{4,75} = 0,77; 0,4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

VIII -4-2-4) Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0,77 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0598 \\ \mu_y = 0,542 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0598 \times 37,82 \times 3,70^2 = 30,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,542 \times 30,96 = 16,78 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :**➤ Sens x- x :**

✓ Aux appuis :

$$M_a = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 30,96 = 9,29 \text{ KN.m}$$

✓ En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 30,96 = 26,32 \text{ KN.m}$$

➤ Sens Y- Y :

✓ Aux appuis :

$$M_a = 0,3 M_{0y} = 0,3 \times 16,78 = 5,04 \text{ KN.m}$$

✓ En travées :

$$M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 16,78 = 14,27 \text{ KN.m}$$

VIII -4-2-5) Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0,77 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0663 \\ \mu_y = 0,670 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0663 \times 27,39 \times 3,70^2 = 24,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,670 \times 24,78 = 16,60 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

➤ **Sens x - x :**

✓ Aux appuis :

$$M_a = 0,3M_{0x} = 0,3 \times 24,78 = 7,43 \text{ KN.m}$$

✓ En travée :

$$M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 24,78 = 21,063 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

✓ Aux appuis :

$$M_a = 0,3M_{0y} = 0,3 \times 16,60 = 4,98 \text{ KN.m}$$

✓ En travées :

$$M_t = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 16,60 = 14,11 \text{ KN.m}$$

VIII -4-2-6) Calcul des armatures :

✓ **Armatures longitudinales :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, en considérant le moment maximal au niveau d'appuis et à la travée.

➤ **Dans le sens X-X**

Tableau VIII-1 : ferrailage de voile périphérique (X-X)

	En travée	Aux appuis
Moment	$M_{tx} = 26,32 \text{ KN.m}$	$M_{ax} = 9,29 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{26,32 \times 10^6}{14,20 \times 1000 \times 180^2}$ $\mu = 0,058 < 0,392$ →SSA ($A_c=0\text{cm}^2$)	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{9,29 \times 10^6}{14,20 \times 1000 \times 180^2}$ $\mu = 0,020 < 0,392$ →SSA ($A_c=0\text{cm}^2$)
β	0,970	0,990

A_{st}	$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{26.32 \times 10^4}{0.970 \times 180 \times 348}$ $A_{st} = 4.33cm^2$	$A_{st} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{9.29 \times 10^4}{0.990 \times 180 \times 348}$ $A_{st} = 1.5cm^2$
A_{adop}	5HA12=5.65cm²	5HA12=5.65cm²
Condition de non fragilité	$A \geq 0.80 \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2}$ <p>Avec : 0.0008 × b × h pour HA Fe400.</p> $A \geq 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{(3 - 0.77)}{2} = 1.78cm^2$ <p>Condition vérifiée</p>	
Espacement	$S_t = 20cm$	$S_t = 20cm$

➤ Dans le sens Y-Y :

Tableau VIII-2 : ferrailage de voile périphérique (Y-Y)

	En travée	Aux appuis
Moment	$M_{ty} = 14.27KN.m$	$M_{ay} = 5.04KN.m$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{14.27 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 180^2}$ $\mu = 0.030 < 0.392$ <p>→ SSA ($A_c=0cm^2$)</p>	$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{5.04 \times 10^6}{14.20 \times 1000 \times 180^2}$ $\mu = 0.01 < 0.392$ <p>→ SSA ($A_c=0cm^2$)</p>
β	0.985	0.995
A_{st}	$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{14.27 \times 10^4}{0.985 \times 180 \times 348}$ $A_{st} = 2.32cm^2$	$A_{st} = \frac{M_{at}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{5.04 \times 10^4}{0.995 \times 180 \times 348}$ $A_{st} = 0.808cm^2$
A_{adop}	5HA12=5.65cm²	5HA12=5.65cm²
Condition de non fragilité	$A \geq 0.80 \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2}$ <p>Avec : 0.0008 × b × h pour HA Fe400.</p> $A \geq 0.0008 \times 100 \times 20 \times \frac{(3 - 0.77)}{2} = 1.78cm^2$ <p>Condition vérifiée</p>	
Espacement	$S_t = 20cm$	$S_t = 20cm$

VIII-5) Recommandations du RPA 99 :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical). $A \geq 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- ✓ Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA 8 par m²

VIII -6) Vérification à l'ELS :

VIII -6-1) Vérification des contraintes du béton et de l'acier :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

✓ Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

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

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times A_s}{100 \times 18}$$

✓ Dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VIII-3 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	Zone	A_s	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obsr
X-X	Appui	5.65	7.43	0.316	0.912	41.82	80.11	348	1.92	15	CV
	Travée	5.65	21.063	0.316	0.912	41.82	227.1	348	5.42	15	CV
Y-Y	Appui	5.65	4.98	0.316	0.912	41.82	53.7	348	1.3	15	CV
	Travée	5.65	14.11	0.316	0.912	41.82	152.13	348	3.63	15	CV

VIII -6-2) Vérification de la flèche :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons nous dispenser de cette vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{270} = 0,074 > \frac{M_t}{20 M_U} = \frac{21.063}{20 \times 24.78} = 0,0425 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 18} = 0,003 < \frac{4.2}{400} = 0,010 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

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 :

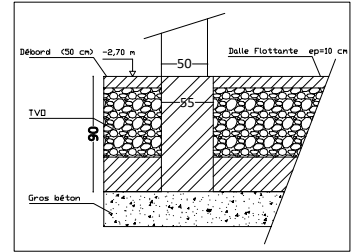
- ETABS 9.6.0
- AUTOCAD2019
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- Word 2016
- Excel 2016
- PowerPoint 2016

Ouvrages :

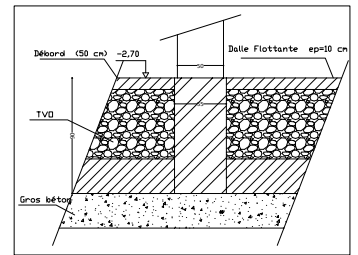
- Les abaques de PIGEAUD
- Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire
- Formulaire du béton armé de Victor Davidovici
- Calcul des ouvrages en béton armé Henry Tonier
- Calcul des ouvrages en béton armé M. Belazougui
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes

Normes et Documents Techniques :

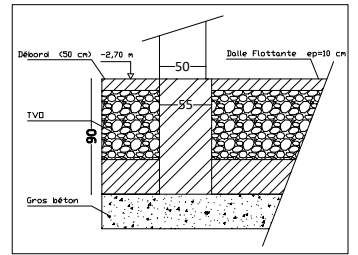
- RPA 99 version 2003 : Règles parasismiques algériennes
- DTR BC 2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation
- BAEL 91 modifié 99 : Calcul des éléments et des structures des bâtiments
- DTR B.C. 2-4-1 (CBA 93) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- DTR B.C. 2-331 : Règles de calcul des fondations superficielles
- DTU 75-1 / 1978: Document technique unifié.



