

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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



Mémoire de Master

Présenté à l'université 08 Mai 1945 Guelma

Faculté des sciences de la Technologie

Département de : Génie civil & hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURE

Présenté par : Maizi Khaled

**Thème : Etude d'un bâtiment à usage
d'habitation (RDC+4)**

Sous la direction de :

Dr. MADI Rafik

Septembre 2020



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Je remercie avant tout Allah de m'avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Je remercie également ma famille pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que je termine mes études.

J'exprime toutes mes profondes reconnaissances à mon encadreur Dr. MADI Rafik, qui m'a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique nous a transmis sa passion pour la modélisation des Structures et le calcul de Béton Armé.

Je suis aussi reconnaissant au département de génie civil, pour les moyens qui ont été mis à notre disposition durant toute la durée de la formation.

Je remercie également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Je remercie aussi tous mes amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Je tente en fin à remercier tous ceux qui m'ont aidé de loin ou de près pour l'élaboration de ce projet.

Dédicace

Tout D'abord je remercie mon dieu qui m'a donné le courage pour arriver à ce stade de fin d'études.

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

- A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vies pour mon éducation et mes études et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance, je leurs souhaite tout le bonheur.
- A mes chers frères Billel et Mehdi
- A mon encadreur Dr. MADI Rafik.
- A tous mes amis (es) sans exception.
- A toute la promotion Génie Civil 2019/2020.

MAIZI KHALED

Résumé

ملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم مبنى يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى أربع طوابق للاستخدام السكني (R + 4) وتقع في قالمة وتصنف كمنطقة IIa حسب مقياس هندسة الزلازل الجزائر 99 /نسخة معدلة سنة 2003 .
يتم توفير الهيكل بواسطة نظام مختلط يتكون من العوارض، الأعمدة والجدران، تصميم وحساب المكونات وتعزيز العناصر المختلفة للهيكل حسب مقياس الخرسانة المسلحة 99 /BAEL91 و CBA93 .
تم إجراء دراسة السلوك الديناميكي تحت تأثير العمل الزلزالية باستخدام برنامج Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2018 في الواقع، لضمان حسن السلوك الديناميكي للبناء لدينا، تخطيط جيد من جدران القص هو أكثر أهمية من عدد من الجدران المسلحة لضمان ليونة كافية للهيكل، جودة الهيكلية الأساسية في مناطق زلزالية عالية.
الكلمات المفتاحية: خرسانة مسلحة، تعزيز، جدران مسلحة، سلوك ديناميكي.

Résumé

L'objectif de ce travail est la conception d'un bâtiment composé de rez-de-chaussée plus quatre étages à usage d'habitation (R + 4), situé à Guelma et qui est classée comme zone IIa selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 / modifié 2003.

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par un system mixte constitué des voiles et des portiques. Le dimensionnement et le calcul de ferrailage des différents éléments composants la structure, sont conformes aux règles applicables en vigueur, à savoir le BAEL91 modifier 99 et le CBA93.

L'étude du comportement dynamique sous l'effet de l'action sismique a été faite à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2018. En effet, pour assurer un bon comportement dynamique de notre bâtiment, la bonne disposition des voiles de contreventement est plus importante que le nombre de ces voiles, afin de garantir une ductilité appropriée de la structure, qualité structurale indispensable dans les zones de forte sismicité.

Mots clés : Béton armé, ferrailage, voiles, comportement dynamique.

Résumé

Abstract

The objective of this work is to design a building consisting of ground floor plus four floors for residential use (R + 4), located in Guelma and which is classified as zone IIa according to the Algerian RPA seismic regulations 99 / amended 2003.

The bracing of the structure is ensured by a mixed system consisting of sails and gantries. The dimensioning and calculation of reinforcement of the various elements composing the structure are in conformity with the applicable rules in force, namely the BAEL91 modify 99 and the CBA93.

The study of the dynamic behavior under the effect of the seismic action was made using the software Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2018. In order to ensure a good dynamic behavior of our building, the good disposition of the bracing sails is more important than the number of these sails, in order to guarantee an appropriate ductility of the structure, structural quality indispensable in zones of high seismicity.

Key words : Armed concrete, scrapping, sails, dynamic behavior.

Sommaire

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre I

I. Introduction	3
I.1 Présentation de l'ouvrage	4
I.1.1. Caractéristique géométrique de l'ouvrage	4
I.1.2. Donnés sismique de la structure	5
I.1.3. Les éléments de l'ouvrage	7
I.2. Les matériaux	8
I.2.1. Le béton	8
I.2.2 Aciers	12
I.2.3. Les contraintes de calcul	16
I.3. Hypothèses de calcul	17
I.3.1. Définition des états limite	17
I.3.2. Les types des états limite	17
Conclusion	19

Chapitre II

II. Introduction	20
II.1. Les planchers	20
II.1.1. Plancher en corps creux	20
II.1.2. Plancher en dalle pleine	23
II.2. les escaliers	24
II.3. L'acrotère	26
II.4. Les poutres	26
II.4.1. Poutre principale	27
II.4.2. Poutre secondaires	27
II.5. Les voiles	28
II.5.1. Disposition des voiles	29
II.6. Descente des charges	29

II.7. Prédimensionnement des poteaux	35
II.7.1. Etape de prédimensionnement	35
II.7.2. Prédimensionnement des poteaux centraux	35
II.7.3. Prédimensionnement des poteaux de rive	40
II.7.4. Prédimensionnement des poteaux d'angle	44
Conclusion	47

Chapitre III

III. Introduction	48
III.1. Etude de l'acrotère	48
III.1.1. Introduction	48
III.1.2. Hypothèses de calcul	48
III.1.3. Vérification au séisme	49
III.1.4. Combinaisons des charges de l'acrotère	49
III.1.5. Ferrailage de l'acrotère	50
III.1.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère	54
III.2. Etude des balcons	54
III.2.1. Combinaisons des charges	54
III.2.2. Dalle sur deux appuis	55
III.2.3. Schéma de ferrailage du balcon deux appuis « Type 1 »	60
III.2.4. Schéma de ferrailage du balcon deux appuis « Type 2 »	63
III.2.5. Dalle sur trois appuis	63
III.2.6. Schéma de ferrailage du balcon trois appuis	66
III.3. Etude des escaliers	66
III.3.1. Hypothèses de calcul	66
III.3.2. Détermination des charges et surcharges de calcul	67
III.3.3. Combinaisons des charges	67
III.3.4. Calcul des sollicitations	67
III.3.5. Diagrammes des moments et des efforts tranchants des escaliers	69
III.3.6. Ferrailage des escaliers	70
III.3.7. Schémas de ferrailage des escaliers	76
III.4. Etude de la poutre palière	77
III.4.1. Prédimensionnement de la poutre palière	77
III.4.2. Evaluation des charges de la poutre palière	77
III.4.3. Combinaison des charges	78

III.4.4. Calcul des sollicitations	78
III.4.5. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant	79
III.4.6. Ferrailage de la poutre palière	80
III.4.7. Schéma de ferrailage de la poutre palière	86
III.5. Etude du plancher	87
III.5.1. Etude des poutrelles	88
III.5.2. Choix de la méthode de calcul	88
III.5.3. Ferrailage des poutrelles	98
III.5.4. Etude de la dalle de compression	106

Chapitre IV

IV. Introduction	108
IV.1. Choix de la méthode de calcul	108
IV.1.1. La méthode statique équivalente	108
IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale	111
IV.3. Modélisation de la structure	116
IV.3.1. Vérification la période	118
IV.3.2. Nombre des modes considérées	118
IV.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente	121
IV.3.4. Vérification de déplacement	121
IV.3.5. Vérification au renversement	122
Conclusion	123

Chapitre V

V. Introduction	124
V.1. Ferrailage des poteaux	124
V.1.1. Combinaison des charges	125
V.1.2. Sollicitations dans les poteaux	125
V.1.3. Exemple ferrailage	125
V.1.4. Vérification du poteau à l'effort tranchant	131
V.1.5. Vérification des sollicitations tangentes	131
V.1.6. Disposition constructive des poteaux	132
V.1.7. Vérification des contraintes de compression	132
V.1.8. Schéma de ferrailage des poteaux	134

V.2. Ferrailage des poutres	135
V.2.1. Sollicitations dans les poutres	135
V.2.2. Exemple ferrailage	136
V.2.3. Vérification des contraintes maximales dans le béton	142
V.2.4. Vérification de la flèche	144
V.2.5. Schéma de ferrailage des poutres	144
V.3. Ferrailage des voiles	147
V.3.1. Les avantages des voiles	147
V.3.2. Les combinaisons des charges	148
V.3.3. Sollicitations dans les voiles	148
V.3.4. Prescriptions imposées le RPA99V2003	149
V.3.5. Méthode de calcul	150
V.3.5.1. Détermination des contraintes	150
V.3.5.2. Calcul de L_c et L_t	151
V.3.5.3. Calcul de l'effort normal ultime	151
V.3.5.4. Calcul des armatures verticales	152
V.3.5.5. Armatures minimales	152
V.3.5.6. Armatures minimales	152
V.3.6. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant	153
V.3.7. Vérification à l'ELS	153
V.3.8. Exemple de calcul	153
V.3.9. Schémas de ferrailage des voiles	158
Conclusion	158

Chapitre VI

VI.1. Introduction	159
VI.2. Classification des fondations	159
VI.3. Stabilité des fondations	160
VI.4. Le type de fondations	160
VI.5. Contrainte admissible du sol	160
VI.6. Les semelles isolées	161
VI.6.1. Dimensionnement des semelles isolées	161
VI.6.2. Vérification de chevauchement entre les semelles isolées	164
VI.7. Les semelles filantes	165
VI.7.1 Dimensionnement des semelles filantes	165
VI.7.2. Vérification le chevauchement entre les semelles filantes	166

VI.7.3. 2 ^{ème} vérification le chevauchement entre les semelles filantes	167
VI.8. Etude des semelles isolées	168
VI.8.1. Vérification des contraintes	168
VI.8.2. Vérification de la stabilité au renversement par la combinaison $0,8G \pm E$..	169
VI.8.3. Ferrailage des semelles isolées	169
VI.8.4. vérification du poinçonnement	171
VI.9. Etude des semelles filantes	173
VI.9.1 Exemple de calcul de la semelle filante « SF1 »	173
VI.9.2. Détermination des moments et l'effort tranchant de la poutre de rigidité	175
VI.10. Les longrine	182
VI.10.1. Dimensionnement de la longrine	182
VI.10.2. Ferrailage de la longrine	182
Conclusion générale	184

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1. La vue en plan	5
Figure I.2. La vue en élévation (coupe C-C)	6
Figure I.3. La façade principale	6
Figure I.4. Diagramme parabole-rectangle du béton	11
Figure I.5. Diagramme contrainte -déformation du béton à L'ELS	12
Figure I.6. Diagramme contraintes Déformations d'acier expérimental	14
Figure I.7. Diagramme contraintes déformations de l'acier réel	14
Figure I.8. Diagramme des déformations limites de la section	18

Chapitre II

Figure II.1. Plancher à corps creux	20
Figure II.2. Coupe verticale du plancher à corps creux	21
Figure II.3. Schéma des poutrelles	22
Figure II.4. Schéma de Prédimensionnement du plancher	23
Figure II.5. Schématisation des escaliers	24
Figure II.6. Type d'escalier	24
Figure II.7. Schéma des escaliers à 2 volées	25
Figure II.8. Schéma statique des escaliers	25
Figure II.9. Schéma de l'acrotère	26
Figure II.10. Dimensions de poutre	26
Figure II.11. Section réduit du voile	28
Figure II.12. Composants d'un plancher terrasse en corps creux	30
Figure II.13. Coupe plancher étage courant	31
Figure II.14. Mur extérieur	32
Figure II.15. Mur intérieur	32
Figure II.16. Représentation du poteau central le plus sollicité	36
Figure II.17. Représentation du poteau de rive le plus sollicité	41
Figure II.18. Représentation du poteau d'angle le plus sollicité	44

Chapitre III

Figure III.1. Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère	48
Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère	48
Figure.III.3. Les sollicitations agissant sur l'acrotère	49
Figure III.4. Section de calcul de l'acrotère	50
Figure III.5. Schéma de ferrailage de l'acrotère	54
Figure III.6. Schéma de ferrailage du balcon deux appuis « Type 1 »	60
Figure III.7. Schéma de ferrailage du balcon deux appuis « Type 2 »	63
Figure III.8. Schéma de ferrailage du balcon trois appuis	66
Figure III.9. Schéma statique des escaliers à l'ELU	67
Figure III.10. Schéma statique des escaliers à l'ELS	68
Figure III.11. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	69
Figure III.12. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS	69
Figure III.13. Section de calcul des escaliers	70
Figure III.14. Schéma de ferrailage des escaliers étages courants	76
Figure III.15. Schéma statique de la poutre palière	77
Figure III.16. Section de la poutre Palière	77
Figure III.17. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	79
Figure III.18. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS	79
Figure III.19. Section de la poutre Palière	80
Figure III.20. Schéma de ferrailage de la poutre palière	86
Figure III.21. Plancher à corps creux	87
Figure III.22. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU « Terrasse »	92
Figure III.23. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU « Terrasse »	93
Figure III.24. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU « Terrasse »	95
Figure III.25. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU « Terrasse »	95
Figure III.26. Coupe de section en T	98
Figure III.27. Treillis soudés (20x20) cm	107