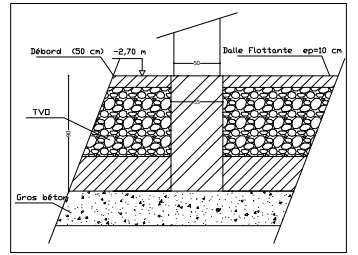
Coupe A-A



Coupe B-B



Coupe 1-1



Coupe 2-2

Poteaux : (50x50) cm²

Dalle du Radier : ep= 30 cm

Débord : 50 cm

Nervure : (55x90) cm²

Dalle Flottante : ep= 10 cm



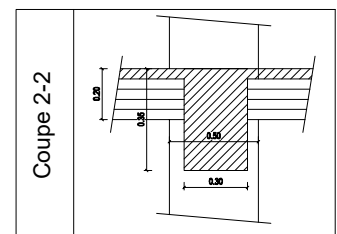
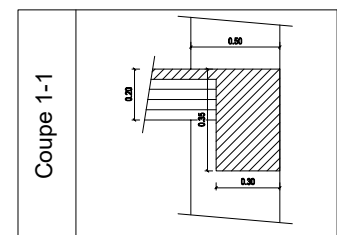
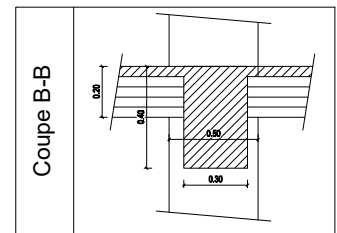
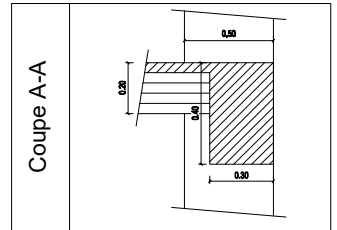
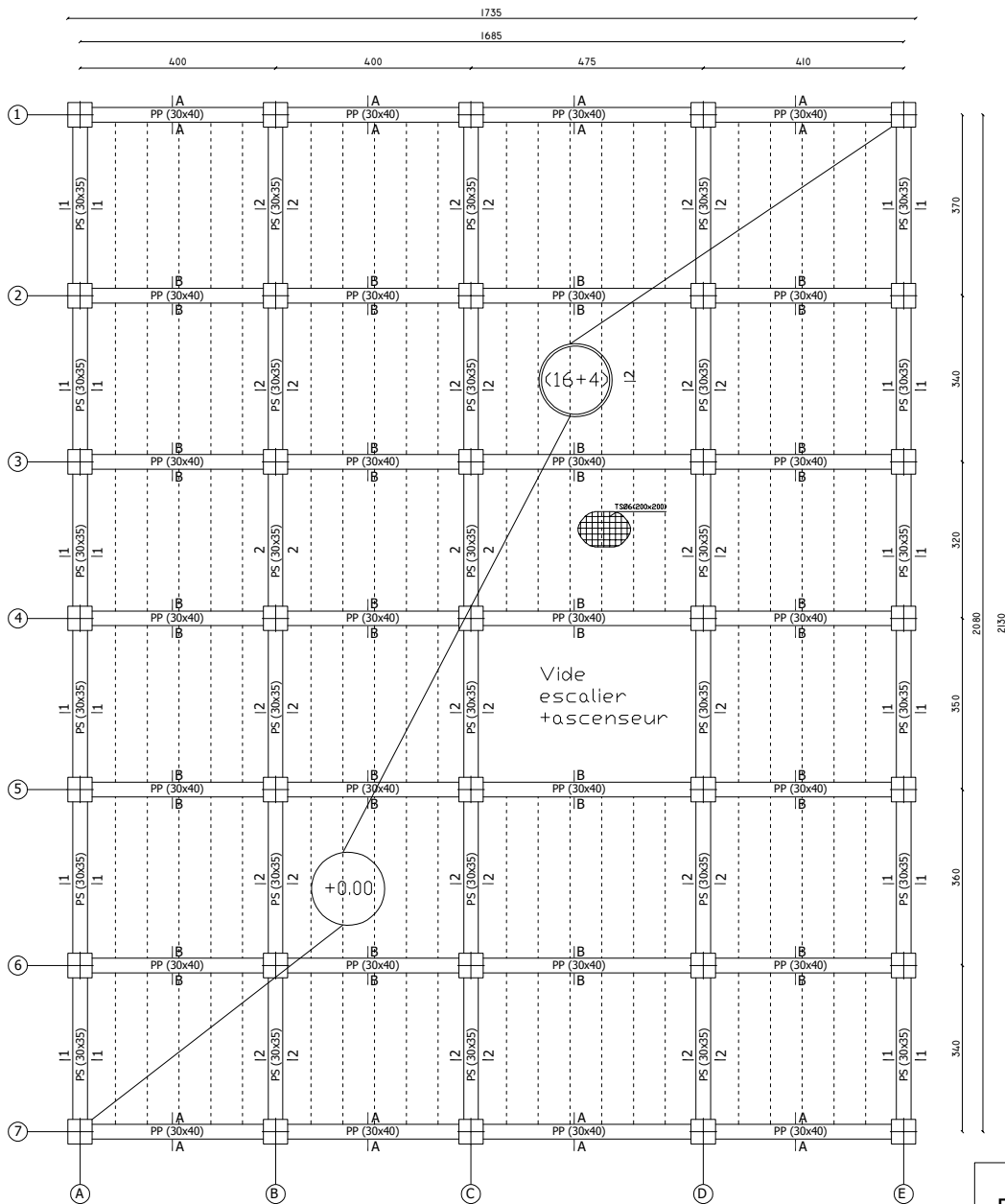
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

CHIOUT Ahmed & HADDOU M'hiddine
Encadrante : Mme. SMAHI
Promotion : © 2024

Dossier : Génie Civil
Désignation : Plan de Fondations
Niveau : -3,60 m

Echelle : 1/50

Planche N°06



Poteaux : (50x50) cm²
 Poutres principales: (30x40) cm²
 Poutres secondaires: (30x35) cm²
 Plancher : (16+4) cm

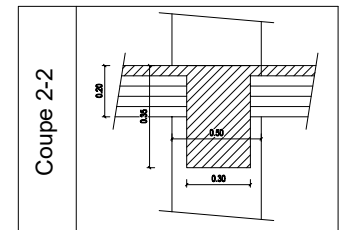
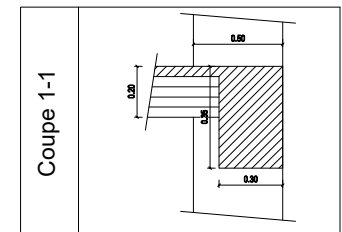
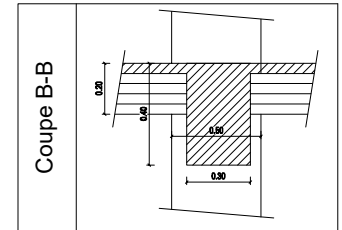
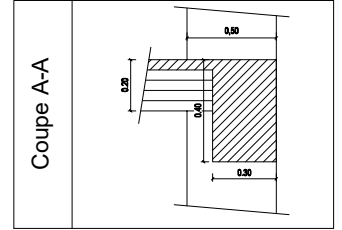
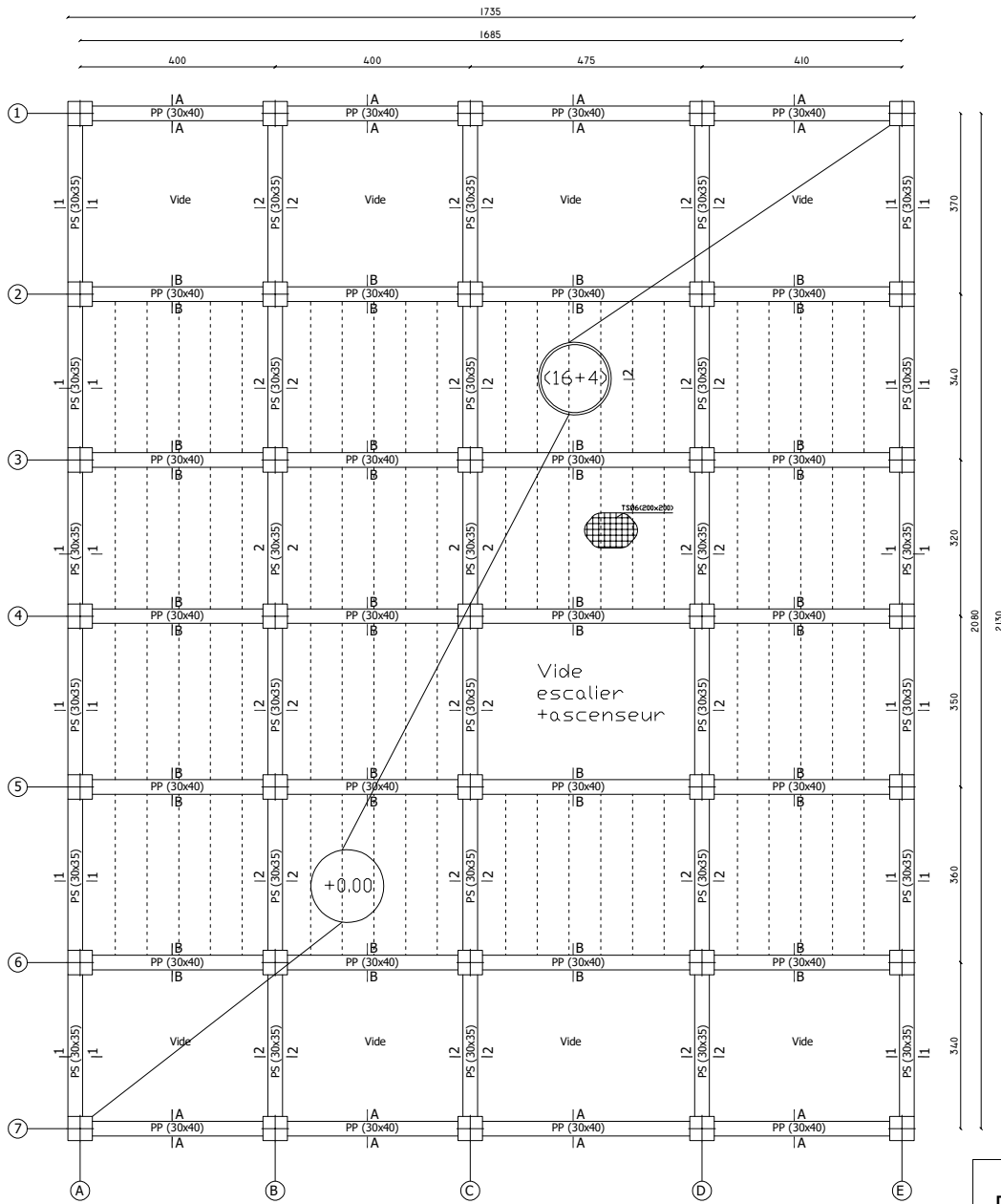


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

CHIOUT Ahmed & HADDOU M'hiddine
 Encadrante : Mme. SMAHI
 Promotion : © 2024

Dossier : Génie Civil
 Désignation : Coffrage du sous-sol
 Niveau : +3.06 m

Echelle : 1/50
 Planche N°07



Poteaux : (50x50) cm²
 Poutres principales: (30x40) cm²
 Poutres secondaires: (30x35) cm²
 Plancher : (16+4) cm

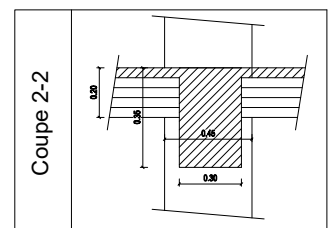
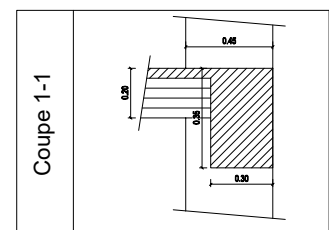
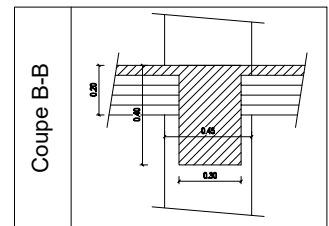
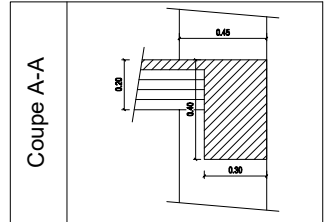
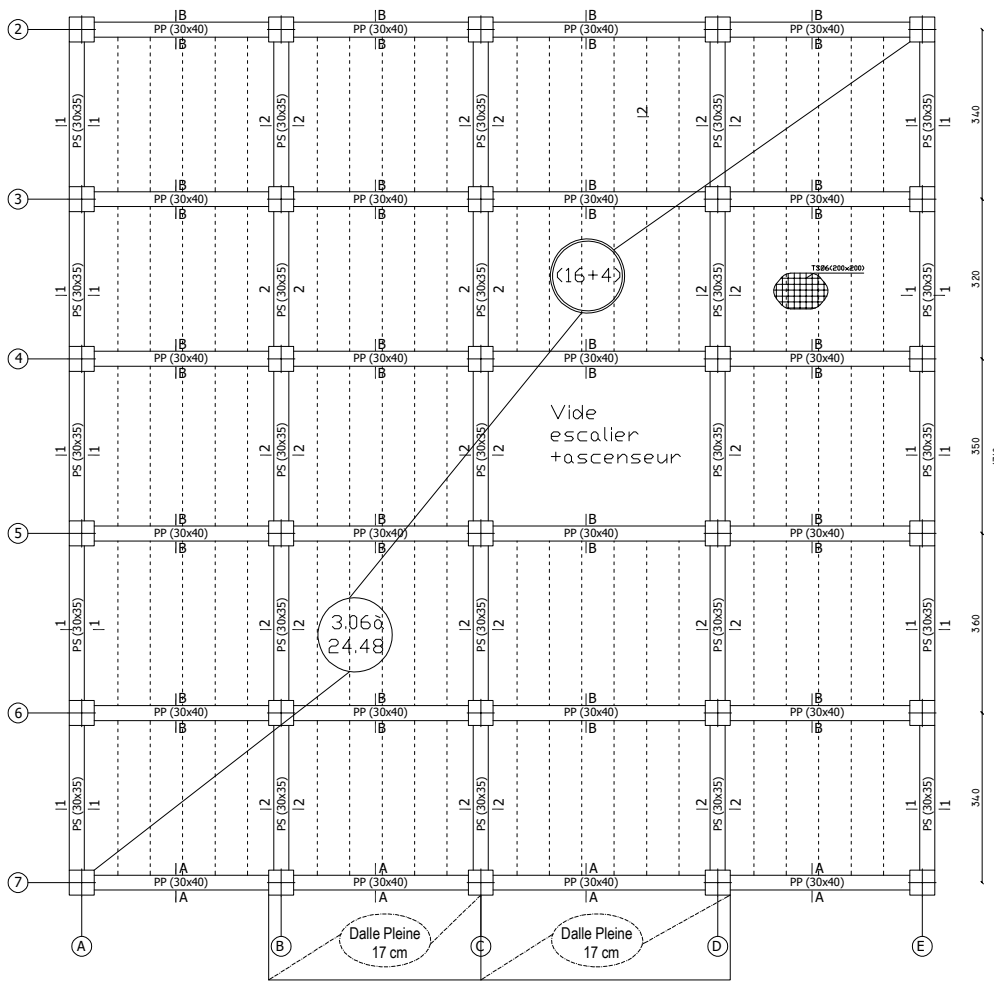


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

CHIOUT Ahmed & HADDOU M'hiddine
 Encadrante : Mme. SMAHI
 Promotion : © 2024

Dossier : Génie Civil
 Désignation : Coffrage de l'entre-sol
 Niveau : +0.12 m

Echelle : 1/50
 Planche N°08



Poteaux : (45x45) cm²
 Poutres principales: (30x40) cm²
 Poutres secondaires: (30x35) cm²
 Plancher : (16+4) cm

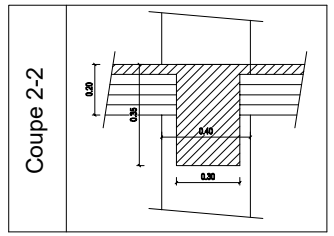
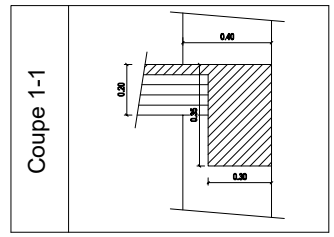
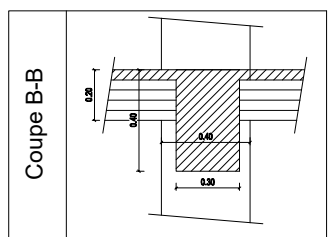
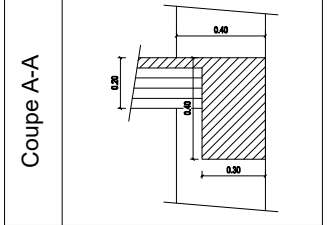
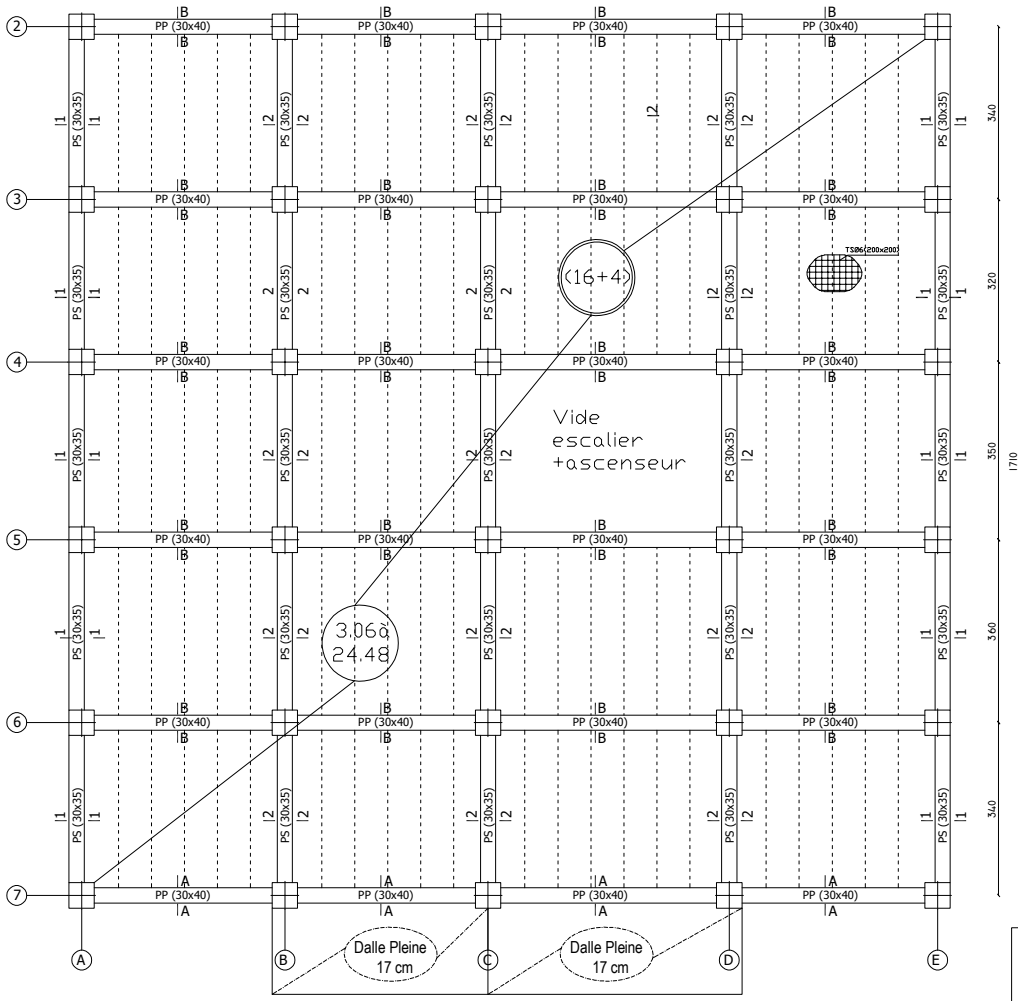