Chapitre IV

Figure IV.1. Limite des décrochements en plan	110
Figure IV.2. Limite des décrochements en élévation	100
Figure IV.3. Spectre de réponse (sens x-x et y-y)	116
Figure IV.4. Disposition des voiles	117
Figure IV.5. Structure en 3D	177

Figure IV.6. 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2018)	119
Figure IV.7. 2éme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de Robot 2018)	120
Figure IV.8. 3éme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de Robot 2018)	120

Chapitre V

Figure V.1. Schéma de ferrailage des poteaux	134
Figure V.2. schéma de ferrailage longitudinal des poutres	144
Figure V.3. Coupe transversale A-A (appuis) des poutres principales	145
Figure V.4. Coupe transversale B-B (Travée) des poutres principales	145
Figure V.5. Coupe transversale A-A (appuis) des poutres secondaires	146
Figure V.6. Coupe transversale B-B (Travée) des poutres secondaires	146
Figure V.7. Disposition des armatures verticales dans le voile	149
Figure V.8. Les différents types des contraintes	151
Figure V.9. Schéma de ferrailage par nappe du voile sens (x-x)	158
Figure V.10. Schéma de ferrailage par nappe du voile sens (y-y)	158

Chapitre VI

Figure VI.1. Types de fondations superficielles	159
Figure VI.2. L'effort normal agissant sur la semelle à l'ELS	161
Figure VI.3. Schéma des fondations de bâtiment	166
Figure VI.4. Schéma final des fondations de bâtiment	167
Figure VI.5. Disposition des armatures d'une semelle isolée « S1 »	172
Figure VI.6. Schéma de ferrailage de la semelle filante « SF5 »	181
Figure VI.7. Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité « SF5 »	181
Figure VI.8. Schéma de ferrailage de longrine	183

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1. Les classes des granulats	9
Tableau I.2. Les types d'aciers	13

Chapitre II

Tableau II.1. Evaluation des charges d'exploitation de notre structure	30
Tableau II.2. Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse	30
Tableau II.3. Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine	31
Tableau II.4. Evaluation des charges permanentes du plancher courant	31
Tableau II.5. Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur	32
Tableau II.6. Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur	33
Tableau II.7. Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon	33
Tableau II.8. Evaluation des charges permanentes de palier	34
Tableau II.9. Evaluation des charges permanentes de paillasse	34
Tableau II.10. Prédimensionnement des poteaux	35
Tableau II.11. Calcule l'effort admissible des poteaux \bar{N}_u	37
Tableau II.12. Détermination des charges d'exploitations	38
Tableau II.13. Vérifications de l'effort normal des poteaux $1.1N_u \leq \bar{N}_u$	39
Tableau II.14. Vérification de la contrainte du béton des poteaux	39
Tableau II.15. 1ère vérification des dimensions des poteaux selon le RPA99/V2003	39
Tableau II.16. 2ème vérification des dimensions des poteaux selon le RPA99/V2003	40
Tableau II.17. Prédimensionnement des poteaux	40
Tableau II.18. Détermination des charges d'exploitation	41
Tableau II.19. Vérifications de l'effort normal des poteaux $N_u \leq \bar{N}_u$	42
Tableau II.20. Vérification de la contrainte du béton des poteaux	42
Tableau II.21. 1ère vérification des dimensions des poteaux selon le RPA99/V2003	43
Tableau II.22. 2ème vérification des dimensions des poteaux selon le RPA99/V2003	43
Tableau II.23. Prédimensionnement des poteaux	44
Tableau II.24. Détermination des charges d'exploitation	44
Tableau II.25. Vérifications de l'effort normal des poteaux $N_u \leq \bar{N}_u$	45
Tableau II.26. Vérification de la contrainte du béton des poteaux	46

Tableau II.27. 1ère vérification des dimensions des poteaux selon le RPA99/V2003	46
Tableau II.28. 2ème vérification des dimensions des poteaux selon le RPA99/V2003	46

Chapitre III

Tableau III.1. Les combinaisons des sollicitations de l'acrotère	49
Tableau III.2. Les combinaisons des charges dans les balcons	54
Tableau III.3. Ferrailage de la dalle sur deux appuis (LX) « Type 1 »	56
Tableau III.4. Ferrailage de la dalle sur deux appuis (Ly) « Type 1 »	57
Tableau III.5. Les contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis « Type 1 »	59
Tableau III.6. Les contraintes dans l'acier de la dalle sur deux appuis « Type 1 »	59
Tableau III.7. Sollicitation de la dalle sur deux appuis « Type 2 »	61
Tableau III.8. Ferrailage de la dalle sur deux appuis « Type 2 »	61
Tableau III.9. Les contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis « Type 2 »	62
Tableau III.10. Les contraintes dans l'acier de la dalle sur deux appuis « Type 2 »	62
Tableau III.11. Sollicitation de la dalle sur trois appuis	64
Tableau III.12. Ferrailage de la dalle sur trois appuis	64
Tableau III.13. Les contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis	65
Tableau III.14. Les contraintes dans l'acier de la dalle sur trois appuis	65
Tableau III.15. Les charges au niveau des escaliers	67
Tableau III.16. Les combinaisons des charges au niveau des escaliers	67
Tableau III.17. Les moments et les efforts tranchants maximaux dans les escaliers	70
Tableau III.18. Les contraintes dans le béton de l'escalier	74
Tableau III.19. Vérification de la flèche dans les escaliers	76
Tableau III.20. Les sollicitations maximales dans la poutre palière	80
Tableau III.21. Les contraintes dans le béton de la poutre palière	83
Tableau III.22. Evaluation des charges dans les différents planchers	88
Tableau III.23. Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible	96
Tableau III.24. Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour étage courant	97
Tableau III.25. Vérification de la flèche dans la poutrelle	103
Tableau III.26. Ferrailage des poutrelles de différent plancher	104
Tableau III.27. Vérifications nécessaires à l'ELU	104
Tableau III.28. Vérification des contraintes dans le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	105
Tableau III.29. Vérification de la flèche dans les poutrelles $\Delta F < \bar{f}$	105
Tableau III.30. Schéma de ferrailage des poutrelles	106

Chapitre IV

Tableau IV.1. Caractéristiques massiques et géométriques du bâtiment	109
Tableau IV.2. Tableau de calcul du facteur de qualité	115
Tableau IV.3. Les Périodes	118
Tableau IV.4. Période et facteur de participation massique	119
Tableau IV.5. Les réactions à la base	121
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques	121
Tableau IV.7. Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement inter étages	122

Chapitre V

Tableau V.1. Sollicitations dans les poteaux	125
Tableau V.2. Sections de ferrailage maximales est minimales selon les réglementations ..	127
Tableau V.3. Les sections de ferrailage longitudinal des poteaux	128
Tableau V.4. Armature transversale (Zone courante)	130
Tableau V.5. Armature transversale (Zone nodale)	130
Tableau V.6. Vérification des contraintes tangentielles et l'effort tranchant	131
Tableau V.7. Zones nodales dans les poteaux	132
Tableau V.8. Vérifications des contraintes pour les poteaux	133
Tableau V.9. Vérifications des contraintes pour les poteaux	133
Tableau V.10. Sollicitations dans les poutres principales	134
Tableau V.11. Sollicitations dans les poutres secondaires	136
Tableau V.12. Armatures longitudinales des poutres principales	139
Tableau V.13. Armatures longitudinales des poutres secondaires	139
Tableau V.14. Vérification de la contrainte de cisaillement	140
Tableau V.15. Vérification des contraintes dans le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	143
Tableau V.16. Vérification de la flèche pour les poutres	144
Tableau V.17. Sollicitations dans les voiles sens(x-x)	148
Tableau V.18. Ferrailage verticale du voile	156
Tableau V.19. Choix des barres du voile type 1	157
Tableau V.20. Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement	157

Chapitre VI

Tableau VI.1. Tableau récapitulatif pour les semelles isolées	163
Tableau VI.2. Vérification du chevauchement entre les semelles isolées	164
Tableau VI.3. Tableau récapitulatif pour les semelles filantes	165
Tableau VI.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes	166
Tableau VI.5. Tableau récapitulatif pour les semelles filantes	167
Tableau VI.6. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes	167
Tableau VI.7. Dimensionnement les semelles isolées	168
Tableau VI.8. Vérification des contraintes suivant x	168
Tableau VI.9. Vérification des contraintes suivant y	169
Tableau VI.10. Vérification de la stabilité au renversement	169
Tableau VI.11. Ferrailage des semelles isolées	171
Tableau VI.12. Vérification du poinçonnement	171
Tableau VI.13. Dimensionnement les semelles filantes	173
Tableau VI.14. Ferrailage des semelles filantes	180

Liste des notations

- A Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- B Aire D'une section de béton.
- C_P Facteur de force Horizontale.
- C_T Aire D'une section de béton.
- D Facteur d'Amplification Dynamique moyen.
- D Diamètre.
- E Module d'élasticité longitudinale.
- E_b Module de déformation longitudinale du béton.
- E_i Module d'élasticité de l'acier.
- E_s Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).
- E_v Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours).
- F Force ou action en général.
- G Action permanente, module d'élasticité transversale.
- Q Charges d'exploitations.
- I Moment d'inertie.
- K Coefficient.
- L Longueur ou portée.
- L_f Longueur de flambement.
- M Moment en général, moment de flexion le plus souvent.
- M_G Moment fléchissant développé par les charges permanentes.
- M_Q Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations.
- M_u Moment de calcul ultime.
- M_{ser} Moment de calcul de service.
- M_t Moment en travée.
- M_a Moment sur appuis.
- N Effort normal.
- S_t Espacement des armatures transversales.

T	Effort Tranchant, période.
T	La période.
V	Effort tranchant a la base.
W_p	Poids.
E.L.U	Etat limite ultime.
E.L.S	Etat limite service.
a	Une dimension.
ai	Coefficient correcteur.
b	Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section).
d	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
d'	Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours.
f_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours.
f_{c28}, f_{t28}	Grandeurs précédentes avec $j = 28$ jours.
H	Hauteur totale d'une section de béton armé.
I	Rayon de giration d'une section.
J	Nombre de jours.
K	Coefficient en général.
l	Longueur ou portée (on utilise aussi L).
l_f	Longueur de flambement.
N	Coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre entier.
p_q	Facteur de pénalité.
r_i	La rigidité.
X	Coordonnée en général, abscisse en particulier.
Y	Coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie.
γ_s	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b	Coefficient de sécurité dans le béton.
E	Déformation relative.
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif du béton comprimé.
ϵ_s	Allongement relatif de l'acier tendu.
ϵ'_s	Raccourcissement relatif de l'acier comprimé.
η	Coefficient de fissuration relatif à une armature.

- ν Coefficient de poisson, coefficient sans dimension.
- ρ Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- σ Contrainte normale en général.
- λ Élancement.
- τ Contrainte tangente (de cisaillement).
- σ_{bc} Contrainte de compression.
- σ_{st} , σ_{sc} Contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s et σ'_s .
- $\bar{\sigma}_s$ Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$ Contrainte de compression admissible du béton.
- B Coefficient de pondération.
- σ_{sol} Contrainte du sol.
- Br Section réduite.
- T_1, T_2 Période caractéristique associées à la catégorie du site.
- λ_i Coefficient instantané.
- λ_v Coefficient différé.

Introduction générale.

Introduction générale :

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans, etc. Pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques (Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**"). L'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

L'objectif de notre travail est de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieurs. Le travail est subdivisé en neuf chapitres. Le premier contient une présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux. Dans le second chapitre on a fait un prédimensionnement des éléments structuraux de notre bâtiment. Ensuite dans le troisième chapitre on a présenté le calcul des éléments secondaires. Après cela on a fait une étude dynamique en zone sismique, puis le cinquième chapitre on a exposé le ferrailage des éléments résistants et le ferrailage des voiles. En ce qui concerne les deux derniers chapitres on a fait l'étude du sol et des fondations.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le plan du mémoire :

Le chapitre I constitue des généralités et définitions de présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Le chapitre II qui est le prédimensionnement des éléments de la structure (poteaux, poutres, planchers voiles et escalier), il se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique.

Le chapitre III nous nous intéressons à l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Acrotère, balcon, l'escalier, planchers.

En l'occurrence le chapitre IV qui est l'étude dynamique et sismique, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. La modélisation est faite par l'Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2018, un logiciel de calcul et d'optimisation des structures.

Le chapitre V est consacré au ferrailage des poteaux, poutres et des voiles. Le ferrailage se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le RPA99 et le BAEL91.

Le chapitre VI consiste à exploiter les résultats de l'étude du sol dans le dimensionnement et le ferrailage de la fondation (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage).

Enfin nous terminons notre travail par une conclusion générale dans laquelle nous discutons nos résultats.

Chapitre I :

Présentation du projet et généralité.

I. Introduction

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention : structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste. Il englobe les travaux publics et le bâtiment et comprend notamment :

- ✓ Les gros œuvres en général, quel que soit le type de construction ou de bâtiment, comme les gratte-ciels, etc.
- ✓ Les constructions industrielles : usines, entrepôts, réservoirs, etc.
- ✓ Les infrastructures de transport : routes, voies ferrées, ouvrages D'art, canaux, ports, tunnels, etc.
- ✓ Les constructions hydrauliques : barrages, digues, jetées, etc.
- ✓ Les infrastructures urbaines : aqueducs, égouts, etc.

Un projet de génie civil peut être scindé en plusieurs phases, souvent confiées à des organismes différents :

➤ **La planification :**

Elle consiste à intégrer le projet dans un ensemble de plans directeurs.

➤ **La conception :**

Elle inclut la réalisation des études détaillées d'avant-projet, le dimensionnement, qui consiste à déterminer les dimensions des éléments constitutifs de la future réalisation, l'appel d'offres qui permet de planifier la réalisation, notamment le coût de celle-ci, et de choisir l'entreprise qui en aura la charge, l'exécution de la construction, qui inclut l'élaboration du projet définitif. Différents corps de métiers interviennent dans la réalisation d'un ouvrage

➤ **Les études techniques :**

Les techniques de génie civil entrent dans le détail de la phase de dimensionnement et établissent les plans de construction. Ensuite, interviennent les méthodes qui valident la faisabilité des plans de construction et définissent le mode et les outils de construction.

➤ **Le département de production :**

- ✓ Fondation (construction), terrassements, gros œuvres, corps d'états secondaires, corps d'états techniques, corps d'états architecturaux, équipements.
- ✓ Réceptions provisoire et finale de l'ouvrage,
- ✓ L'exploitation et l'entretien de l'ouvrage.

➤ **Intervenants :**

Un projet de génie civil est réparti entre plusieurs intervenants :

➤ **Le maître d'ouvrage :**

Le maître d'ouvrage est celui (personne ou organisme) qui déclenche une entreprise de construction et sera celui qui réceptionnera l'ouvrage. En premier lieu c'est celui qui paie l'entreprise, le maître d'œuvre et le bureau de contrôle.

➤ **Le maître d'œuvre :**

C'est celui qui élabore le projet à la demande du maître d'ouvrage. Le bureau de contrôle est chargé par le maître d'ouvrage de donner un avis sur l'œuvre ainsi que les travaux.

I.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui nous a été confié est un bâtiment R+4 à usage d'habitation implanté à GUELMA, qui est une ville classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de sismicité moyenne (IIa), ce projet est constitué d'un RDC et des étages courants. Il est à usage d'habitation.

I.1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les dimensions de cet ouvrage sont

- Longueur totale : $L = 23,20 \text{ m.}$
- Largeur totale : $l = 19,70 \text{ m.}$
- Hauteur totale sans acrotère : $H = 16,00 \text{ m.}$
- Hauteur de R.D.C : $H_{\text{RDC}} = 3,20 \text{ m.}$
- Hauteur d'étage : $H_{\text{EC}} = 3,20 \text{ m.}$

I.1.2. Données sismiques de la structure

Le sol d'assise de cette construction est un sol meuble (S3) d'après le rapport du laboratoire d'étude des sols :

- Le bâtiment est implanté dans une zone de sismicité moyenne (IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage : 2 (RPA99 version 2003).
- La contrainte admissible du sol : $\sigma = 2,00$ bars.

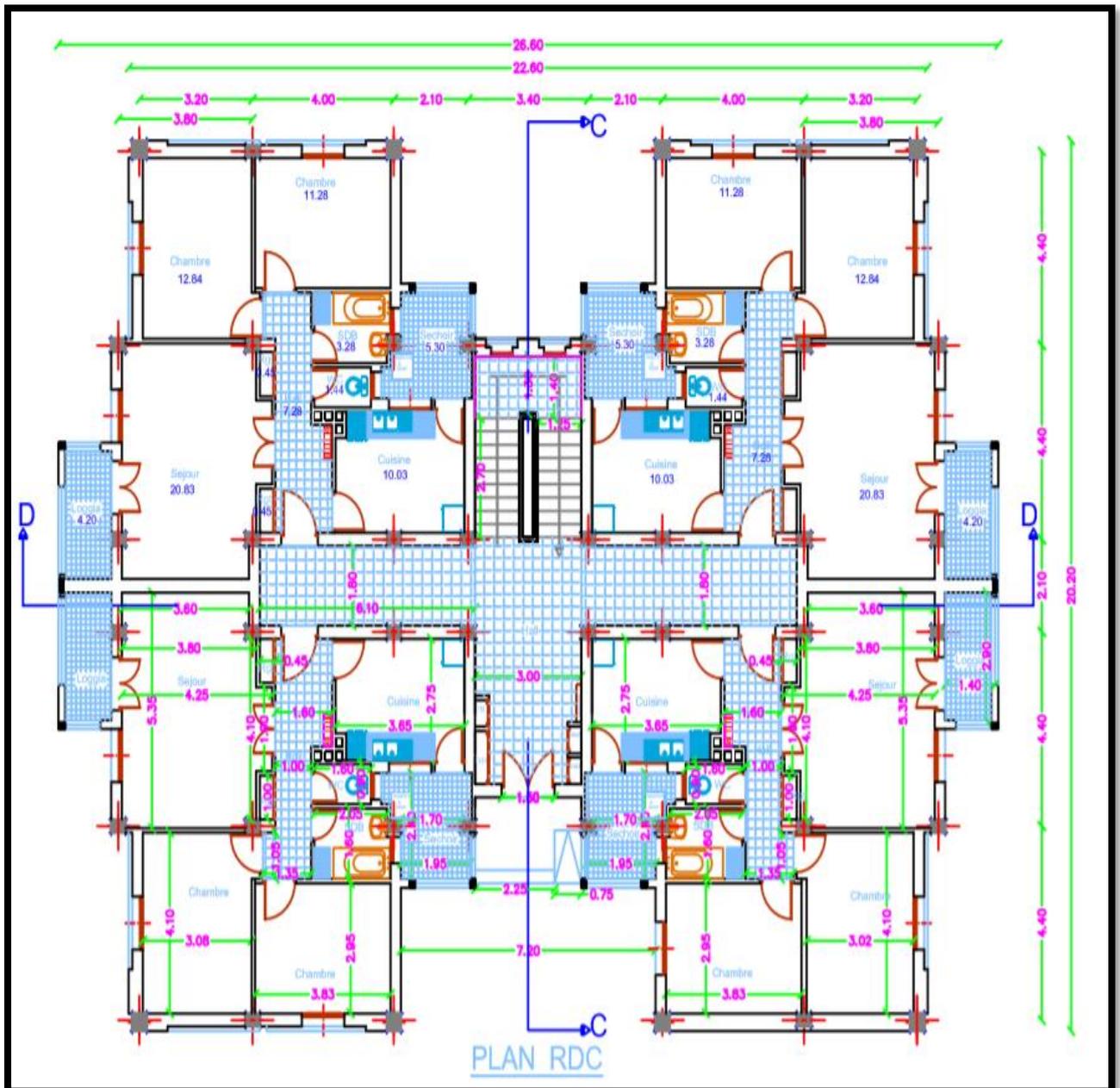


Figure I.1. La vue en plan.

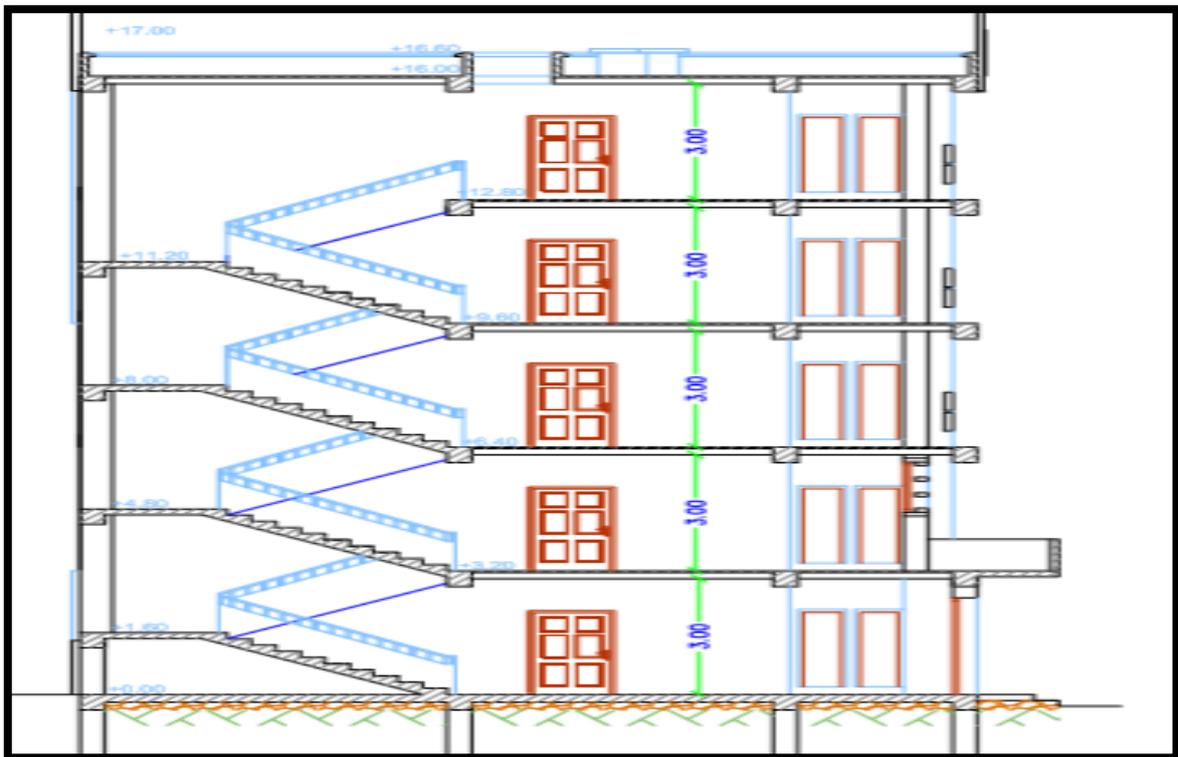


Figure I.2. La vue en élévation (coupe C-C).

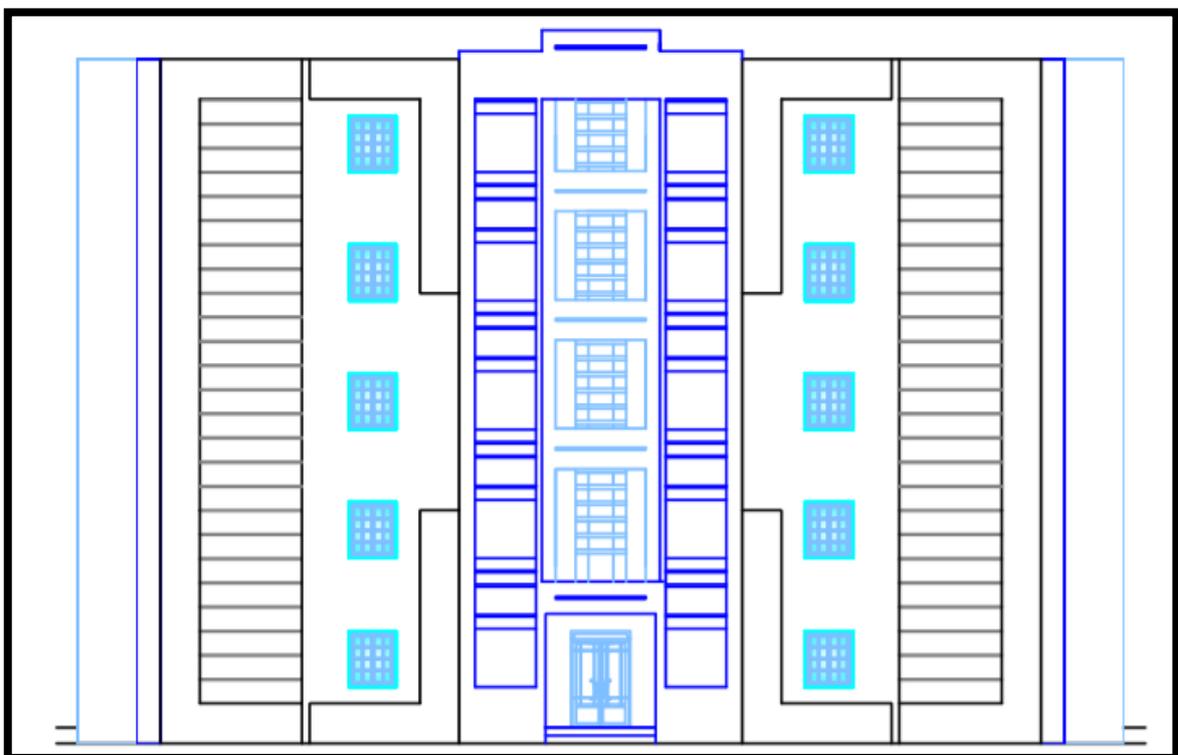


Figure I.3. La façade principale.