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

CHIOUT Ahmed & HADDOU M'hiddine
 Encadrante : Mme. SMAHI
 Promotion : © 2024

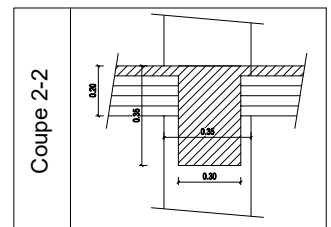
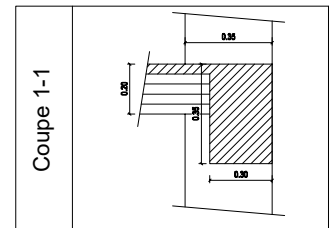
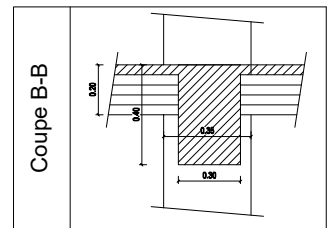
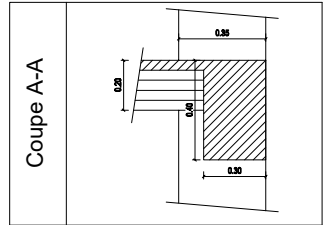
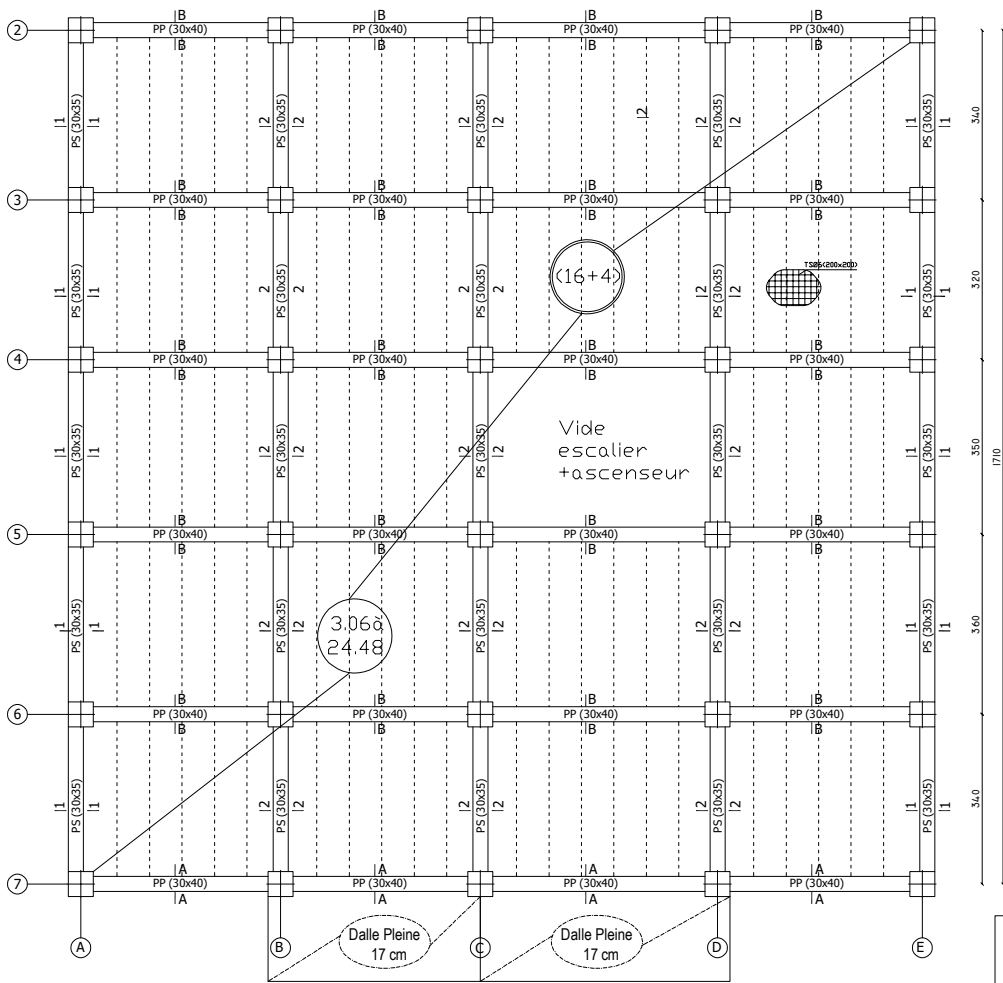
Dossier : Génie Civil
 Désignation : Coffrage du RDC et étage 1
 Niveau : +9.18 m

Echelle : 1/50
 Planche N°09



3.60
3.20
3.50
3.60
17.10

- Poteaux : (40x40) cm²
- Poutres principales: (30x40) cm²
- Poutres secondaires: (30x35) cm²
- Plancher : (16+4) cm



Poteaux : (35x35) cm²
 Poutres principales: (30x40) cm²
 Poutres secondaires: (30x35) cm²
 Plancher : (16+4) cm

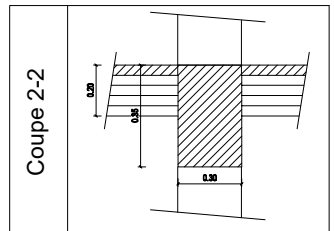
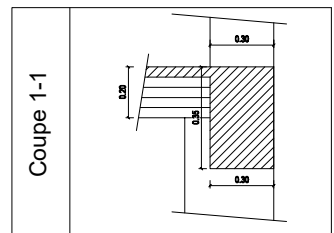
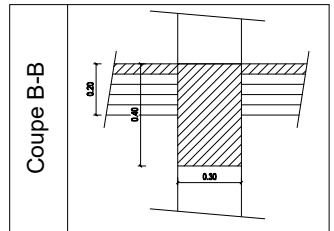
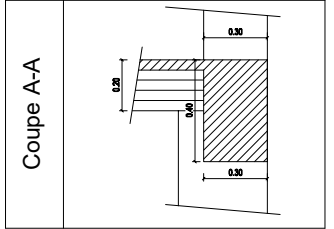
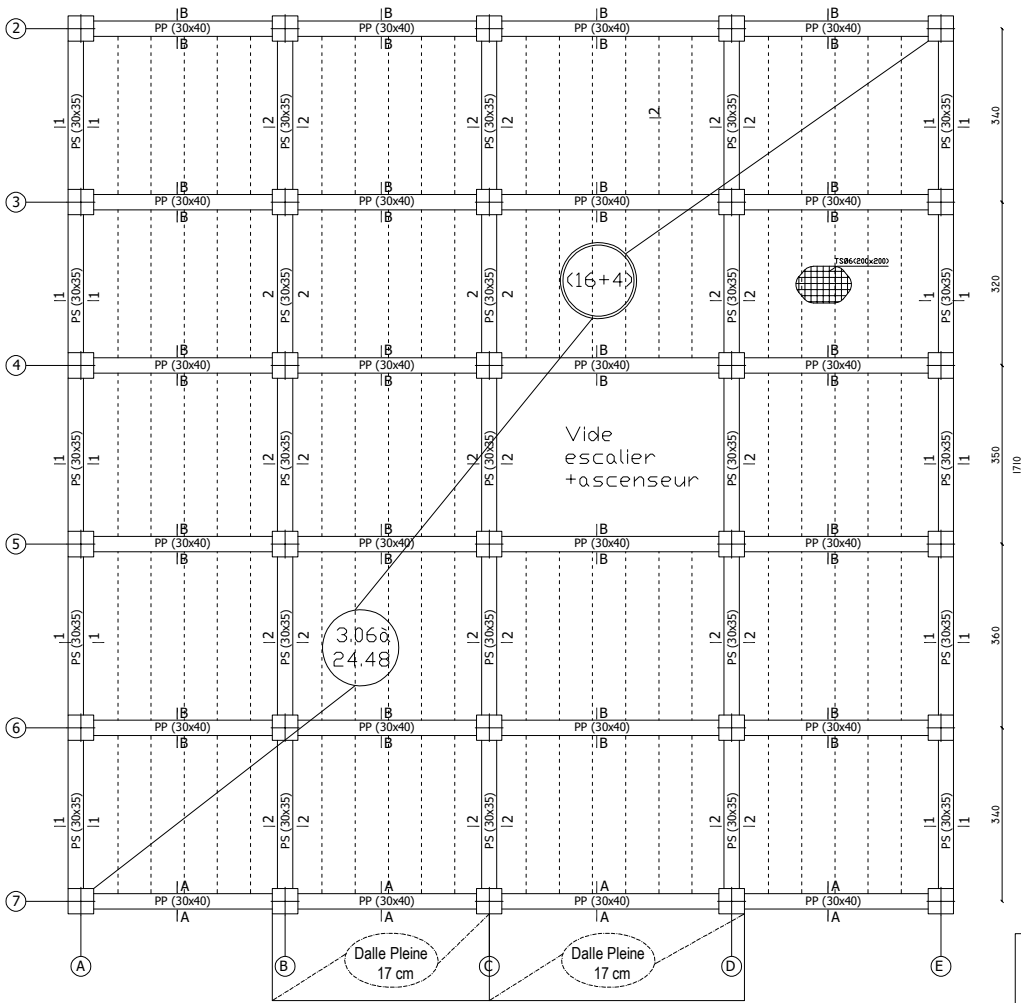


Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
 Faculté du Génie de la construction
 Département de Génie Civil

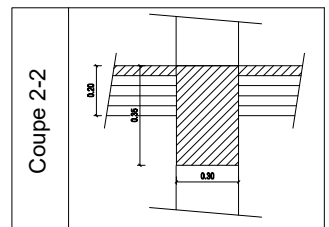
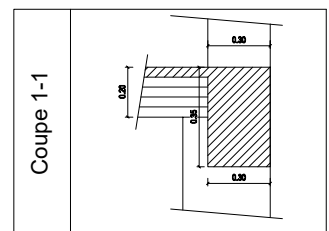
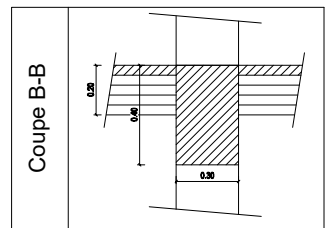
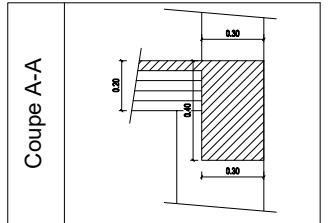
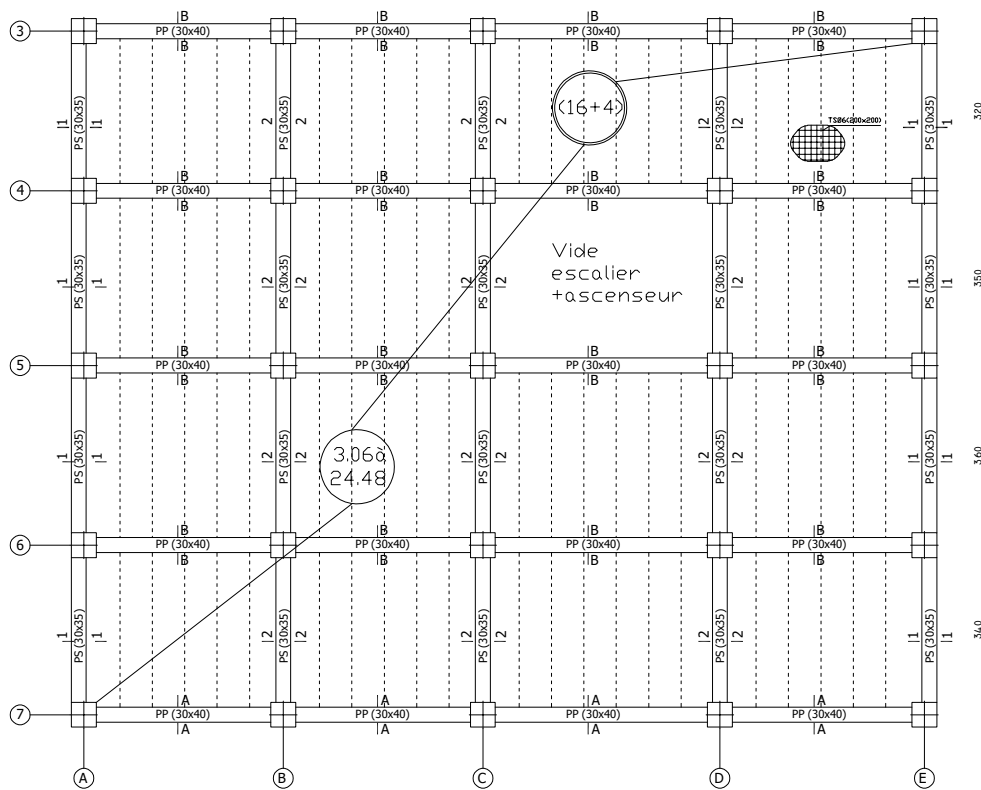
CHIOUT Ahmed & HADDOU M'hiddine
 Encadrante : Mme. SMAHI
 Promotion : © 2024

Dossier : Génie Civil
 Désignation : Coffrage des étages 4 et 5
 Niveau : +15.30 m

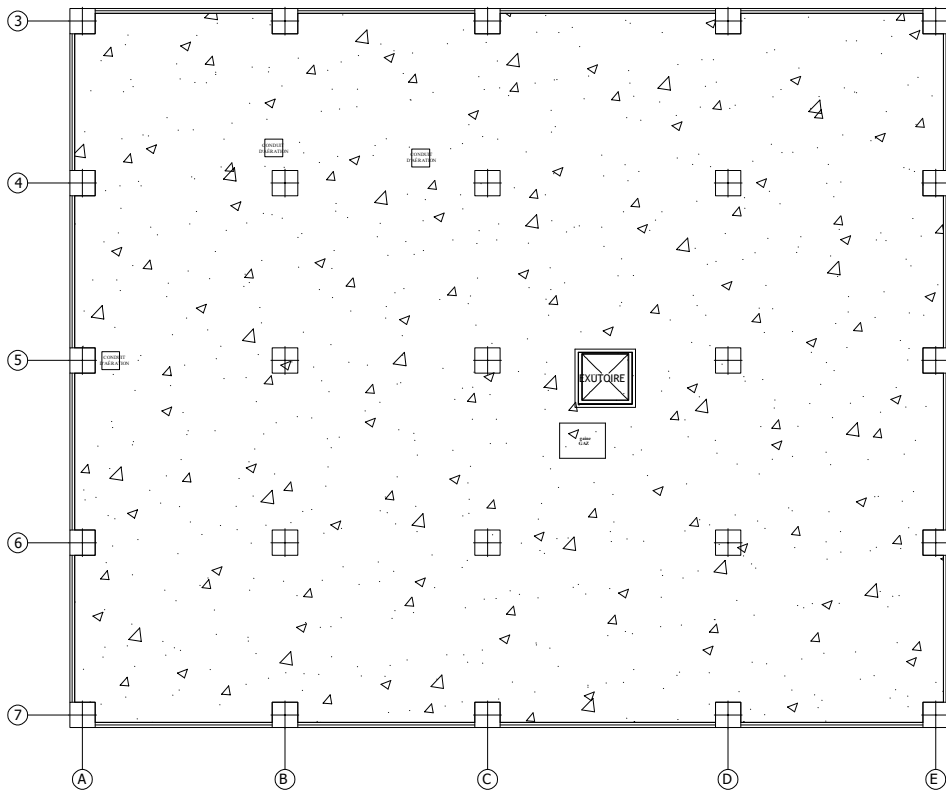
Echelle : 1/50
 Planche N°11



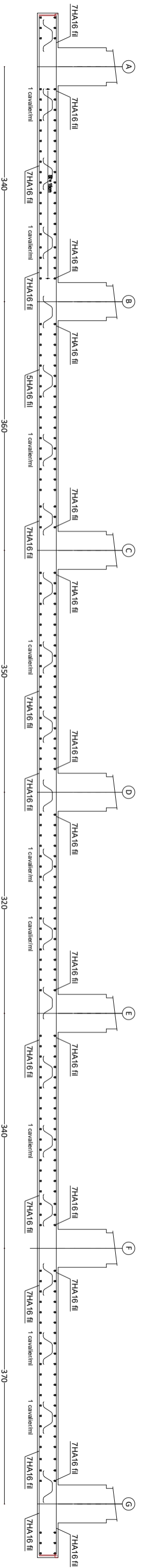
Poteaux : (30x30) cm²
 Poutres principales: (30x40) cm²
 Poutres secondaires: (30x35) cm²
 Plancher : (16+4) cm