I.1.3. Les éléments de l'ouvrage

❖ L'ossature :

Conformément aux règles parasismiques algériennes, nous prévoyons de concevoir le bâtiment par un système de contreventement mixte (portiques, voiles) destiné à reprendre conjointement les charges verticales et horizontales pour objectif d'améliorer la stabilité et la rigidité de cette structure.

❖ Les planchers :

Pour des raisons d'économie on opte, pour tous les niveaux des planchers en corps creux dont la terrasse est inaccessible.

❖ Les poteaux et les poutres :

Ces éléments seront en béton armé d'une section qu'on va adopter dans les étapes suivantes

❖ Les voiles :

Tous les voiles seront réalisés en béton armé.

❖ Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

❖ Les escaliers :

Notre projet est muni d'une cage d'escalier en béton armé à 2 volées coulées sur place.

❖ Les murs :

Les murs périphériques ainsi que les cloisons de répartition sont en maçonnerie :

- Double cloisons en briques creuses de 15 et 10 cm avec une lame d'air de 5 cm pour les murs périphériques (murs extérieurs).
- Briques creuses de 10 cm pour les cloisons intérieurs.

❖ Les revêtements :

- **Ciment** : de 2 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs et le voile périphérique.
- **plâtre** : de 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs ainsi que 3 cm d'épaisseur de l'enduit en plâtre pour les plafonds.
- **Carrelage** : pour les planchers.

I.2. Les matériaux

Les matériaux de construction sont des solides utilisés non seulement pour édifier des maisons, des ouvrages, ou encore aménager son environnement (équipement collectif, routes, ponts, aménagements urbains, ect.). Bien qu'un grand nombre de matériaux soit connu depuis fort longtemps, leur étude a débuté trop tard, car l'homme a disposé rapidement d'une grande variété de substances pour tous ses besoins.

I.2.1. Le béton

❖ Les constituants du béton :

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL91), ainsi qu'aux règlements appliqués en Algérie.

Le béton est un mélange composé de :

➤ **Ciment :**

Le ciment est un liant hydraulique composé essentiellement de clinker (mélange calciné de calcaire et d'argile) associé à d'autres constituants secondaires.

Il existe plusieurs types de ciments, chacun est employé pour un travail bien déterminé :

- **Selon la classe de résistance :** on distingue 3 classes de résistance :
 - 32,5MPa (la résistance min à la compression à 28j).
 - 42,5MPa (la résistance min à la compression à 28j).
 - 52,5MPa (la résistance min à la compression à 28j).
- **Selon la composition :** il existe cinq types de ciment suivant la norme NFP15-301, A chaque type correspond une désignation particulière, ainsi l'appellation « CPA CEM 32,5 » à un ciment portland artificiel dont la résistance à la compression est comprise entre 32,5 et 52,5MPa (CEM est la dénomination européenne du ciment), on distingue :
 - Le ciment portland artificiel : **CEMI (95%de clinker +5%gypse).**
 - Le ciment portland composé : **CEMII (CPJ).**
 - Le ciment de haut-fourneau : **CEMIII (CHF).**
 - Le ciment pouzzolanique : **CEMIV (CPZ).**
 - Le ciment composé « laitier + cendres » : **CEMV (CLC).**

➤ **Les granulats :**

On appelle « granulats » les matériaux internes constitués par sables gravillons ou cailloux, qui entrent dans la composition des bétons. C'est l'ensemble des grains compris entre 0 et 125 mm dont l'origine peut-être naturelle, artificielle ou provenant de recyclage. Ils constituent le squelette solide du béton, ils sont classés en trois catégories :

Tableau I.1. Les classes des granulats.

Type	Sables (mm)	Gravillons (mm)	Cailloux (mm)
Fins	0.08 à 0.315	5 à 8	20 à 31.5
Moyen	0.315 à 1.25	8 à 12.5	31.5 à 50
Gros	1.25 à 5	12.5 à 20	50 à 80

➤ **L'eau de gâchage :**

L'eau utilisée en construction sert à l'hydratation du liant, le mouillage des granulats et pour permettre le malaxage et faciliter la mise en œuvre. La résistance finale d'un béton dépend essentiellement du rapport E/C (masse d'eau / masse de ciment) du mélange.

➤ **Les adjuvants :**

Un adjuvant est un produit chimique ajouté aux bétons, mortiers et coulis au moment de leur confection pour modifier leurs caractéristiques et améliorer certaines propriétés telles que la rhéologie, la cinétique d'hydratation et quelques performances mécaniques selon le besoin.

❖ **Les dosages du béton :** dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

➤ **Granulats :**

✓ Sable (0/5) : 800 L

✓ Gravier (5/25) : 400 L

➤ **Ciment :**

✓ CPA (32,5) : 350 Kg/m³

➤ **Eau de gâchage** 175 L

Remarque :

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2500 Kg/m³.

❖ **Les caractéristiques du béton :**➤ **La résistance à la compression f_{cj} :**

Un béton est défini par sa valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours exprimé en MPa et notée f_{c28} .

Cette résistance est évaluée sur des éprouvettes cylindriques (16×32) cm, écrasées en compression centrée.

On peut admettre la résistance à la compression à l'âge (j) jours par les formules suivantes exigées par le **BAEL 91, art A.2.1, 11** :

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

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

➤ **La résistance à la traction f_{tj} :**

La résistance à la traction est donnée par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \dots\dots\dots \text{(BAEL 91, art A.2.1.12).}$$

➤ **Déformation longitudinale :** il existe deux modules de déformation longitudinale :• **Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} :**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots \text{(BAEL 91, Art A.2.1.21)}$$

f_{cj} : c'est la résistance à la compression à (j) jours exprimée en MPa.

• **Module de déformation longitudinale différée E_{vj} :**

Pour les charges de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots \text{(BAEL 91, Art A.2.1.22)}$$

f_{cj} : c'est la résistance à la compression à (j) jours exprimée en MPa.

➤ **Déformation transversale :**

- **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

➤ **Coefficient de poisson ν** : C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales (BAEL 91, Art A.2.1.3) :

ν = 0 (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.

ν = 0.2 (à l'ELS) pour le calcul des déformations

❖ **Modèles de Calcul :**

➤ **A L'ELU :**

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

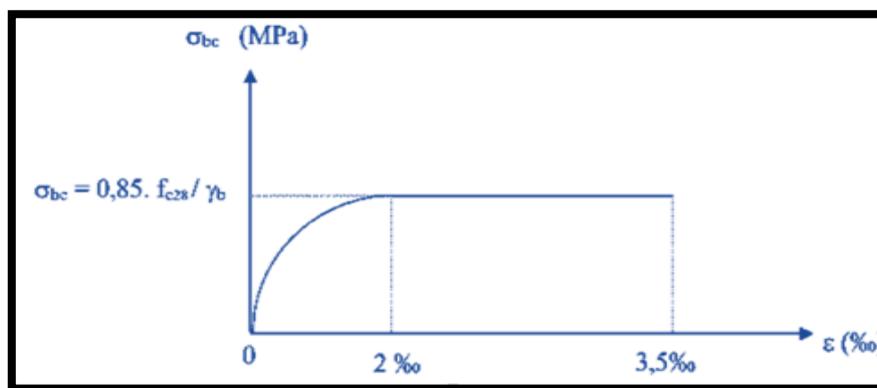


Figure I.4. Diagramme parabolique-rectangle du béton.

σ_{bc} ou **f_{bu}** : Contrainte ultime du béton en compression, elle est donnée par la formule suivante exigée par le (BAEL 91, art A.4.3.41) :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton :

γ_b = 1,5 Situation durable.

γ_b = 1,15 Situation accidentelle.

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement :

$$\theta = 1 \dots\dots\dots t > 24h.$$

$$\theta = 0,9 \dots\dots\dots 1h < t < 24h.$$

$$\theta = 0,8 \dots\dots\dots t < 24h.$$

➤ **A L'ELS :**

• **La contrainte admissible de compression du béton :**

La valeur de la contrainte admissible de la compression du béton est prise égale à (BAEL 91, art A.4.5, 2) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{cj}$$

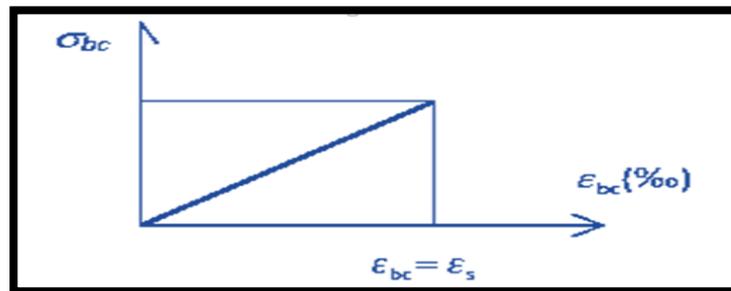


Figure I.5. Diagramme contrainte - déformation du béton à L'ELS.

• **La contrainte de cisaillement du béton (BAEL 91, Art A.5.1.21) :**

- **Fissuration peu préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}.$$

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}.$$

I.2.2. Aciers

❖ **Définition :**

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton.

Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

- **Les treillis soudés** : Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE500.
- **Les ronds lisses** : Ce sont des barres laminées de sections circulaires.
- **Les barres de haute adhérence** : Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

Selon le RPA99/2003, les armatures longitudinales pour béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500\text{MPa}$, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à 5%.

Tableau I.2. Les types d'aciers.

Type	Nuance	Limité élastique f_e (MPa)	Limite de rupture (MPa)	Allongement à la rupture
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	310 - 490	22
	FeE500	500	390 - 490	25
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	550	12
	FeE215	215	480	14
Treillis soudés (TS)	FeE500	500	550	12

✓ **Dans notre ouvrage** : on utilisera :

Aciers de haute adhérence FeE400 armatures longitudinales et transversales.

Acier FeE325 armatures transversales.

Treillis soudés (TS) FeE400 Dalles de compression.

❖ **Module d'élasticité longitudinale de l'acier** :

➤ **Etats limites ultimes (ELU)** : Pour le calcul in utilise le diagramme contrainte-déformation expérimentale, ce diagramme se compose de deux parties :

✓ **Droite de Hooke** : ($E_s = 2.10^5 \text{MPa}$) indépendante de la nuance.

✓ **Droite horizontale** : limitée 10‰ (Déformation maximale.)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \text{ pour } : \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s ; \text{ pour } : \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}$$

$$\varepsilon_s = \frac{f_s}{\gamma_s \times E_s} \dots\dots\dots \text{(BAEL99, art A.2.2.2)}$$

Avec :

$\gamma_s = 1,15$ Pour une situation courante.

$\gamma_s = 1$ Pour une situation accidentelle.

ϵ_s : Allongement relatif.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 2.10^5$ MPA.

Pour le cas de ce projet :

$\sigma_s = 348$ MPa pour une situation courante.

$\sigma_s = 400$ MPa pour une situation accidentelle.

- **Diagramme contraintes Déformations d'acier expérimental :**

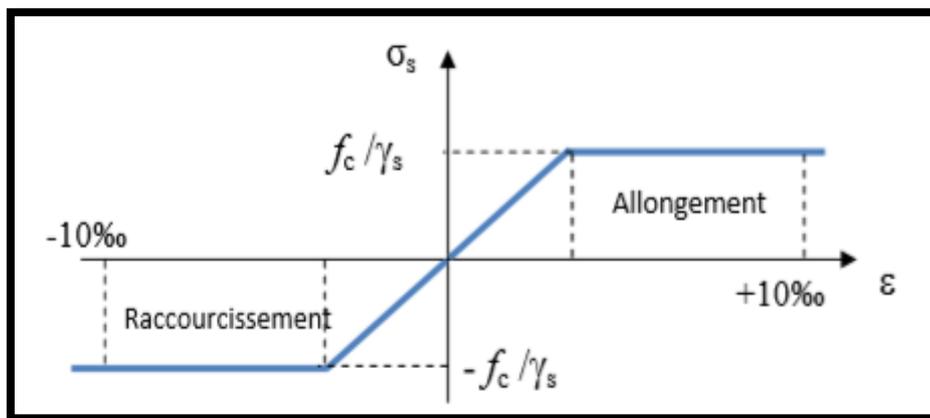


Figure I.6. Diagramme contraintes Déformations d'acier expérimental.