Poteaux : (30x30) cm²
 Poutres principales: (30x40) cm²
 Poutres secondaires: (30x35) cm²
 Plancher : (16+4) cm



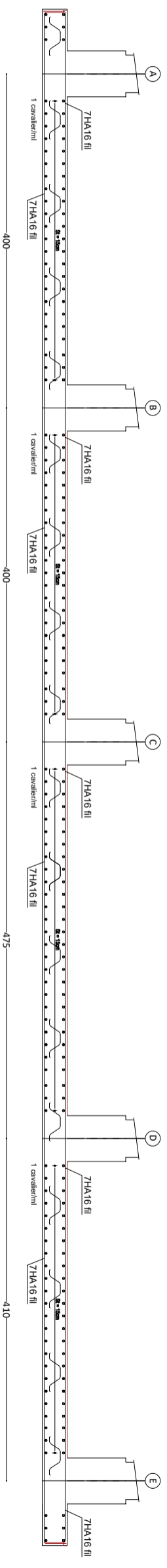
Poteaux : (30x30) cm²
 Poutres principales: (30x40) cm²
 Poutres secondaires: (30x35) cm²
 Plancher : (16+4) cm



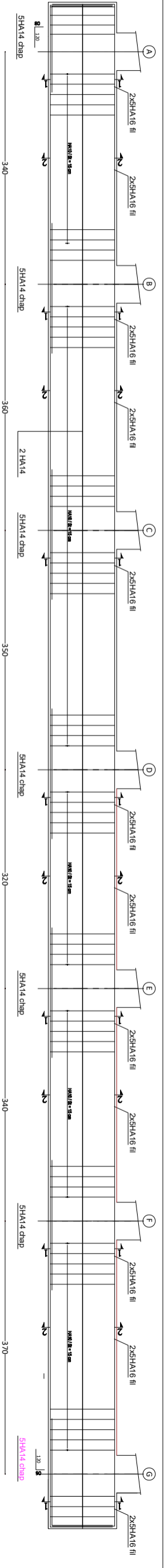
Ferrailage du radier
sens Y-Y

Ferrailage du radier sens y y

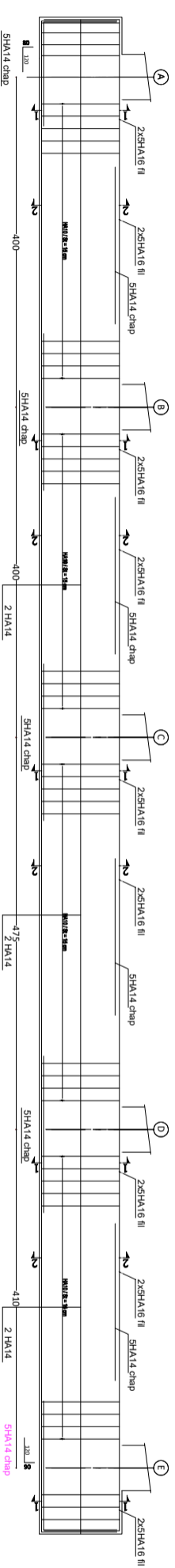
Ferrailage du radier
sens X-X



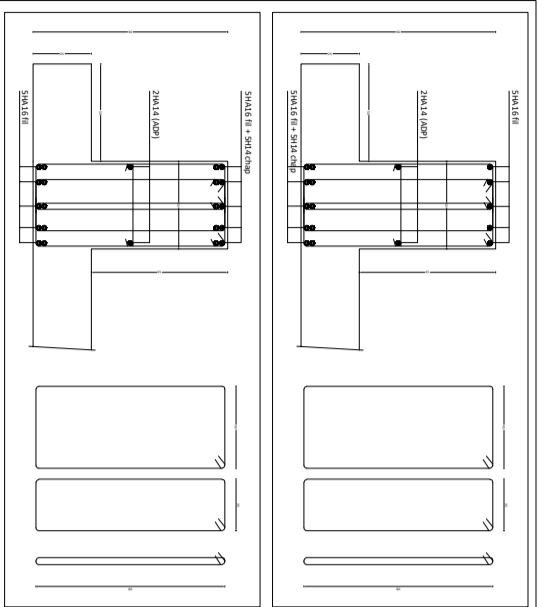
Ferrailage des nervures
sens Y-Y



Ferrailage des nervures
sens X-X

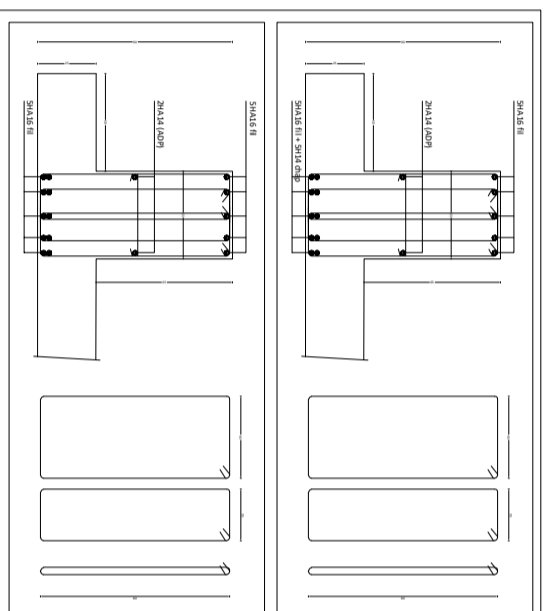