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

- **Diagramme contrainte déformation réel :**

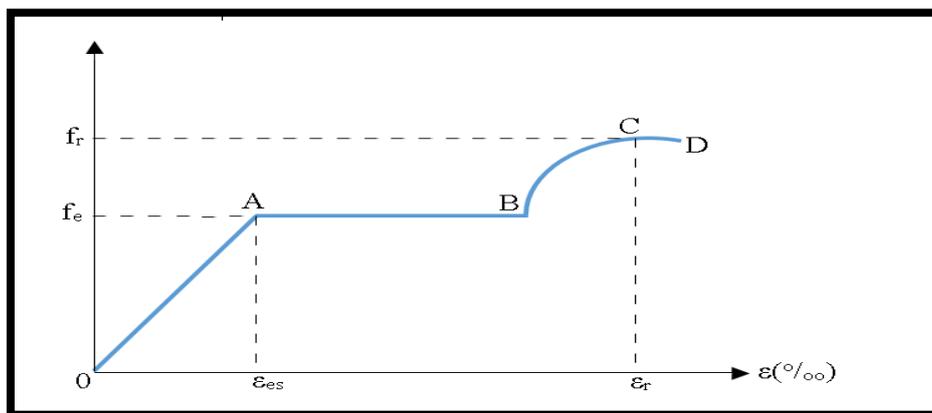


Figure I.7. Diagramme contraintes déformations de l'acier réel.

Avec :

f_r : Résistance à la rupture.

f_e : Limite d'élasticité.

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ϵ_r : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent quatre parties :

- **Zone OA** : Domaine élastique linéaire.
- **Zone AB** : Domaine plastique.
- **Zone BC** : Domaine de raffermissement.
- **Zone CD** : Domaine de striction.

➤ **L'état limite de service (ELS)** : Afin de réduire les risques d'ouvertures des fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- **Fissuration peu préjudiciable** : (pas de limitation dans les contraintes).

$$\bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa.}$$

- **Fissuration préjudiciable** : cas des éléments exposés aux agressions non sévères (Chimiques, atmosphériques,...etc.)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \text{ MPa.}$$

- **Fissuration très préjudiciable** : cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \text{ MPa.}$$

n : Coefficient de fissuration :

$n = 1,6$ pour les aciers à haut adhérences (HA) de diamètre $\geq 6\text{mm}$.

$n = 1,3$ pour les aciers à haut adhérences (HA) de diamètre $\leq 6\text{mm}$.

$n = 1$ pour les aciers ronds lisses.

- **Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91)**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit contrôler à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I.2.3. Les contraintes de calcul :

Durant l'étude de ce projet, les calculs seront conduits avec les caractéristiques mécaniques suivantes :

❖ Béton :

- **Contrainte ultime de compression :**

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta\gamma_b} \text{ (en MPa)}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on obtient :

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ Situation durable.}$$

$$f_{bu} = 21,74 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ Situation accidentelle.}$$

- **Contrainte ultime de traction à 28j :**

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

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

- **Pour la fissuration peu nuisible :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}.$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ Situation courant.}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,35 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ Situation accidentelle.}$$

- **Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}.$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ Situation courant.}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ Situation accidentelle.}$$

- **Contraintes de service à la compression (BAEL91, Art A.4.5.2) :**

$$\bar{\sigma}_s = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

❖ **Aciers :**➤ **ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\sigma_s = 348\text{MPa}$ Situation courant.

$\sigma_s = 400\text{MPa}$ Situation accidentelle.

➤ **ELS :**

- **Fissuration peu-préjudiciable (BAEL91, Art A.4.5.32) :**

$$\bar{\sigma}_s = F_e = 400\text{MPa} \quad (\text{Pas de limitation dans les contraintes}).$$

- **Fissuration préjudiciable (BAEL91, Art A.4.5.33) :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\} \text{MPa.}$$

Pour : $\{n = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa}\}$.

- **Fissuration très préjudiciable (BAEL91, Art A.4.5.34) :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{n f_{t28}} \right\} \text{MPa.}$$

Pour : $\{n = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa}\}$.

I.3.Hypothèses de calcul

I.3.1. Définition des états limites

C'est un ensemble d'états pour lequel il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue des états limites ultimes et des états limite de service :

I.3.2. Les types des états limites

- ❖ **Etats limites ultimes (ELU) :** Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

Ils correspondent à la limite :

- ✓ De l'équilibre statique de la construction (renversement).
- ✓ De la résistance de chacun des matériaux (rupture).
- ✓ De la stabilité de forme (flambement).

➤ **Hypothèse de calcul à l'ELU :**

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- ✓ **Pivot A :** les pièces soumises à la flexion simple/composée ou à la traction simple.
- ✓ **Pivot B :** les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- ✓ **Pivot C :** les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

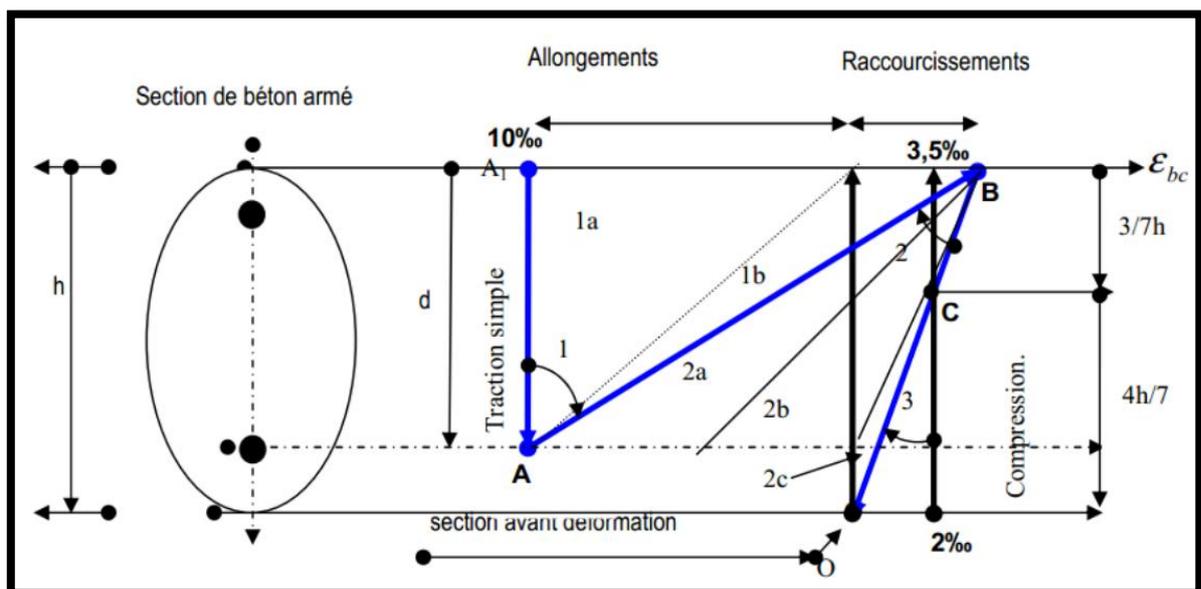


Figure I.8. Diagramme des déformations limites de la section.

- ❖ **Etats limites de service (ELS) :** Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils correspondent à :
 - ✓ la valeur limite de la compression du béton ou de traction des aciers.
 - ✓ la valeur limite de l'ouverture des fissures pour la sécurité de l'ouvrage.
 - ✓ la valeur limite des déformations acceptables des éléments de la structure.

➤ **Hypothèses de calcul à l'ELS :**

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures. Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E = 15E_b$; $n = 15$).

n = 15 : coefficient d'équivalence.

❖ **Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

✓ Etat limite ultime :

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

✓ Combinaison d'action suivante :

$$G + Q$$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1,2E$
- $0,8G \pm E$

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme.

CONCLUSION

Dans ce premier chapitre, nous avons essayé de définir tous les éléments qui contiennent notre structure, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles du BAEL91/modifiées 99, et les règles parasismique Algériennes RPA 99/version 2003.

Chapitre II :

Prédimensionnement
des éléments et
descente des charges.

II. Introduction

L'évaluation des différentes sections et épaisseurs des éléments de notre structure : (poutres, poteaux, voile, escalier, planchers, balcon) passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé prédimensionnement. Le prédimensionnement des éléments porteurs est une étape très importante dans un projet de génie civil.

Pour assurer une bonne tenue et une stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations : Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes et surcharges du plancher, des poutrelles et des poutres.

Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement sera fait selon des formules empiriques utilisées par les règlements, notamment le « **BAEL 91** », le « **RPA 99 VERSION 2003** » et « **CBA 93** » qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un prédimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.1. Les planchers

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

Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.

Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. Dans notre ouvrage les planchers seront en corps creux.

II.1.1 Plancher en corps creux

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé)

Dans notre projet les planchers sont en corps creux. Ils sont constitués de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé.
- Dalle de compression en béton.



Figure II.1. Plancher à corps creux.

L'épaisseur des planchers à corps creux est en fonction de la hauteur des poutrelles h_t , et des conditions d'utilisation et de résistance.

On déduit donc l'épaisseur des planchers à partir des conditions ci-après :

- **Résistance au feu : D'après le BEAL 91 :**
 - $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
 - $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
 - $e = 17,5$ pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet que : $e = 18$ cm

➤ **Condition de flèche**

Le dimensionnement d'un plancher en corps creux se résume en le dimensionnement d'une poutrelle, et donc l'utilisation de la condition de flèche qui stipule que :

$$h_L \geq \frac{l_{\max}}{22,5}$$

L_{\max} : (longueur max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis).

$$L_{\max} = 440 - 40 = 400 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} = \frac{400}{22,5} = 17,78 \text{ cm}$$

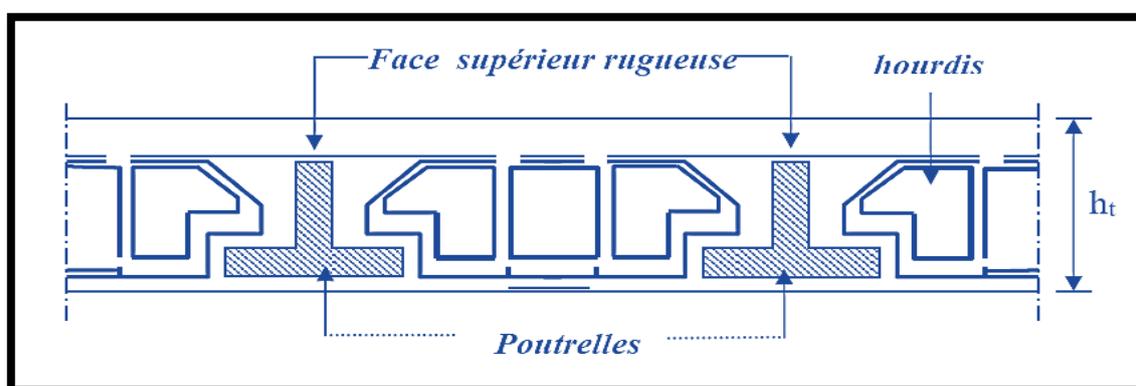


Figure II.2. Coupe verticale du plancher à corps creux.

➤ **Isolation phonique :**

Selon les règles techniques « **CBA93** » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation phonique.

On limite donc notre épaisseur à : $e = 16$ cm

$$h_t = \max \{18 ; 20 ; 16\} \text{ (cm)}.$$

$$h_t = (16 + 4) \text{ cm donc } h_t = 20 \text{ cm}.$$

➤ **Dimensions des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères.

- ✓ Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).
- ✓ Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant h_t .

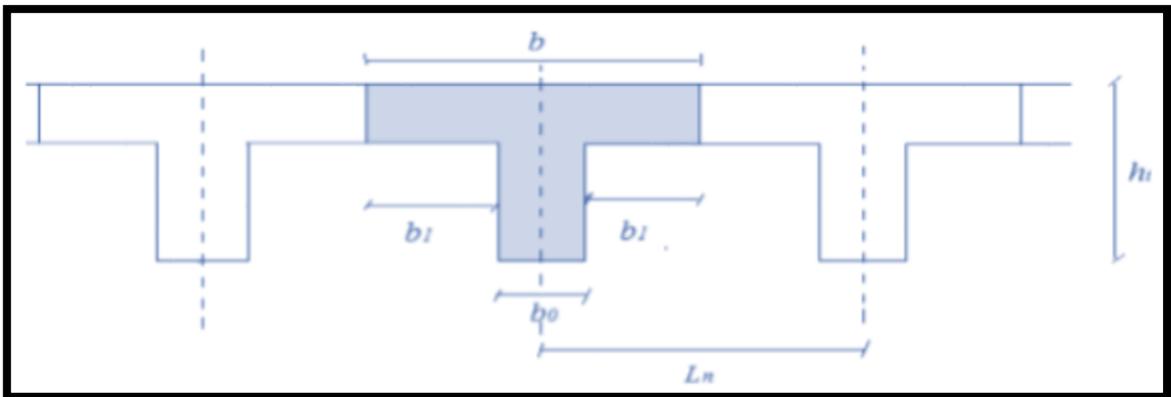


Figure II.3. Schéma des poutrelles.

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

$$b_0 \geq (0,3h ; 0,4h) \Rightarrow b_0 \geq (6 ; 8) , \text{ on adopte } \Rightarrow b_0 = 12$$

La largeur de la table de compression est déterminée à partir des conditions suivantes :

$$b_1 \geq \min [L/2 ; L_{\max}/10]$$

$$L = 53 \text{ cm et } L_{\max} = 400 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \left(\frac{L_{\text{hourdis}}}{2} \right) \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 30 \text{ cm}$$

On prend la plus faible valeur $\Rightarrow b_1 = 26,5\text{cm}$

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

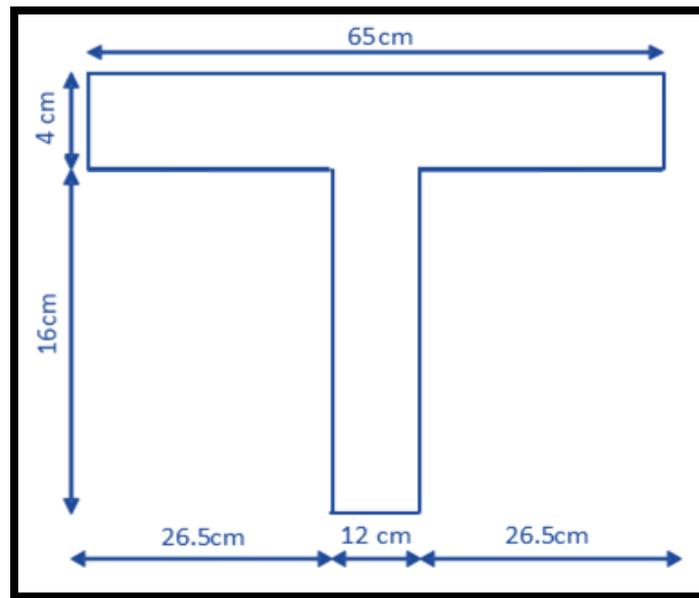


Figure II.4. Schéma de Prédimensionnement du plancher.

II.1.2. Plancher en dalle pleine

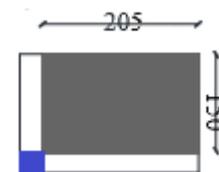
❖ Résistance à la flexion

- Dalles reposant sur deux côtés : $e \geq L_x / 20$
- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40$ si $\rho \geq 0,4$
 $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$ si $\rho \leq 0,4$

L_x : le plus petite côté du panneau de la dalle.

a). Dalle reposant sur deux appuis (DP1) :

$$e \geq L_x / 20 = 7,5\text{cm}$$

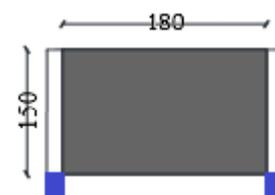


b). Dalle reposant sur trois appuis (balcon DP2) :

$$L_x = 1,50\text{m} ; L_y = 2,05\text{m}$$

$$L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40$$

$$3,33 \leq e \leq 3,75$$



Remarque :

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On adopte $e = 15\text{ cm}$.

II.2. Les escaliers

Les escaliers sont des éléments importants. Ils permettent d'accès vertical entre différents étages de la structure. Ils sont soumis à des forces diverses (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès, personnes, équipements, etc.). Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier). Pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

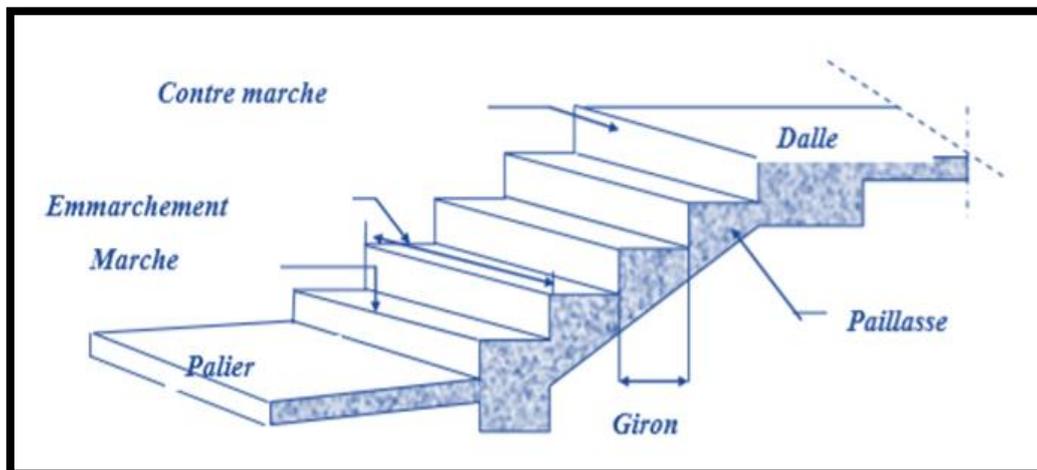


Figure II.5. Schématisation des escaliers.

Notre ouvrage comporte un seul type d'escaliers.

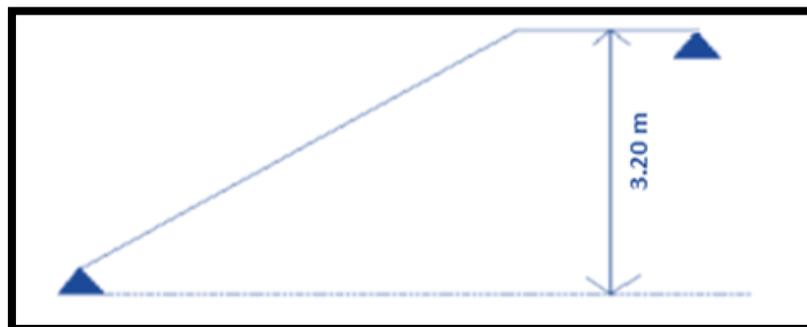


Figure II.6. Type d'escalier.

❖ **Caractéristiques techniques :**

- g : largeurs de la marche (giron).
- h : la hauteur de la contre marche.
- N_c : nombre des contremarches.
- L : largeur de la volée.
- H : hauteur d'étage.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 h \leq 66$$

$$H = h \times N_c \rightarrow h = \frac{H}{N_c}$$

$$L = (n - 1) \times g \Rightarrow g = \frac{L}{n-1}$$

❖ **Le giron et la hauteur des contres marches :**

$$H = 3,20 \text{ m} = 320 \text{ cm.}$$

$$L = 2,70 \text{ m} = 270 \text{ cm.}$$

$$N_c = 10 \text{ (Pour une seule volée)}$$

On a :

$$h = \frac{H}{N_c} = \frac{320}{10} = 32 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{N_c - 1} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

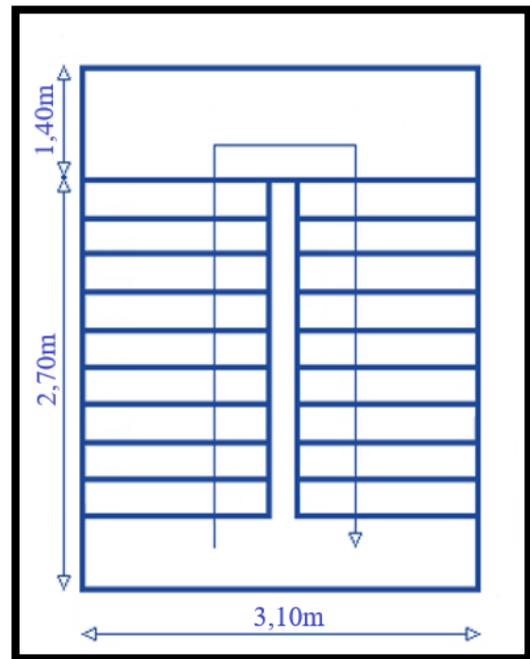


Figure II.7. Schéma des escaliers à 2 volées.

• **Formule de Blondel :**

$$59 \leq g + 2 h \leq 66 \Rightarrow 59 \leq 62 \leq 66 \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

Elle est déterminée en assimilant cette dernière à une poutre simplement appuyée, elle est calculée par la relation suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20} \text{ avec } L = b + 1,40$$

$$l' = \frac{H}{2} = \frac{3,20}{2} = 1,60 \text{ m}$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{1,60}{2,70} \Rightarrow \alpha = 30,65^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{2,70}{b} \Rightarrow b = \frac{2,70}{\text{cos } 30,65^\circ} = 3,14 \text{ m.}$$

$$L = 3,14 + 1,40 = 4,54 \text{ m.}$$

$$\frac{454}{30} \leq e_v \leq \frac{454}{20}$$

$$15,13 \text{ cm} \leq e_v \leq 22,7 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } e_v = 17 \text{ cm}$$

➤ **Epaisseur de palier : $e_p = e_v = 17 \text{ cm}$**

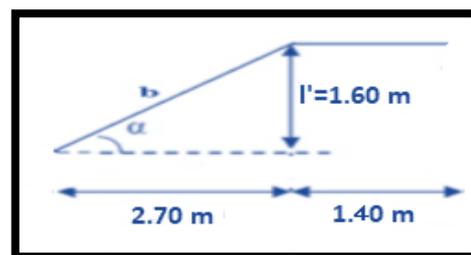


Figure II.8. Schéma statique des escaliers.

II.3. L'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

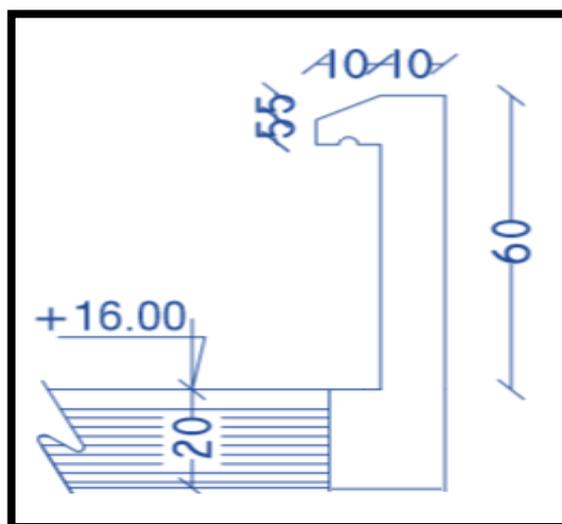


Figure II.9. Schéma de l'acrotère.

II.4. Les poutres

Selon le CBA 93 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.8 h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

L : portée entre nus des appuis.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

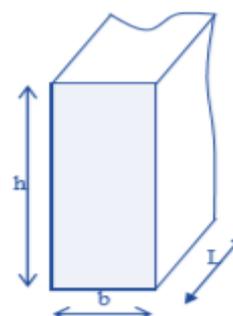


Figure II.10. Dimensions de poutre.

II.4.1. Poutre principale

$$L = 4,00 \text{ m.}$$

Détermination de la hauteur « h » :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 26,67 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : **h = 40 cm.**

Détermination de la largeur « b » :

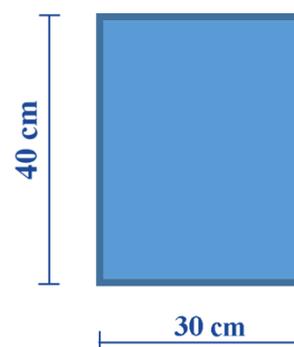
$$0,3h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : **b = 30 cm**

Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1)

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

Les poutres principales sont d'une section **(30x40) cm²**.



II.4.2 Poutre secondaires (chainages)

$$L = 3,70 \text{ m.}$$

Détermination de la hauteur « h » :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 24,67 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm}$$

On prend : **h = 35 cm.**

Détermination de la largeur « b » :

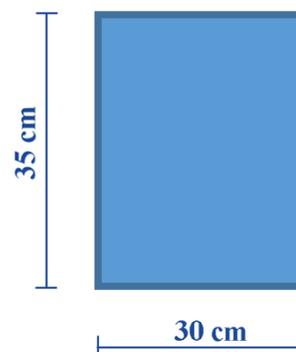
$$0,3h \leq b \leq 0,8h \rightarrow 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : **b = 30 cm**

Vérifications selon le RPA 99 versions 2003 (art7.5.1)

- $h \geq 30 \text{ cm}$ → vérifiée.
- $b \geq 20 \text{ cm}$ → vérifiée.
- $h/b \leq 4 \rightarrow 35/30 = 1.17 < 4$ → vérifiée.

Les poutres principales sont d'une section **(30x35) cm²**.



II.5. Les voiles

Le prédimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant la totalité des efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

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

Les voiles sont dimensionnés en respectant les conditions du règlement parasismique algérien :

- **D'après le RPA 99 article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec : L : porté du voile.

e : épaisseur du voile.