Ferrailage aux appuis
Coupe 1-1



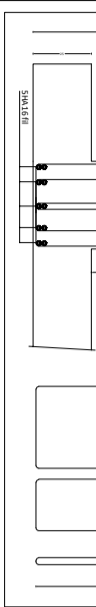
Coupes transversales sens Y-Y

Ferrailage aux appuis
Coupe 1-1



Coupes transversales sens X-X

Ferrailage en travée
Coupe 2-2



Ferrailage en travée
Coupe 2-2

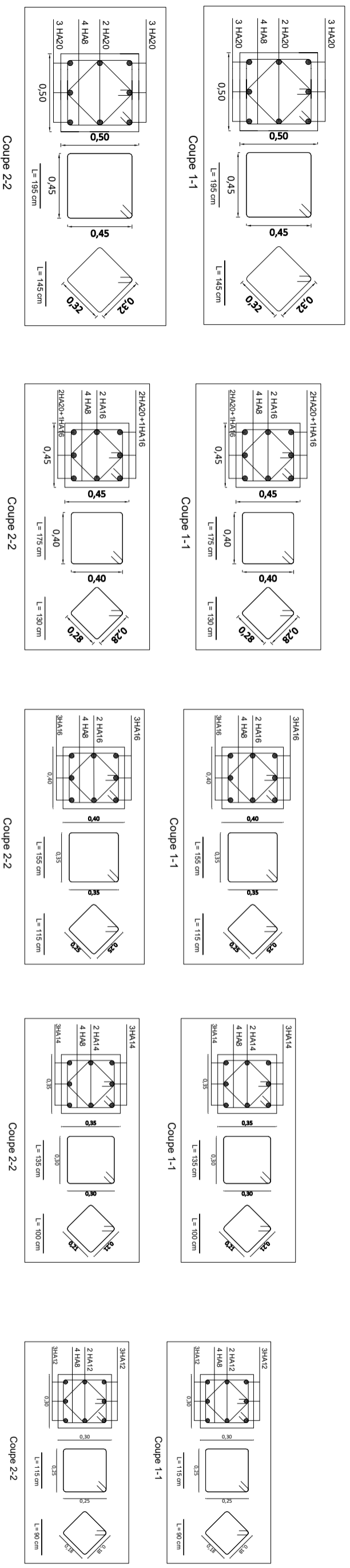
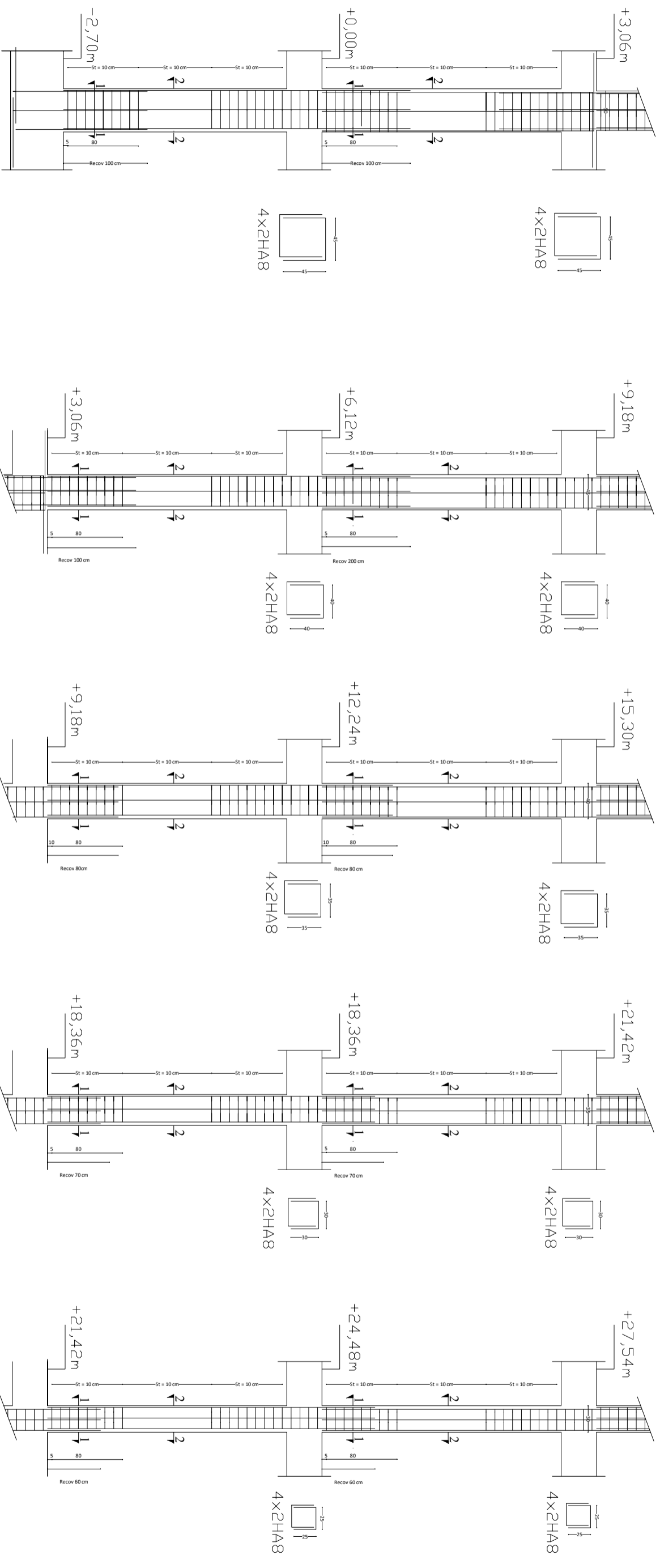


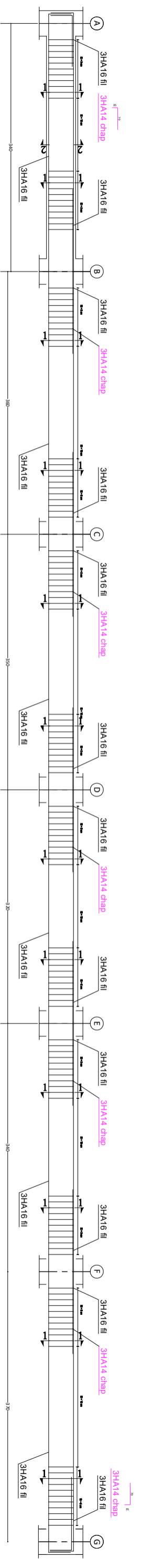
Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil

CHIOUT Ahmed & HADDOU M'hiddine
Encadrante : Mme. SMAHI
Promotion : © 2024

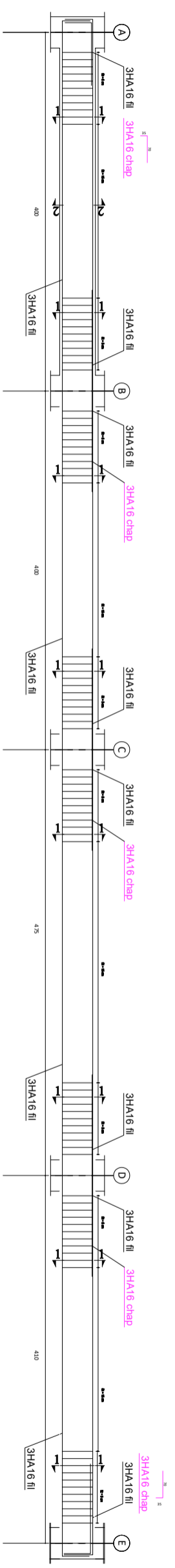
Dossier : Génie Civil
Désignation : Ferrailage des Fondations