- **L'article (7.7.1 RPA99 /V2003)** nous dit que « l'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm » ; de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-dessous ; c'est-à-dire :

$$e \geq \left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right) \text{ selon le cas qui se présente}$$

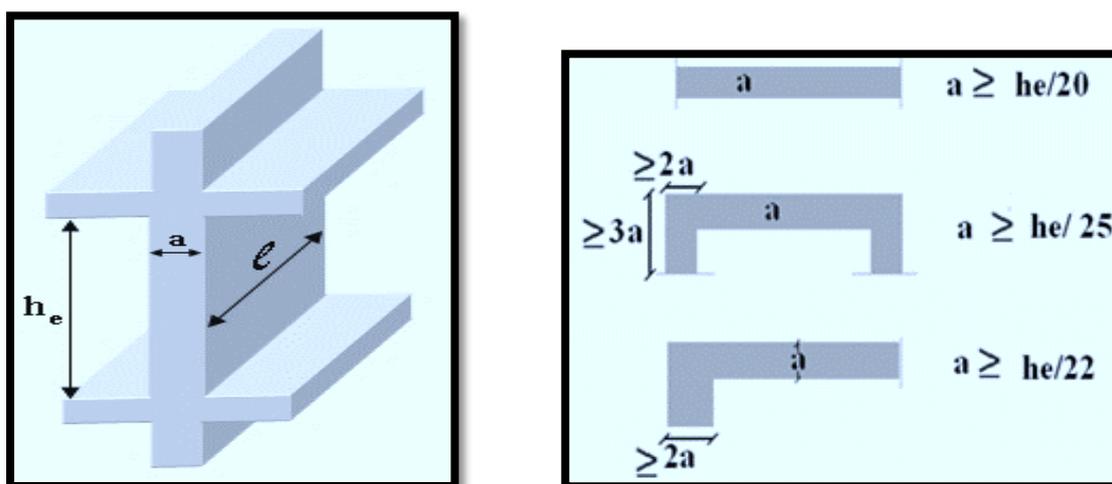


Figure II.11. Section réduite du voile.

Niveau étage courant et niveau RDC :

A partir de la hauteur d'étage et RDC $h_e = 3,20 - 0,20 = 3,00$ m et de la condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 12,00 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 13,64 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 15,00 \text{ cm}$$

$$e \geq \max \left(e_{\min} ; \frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right)$$

$$e \geq \max(15 ; 12 ; 13,64 ; 15)$$

$$e \geq 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{on adopte que : } e = 16 \text{ cm.}$$

II.5.1. Disposition des voiles

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion.

II.6. Descente des charges

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire.

La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

❖ Charges d'exploitation :

Tableau II.1. Evaluation des charges d'exploitation de notre structure.

Nature des locaux	Valeurs (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	1.5
Balcon	3.5
Hall de circulation	2.5

❖ Charges permanentes :

➤ Plancher terrasse (inaccessible) :

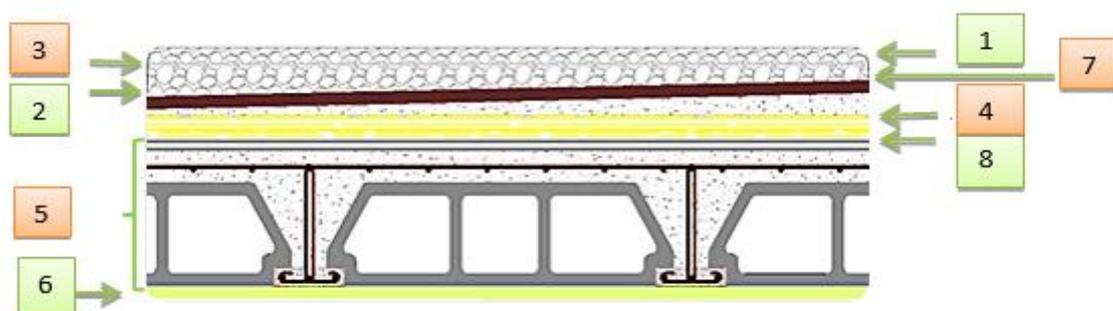


Figure II.12. Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

Tableau II.2. Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1- Protection en gravillon	5	1600	80
2- Etanchéité multicouche	5	200	10
3- Forme de pente 1%	10	2200	220
4- Isolation thermique	4	400	16
5- Dalle en corps creux	16+4	1360	272
6- Enduit plâtre	2	1000	20
7- Couche de papier kraft	/	/	1
8- Couche de par-vapeur	0,8	1200	10

La charge permanente : $G = 629 \text{ Kg/m}^2$

Tableau II.3. Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1- protection en gravillon	5	1600	80
2- Etanchéité multicouche	5	200	10
3- Forme de pente 1%	10	2200	220
4- Isolation thermique	4	400	16
5- Dalle pleine	15	2500	375
6- Enduit plâtre	2	1000	20

La charge permanente $G = 721 \text{ Kg/m}^2$

➤ plancher étage courant :

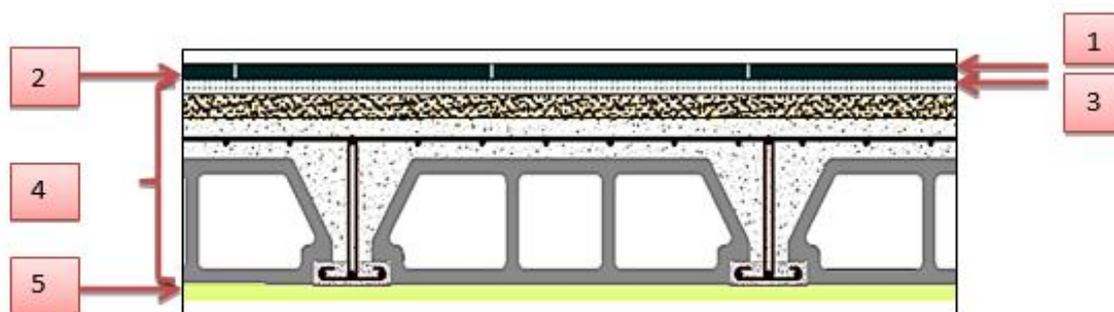


Figure II.13. Coupe plancher étage courant.

Tableau II.4. Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1- Carrelage	2	2200	44
2- Mortier de pose	3	2000	60
3- Lite de sable	3	1800	54
4- Dalle en corps creux	16+4	1360	272
5- Enduit plâtre	2	1000	20
6- Cloison de séparation	10	1000	100

La charge permanente : $G = 550 \text{ Kg/m}^2$.

➤ Mur extérieur (double cloison) :

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture :

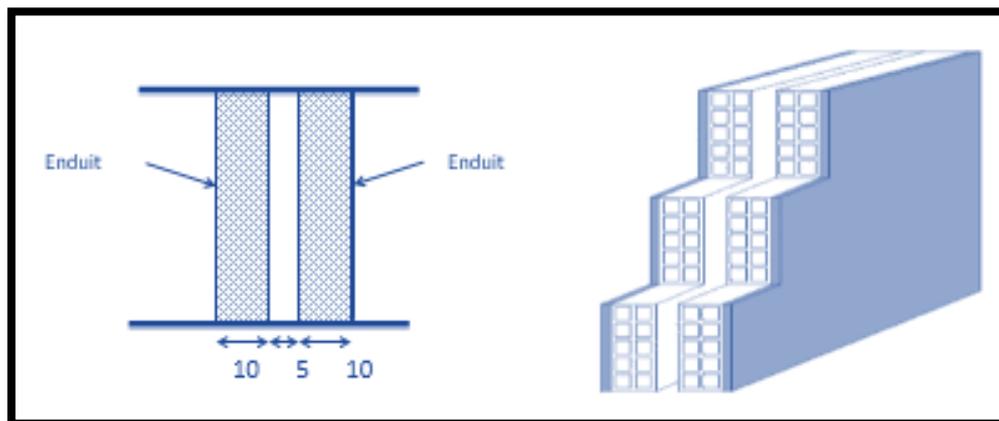


Figure II.14. Mur extérieur.

Tableau II.5. Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1- Brique creuse	10+15	1000	250
2- Enduit plâtre	2	1000	20
3- Enduit ciment	2	2000	40
		Total	310

La charge permanente (RDC et EC) : $G = 310 \times (3.20 - 0.40) = 868 \text{ Kg/ml}$.

➤ Murs intérieurs :

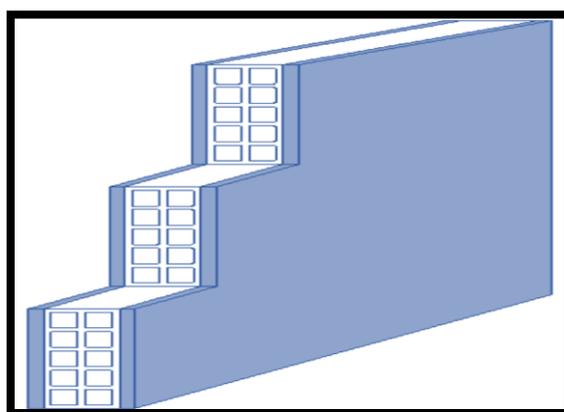


Figure II.15. Mur intérieur.

Tableau II.6. Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m3)	G (Kg/m ²)
1- Enduit en ciment extérieur	2	2000	40
2- Brique creuse	10	900	90
3- Enduit en ciment intérieur	2	1000	20
		Total	150

La charge permanente (RDC et EC) : $G = 150 \times (3.20-0.40) = 420 \text{ Kg/ml}$.

➤ **L'acrotère :**

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml : $G = \rho \times S$

S : la surface transversale total de l'acrotère

ρ : le poids volumique de béton $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$

La surface de l'acrotère :

$$S = [(0,1 \times 0,05) / (2)] + (0,1 \times 0,05) + (0,1 \times 0,6) = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$P = 0.0675 \times 2500 = 168,75 \text{ Kg/ml}$$

Charge permanente : $G = 168,75 \text{ Kg/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg/ml}$

➤ **Les balcons :**

Tableau II.7. Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m3)	G (Kg/m ²)
1- Carrelage	2	2200	44
2- Mortier de pose	2	2000	40
3- Lit de sable	2	1800	36
4- Dalle en BA	15	2500	375
5- Enduit ciment	2	2000	40

La charge permanente : $G = 535 \text{ Kg/m}^2$

➤ Les escaliers :

• Palier :

Tableau II.8. Evaluation des charges permanentes de palier.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1- Carrelage	2	2200	44
2- Mortier de pose	2	2000	40
3- Lit de sable	2	1800	36
4- Dalle en BA	17	2500	425
5- Enduit ciment	2	2000	40

La charge permanente : $G = 585 \text{ Kg/m}^2$

• Paillasse :

Tableau II.9. Evaluation des charges permanentes de paillasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1- Carrelage	2	2200	44
2- Mortier de pose	2	2000	40
3- Lit de sable	2	1800	36
4- Marche	17	2200	$(0,17/2) \times 2500 = 187$
5- Paillasse	17	2500	$(2500 \times 0.17) / \cos(30,65) = 494,028$
6- Enduit ciment	2	2000	40
7- Gardes corps	/	/	20

La charge permanente : $G = 881,02 \text{ Kg/m}^2$.

II.7. Prédimensionnement des poteaux

Le prédimensionnement de la section des poteaux se fera en compression centré, en choisissant le poteau le plus sollicité. On utilise un calcul basé sur la descente des charges, tout en appliquant la loi de dégression des charges.

II.7.1 Etape de pré dimensionnement

- ✓ Dimensionnements des poteaux.
- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la longueur de flambement L_f .
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- ✓ vérification de l'effort normale du poteau.
- ✓ vérification de la contrainte du béton.
- ✓ Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003**.

II.7.2. Prédimensionnement des poteaux centraux

❖ Dimensions des poteaux :

Les dimensions de leurs sections transversales doivent satisfaire les conditions du **RPA 99/V2003 (art 7.4.1)** :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \quad \text{en zones I et II}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20\text{cm}$$

$$1/4 < (b_1 / h_1) < 4$$

Tableau II.10. Prédimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		4ème	3ème	2ème	1ér	RDC
Dimension du poteau	a (cm)	30	30	30	30	30
	b (cm)	40	40	40	40	40

❖ Choix du poteau le plus sollicité :

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est le poteau « **C-3** ».