Echelle : 1/50
Planche N°05

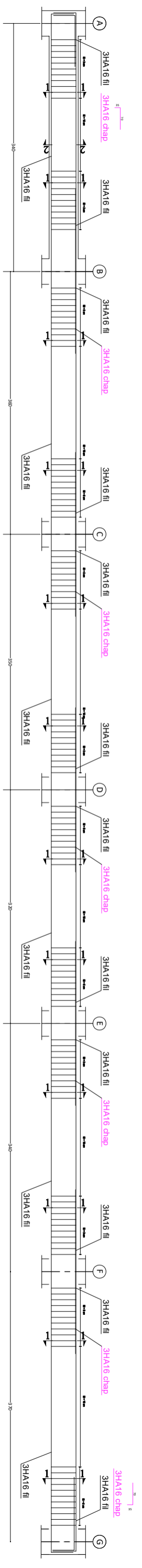




Ferrailage des poutres principales (30x40) cm2

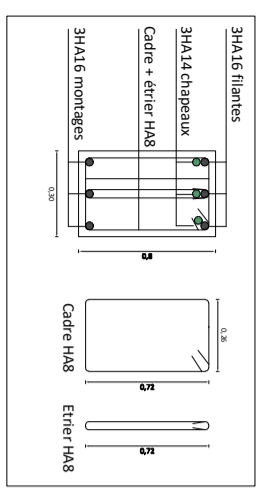


Ferrailage des poutres secondaires (30x35) cm2

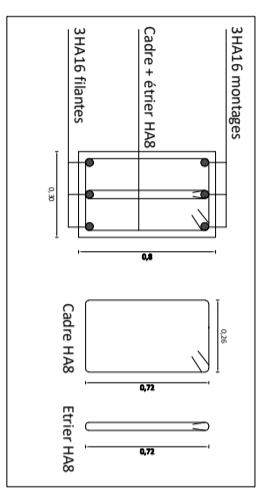


Ferrailage des poutres B25 (30x40) cm2

coupes des poutres principales (30x40) cm2

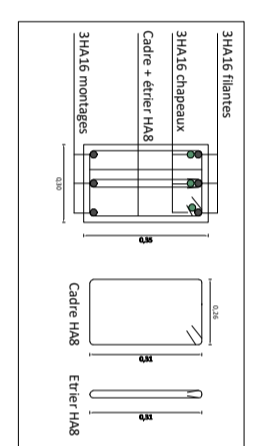


Ferrailage aux appuis
Coupe 1-1

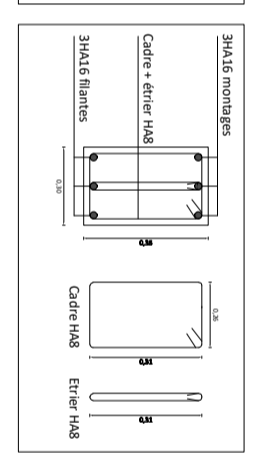


Ferrailage en travée
Coupe 2-2

Coupes des poutres secondaires (30x35) cm2

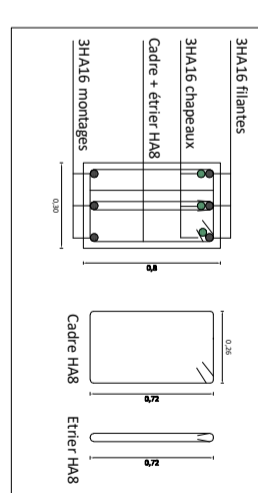


Ferrailage aux appuis
Coupe 1-1

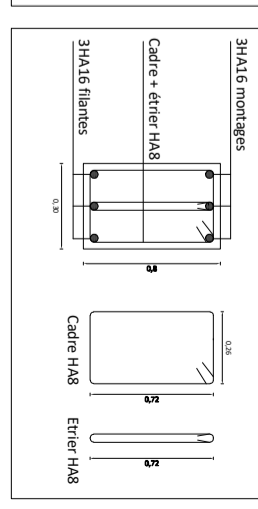


Ferrailage en travée
Coupe 2-2

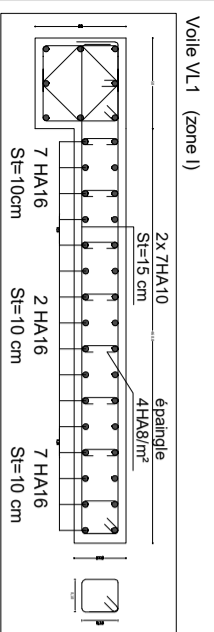
Coupes des poutres B25 (30x40) cm2



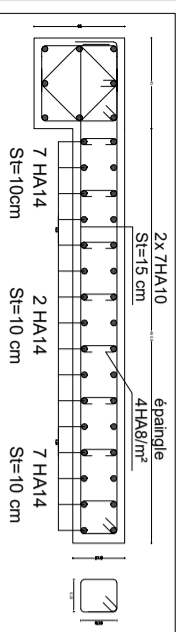
Ferrailage aux appuis
Coupe 1-1



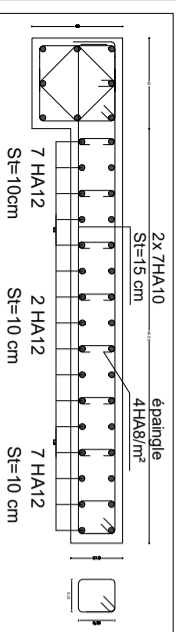
Ferrailage en travée
Coupe 2-2



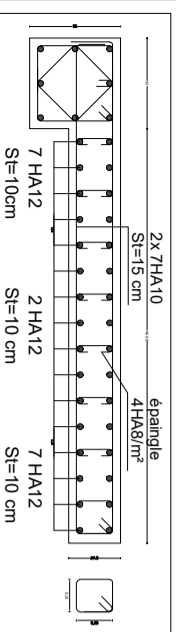
Voile VL1 (zone II)



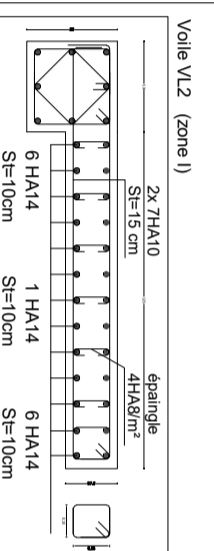
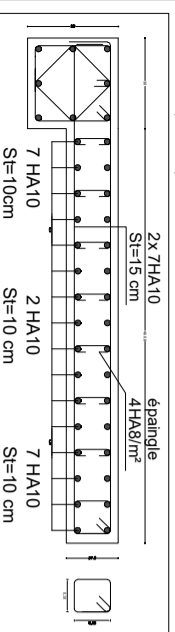
Voile VL1 (zone III)



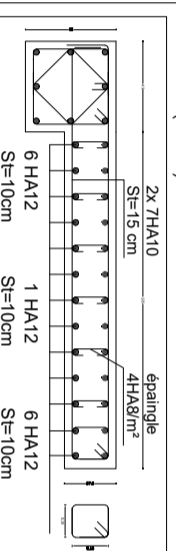
Voile VL1 (zone IV)



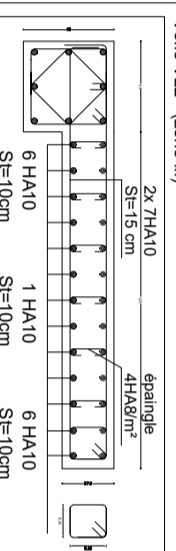
Voile VL1 (zone V)



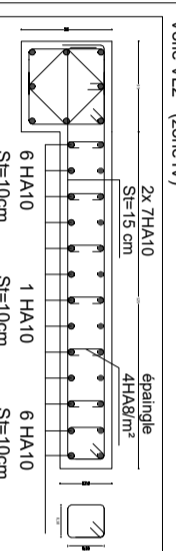
Voile VL2 (zone II)



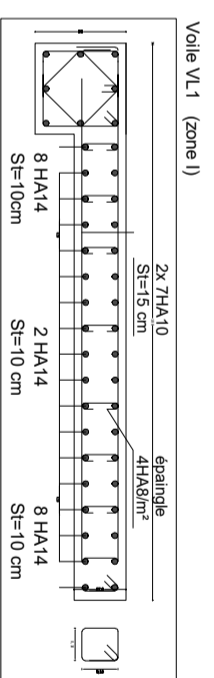
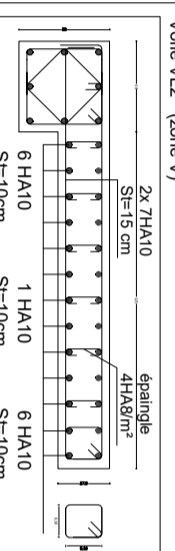
Voile VL2 (zone III)



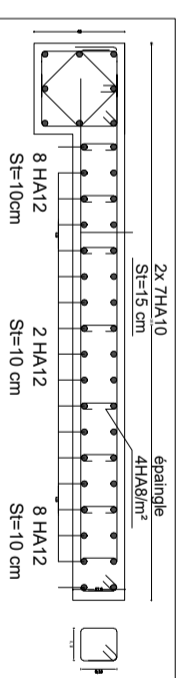
Voile VL2 (zone IV)



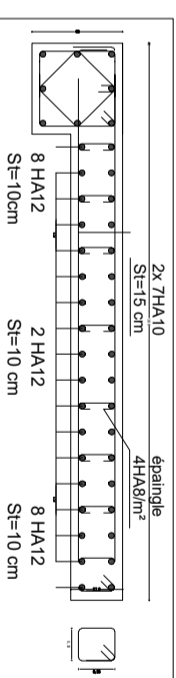
Voile VL2 (zone V)



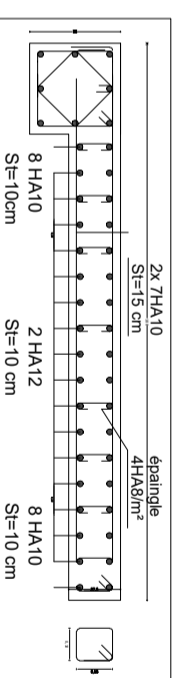
Voile VL1 (zone II)



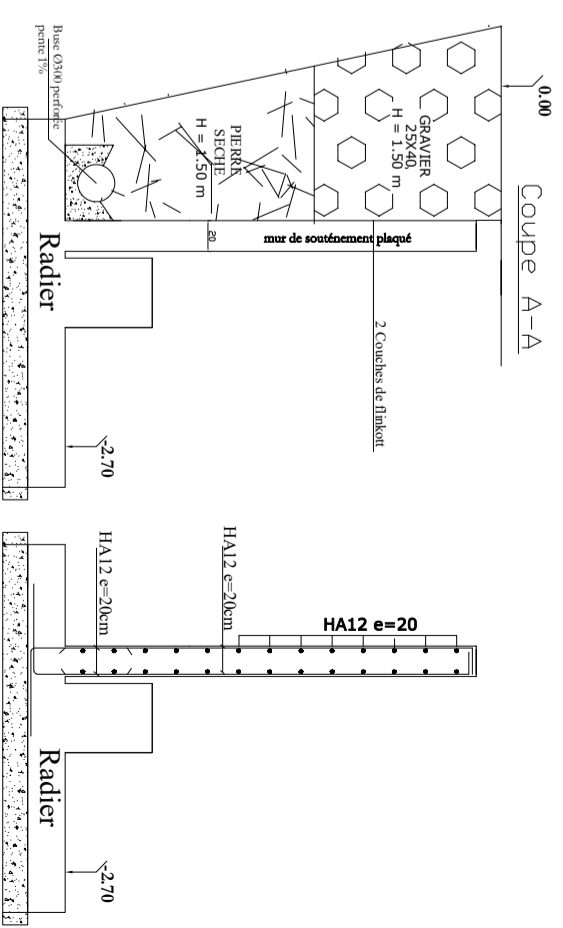
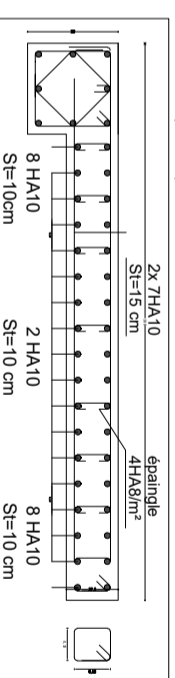
Voile VL1 (zone III)



Voile VL1 (zone IV)



Voile VL1 (zone V)



Ferraillage du mur plaque