La surface reprise par le poteau est :

$$S_p = (1,75 + 1,85) \times (2,05 + 0,90) = 10,62 \text{ m}^2.$$

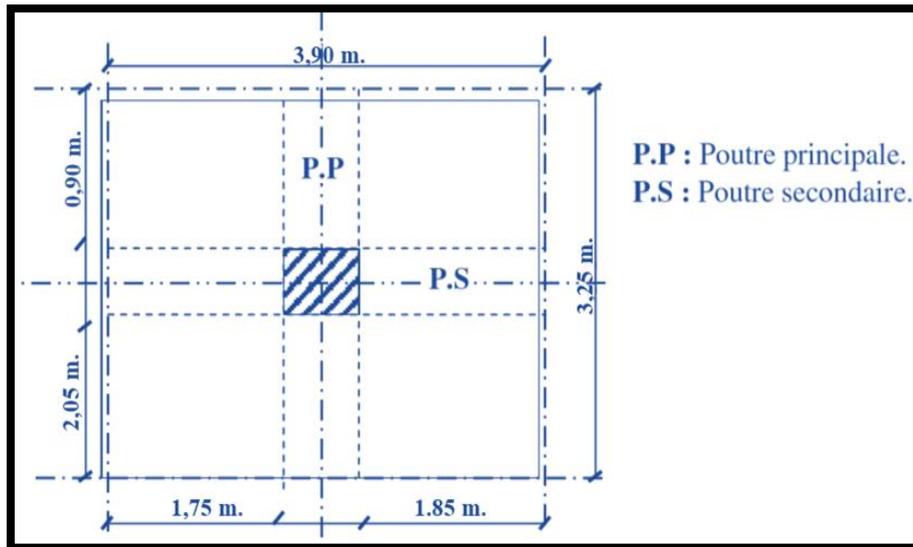


Figure II.16. Représentation du poteau central le plus sollicité.

❖ **Calcul de la longueur de flambement L_f :**

Le règlement **CBA93** définit la longueur de flambement L_f comme suit :

$0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :

Soit encastré dans un massif de fondation.

Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

➤ L_0 : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend : $L_f = 0,7 \cdot L_0$ (poteau avec des extrémités encastrées).

RDC et Ec : $\Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,20 = 2,24\text{m}$

❖ **Calcul de normal admissible l'effort \bar{N}_u :**

L'effort normal admissible est :

$$\bar{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

\bar{N}_u : Effort normal admissible à l'ELU.

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie :

RDC et étage courant : $B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (30 - 2) \times (40 - 2) = 1064 \text{ cm}^2$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier

$f_{c28} = 25$ MPa et $f_e = 400$ MPa : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,2% de la section réelle du poteau.

α : Coefficient en fonction de l'élanement du poteau selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1) :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} ; \text{ pour } \lambda < 50$$

$$\alpha = \left(0.6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2\right) ; \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ et } i = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

Où : i : Rayon de giration ; λ : L'élanement géométrique ; L_f : Longueur de flambement.

a : plus petit dimension du poteaux.

Tableau II.11. Calcule l'effort admissible des poteaux \bar{N}_u .

Niveau	Dimension (cm ²)	Br (cm ²)	L_f (m)	λ	α	A_s (mm ²)	\bar{N}_u (kN)
4 ^{ème} étage	30×40	1064	2,24	25,87	0,766	240	1573,248
3 ^{ème} étage	30×40	1064	2,24	25,87	0,766	240	1573,248
2 ^{ème} étage	30×40	1064	2,24	25,87	0,766	240	1573,248
1 ^{ère} étage	30×40	1064	2,24	25,87	0,766	240	1573,248
RDC	30×40	1064	2,24	25,87	0,766	240	1573,248

❖ **Descente de charges :**

La descente de charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations.

➤ **Charges d'exploitation :**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour, leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

$$Q_0 + \frac{3 + n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $3+n/2n$ à partir du cinquième étage \Rightarrow condition non vérifié.

Tableau II.12. Détermination des charges d'exploitations.

Niveau	q (kN/m ²)		S (m ²)	Q = q × S (kN)			$\frac{3+n}{2n}$	Q _{cum} (kN)
4 ^{ème} étage	1	1	10,62	Q ₀ =	10,62	10,62	1	10,62
3 ^{ème} étage	1,5	2,5	10,62	Q ₁ =	15,93	26,55	1	31,86
2 ^{ème} étage	1,5	2,5	10,62	Q ₂ =	15,93	26,55	1	53,10
1 ^{ère} étage	1,5	2,5	10,62	Q ₃ =	15,93	26,55	1	74,34
RDC	1,5	2,5	10,62	Q ₄ =	15,93	26,55	1	95,58

➤ **Charges permanentes et l'effort normal «N_u» :**

4^{ème} étage :

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times S_P = 6,29 \times 10,62 = 66,80 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0,30 \times 0,40) \times (2,05 + 0,90)] \times 25 = 8,85 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0,30 \times 0,35) \times (1,75 + 1,85)] \times 25 = 9,45 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 8,68 \times (1,85 + 0,90) = 23,87 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0,4 \times 0,3 \times 3,20 \times 25 = 9,6 \text{ KN}$$

$$G = 118,57 \text{ KN.}$$

RDC, 3^{ème} étage, 2^{ème} étage & 1^{ère} étage :

$$G_{\text{plancher EC}} = G \times S_P = 5,50 \times 10,62 = 58,41 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0,30 \times 0,40) \times (2,05 + 0,90)] \times 25 = 8,85 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0,30 \times 0,35) \times (1,75 + 1,85)] \times 25 = 9,45 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 8,68 \times (1,85 + 0,90) = 23,87 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Poteau}} = 0,4 \times 0,3 \times 3,20 \times 25 = 9,6 \text{ KN}$$

$$G = 110,18 \text{ KN.}$$

❖ Vérification selon le BAEL91 révisées 99 :

➤ Vérifications de l'effort normal des poteaux 1, $1N_u \leq \bar{N}_u$.

Tableau II.13. Vérifications de l'effort normal des poteaux 1, $1N_u \leq \bar{N}_u$.

Niveau	G (kN)	G _{cum} (kN)	Q _{cum} (kN)	N _u (kN)	1.1N _u (kN)	\bar{N}_u (kN)	1, 1N _u ≤ \bar{N}_u
4 ^{ème} étage	118,57	118,57	10,62	175,99	193,59	1573. 248	Oui
3 ^{ème} étage	110,18	228,75	31,86	356,60	392,26	1573. 248	Oui
2 ^{ème} étage	110,18	338,93	53,10	537,21	590,93	1573. 248	Oui
1 ^{ère} étage	110,18	449,11	74,34	717,81	789,59	1573. 248	Oui
RDC	110,18	559,29	95,58	898,41	988,25	1573. 248	Oui

➤ Vérification de la contrainte du béton $(N_u/B) \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau II.14. Vérification de la contrainte du béton $(N_u/B) \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ des poteaux

Niveaux	B (cm ²)	N _u (kN)	N _u /B (MPa)	$\frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ (MPa)	$(N_u/B) \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$
4 ^{ème} étage	30×40	175,99	1,47	14,17	Oui
3 ^{ème} étage	30×40	356,60	2,97	14,17	Oui
2 ^{ème} étage	30×40	537,21	4,48	14,17	Oui
1 ^{ère} étage	30×40	717,81	5,98	14,17	Oui
RDC	30×40	898,41	7,49	14,17	Oui

➤ Vérification selon le RPA 99 version 2003 :

a). Coffrage :

Tableau II.15. 1^{ère} Vérification des dimensions des poteaux selon le RPA 99 / version 2003.

condition à vérifier	Application de la condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 25cm	Oui
Min (b, h) ≥ h _e / 20	Min (b, h) = 30 ≥ (h _e /20) = (3,20)/20 = 16,0cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (30/40) = 0,7 ≤ 4	Oui

b). Vérification des sollicitations normales

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emblée dues à séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Tableau II.16. 2ème Vérification des dimensions des poteaux selon le RPA 99 / version 2003.

Niveau	N_d (kN)	f_{c28} (kN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$	Observation
4 ^{ème} étage	143,87	2,50	1200	0,048	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	288,07	2,50	1200	0,096	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	432,29	2,50	1200	0,144	Condition vérifiée
1 ^{ère} étage	576,91	2,50	1200	0,192	Condition vérifiée
RDC	722,49	2,50	1200	0,241	Condition vérifiée

II.7.3. Pré dimensionnement des poteaux de rive

❖ Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du RPA 99 / version 2003 : $\min(a,b) \geq 25$ cm en zone IIa.

Tableau II.17. Prédimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		4ème	3ème	2ème	1ér	RDC
Dimension du poteau	a (cm)	30	30	30	30	30
	b (cm)	40	40	40	40	40

❖ Choix du poteau le plus sollicité :

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est le poteau « D-1 ».

La surface reprise par le poteau est :

$$S_p = (2,05 + 0,9) \times (1,75 + 1,50) = 9,59 \text{ m}^2.$$

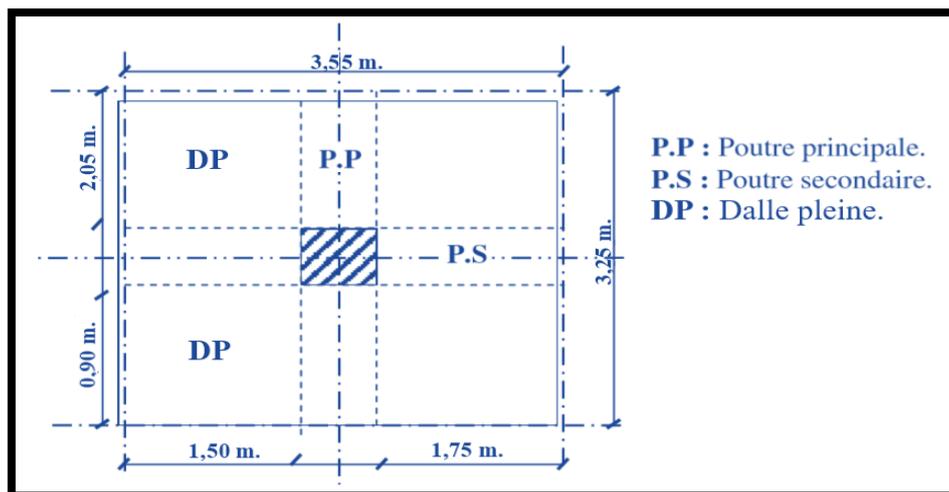


Figure II.17. Représentation du poteau de rive le plus sollicité.

❖ Descente de charges :

➤ Charges d'exploitation :

Tableau II.18. Détermination des charges d'exploitation.

Niveau	q (kN/m ²)		S (m ²)	Q = q × S (kN)			$\frac{3+n}{2n}$	Q _{cum} (kN)
4 ^{ème} étage	1	1	9,59	Q ₀ =	9,59	9,59	1	9,59
3 ^{ème} étage	1,5	3,5	9,59	Q ₁ =	14,39	23,98	1	28,78
2 ^{ème} étage	1,5	3,5	9,59	Q ₂ =	14,39	23,98	1	47,96
1 ^{ère} étage	1,5	3,5	9,59	Q ₃ =	14,39	23,98	1	67,15
RDC	1,5	3,5	9,59	Q ₄ =	14,39	23,98	1	86,33

➤ Charges permanentes et l'effort normal «N_u» :4^{ème} étage :

$$G_{\text{Acrotère}} = G \times P = 1,686 \times 6,25 = 10,53 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times S_P = (6,29 \times 5,163) + (7,21 + 4,425) = 64,38 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0,30 \times 0,40) \times (2,05 + 0,90)] \times 25 = 8,85 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0,30 \times 0,35) \times (1,50 + 1,75)] \times 25 = 8,53 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 8,68 \times (2,05 + 0,90) = 25,61 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0,4 \times 0,3 \times 3,20 \times 25 = 9,6 \text{ KN}$$

$$G = 127,50 \text{ KN.}$$

RDC, 3^{ème} étage, 2^{ème} étage & 1^{ère} étage :

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_p = (5,50 \times 5,163) + (5,35 + 4,425) = 52,07 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0,30 \times 0,40) \times (2,05 + 0,90)] \times 25 = 8,85 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0,30 \times 0,35) \times (1,50 + 1,75)] \times 25 = 8,53 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 8,68 \times (2,05 + 0,90) = 25,61 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0,4 \times 0,3 \times 3,20 \times 25 = 9,6 \text{ KN}$$

$$G = 105,29 \text{ KN.}$$

❖ Vérification selon le BAEL91 révisées 99 :

➤ Vérifications de l'effort normal des poteaux $N_u \leq \bar{N}_u$

Tableau II.19. Vérifications de l'effort normal des poteaux $N_u \leq \bar{N}_u$.

Niveau	G (kN)	G _{cum} (kN)	Q _{cum} (kN)	N _u (kN)	\bar{N}_u (kN)	$N_u \leq \bar{N}_u$
4 ^{ème} étage	127,50	127,50	9,59	186,51	1573. 248	Oui
3 ^{ème} étage	105,29	232,79	28,78	357,44	1573. 248	Oui
2 ^{ème} étage	105,29	338,08	47,96	528,35	1573. 248	Oui
1 ^{ère} étage	105,29	443,37	67,15	699,28	1573. 248	Oui
RDC	105,29	548,66	86,33	870,19	1573. 248	Oui

➤ Vérification de la contrainte du béton $(N_u/B) \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau II.20. Vérification de la contrainte du béton des poteaux.

Niveaux	B (cm ²)	N _u (kN)	N_u/B (MPa)	$\frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ (MPa)	$(N_u/B) \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$
4 ^{ème} étage	30×40	186,51	1,55	14,17	Oui
3 ^{ème} étage	30×40	357,44	2,98	14,17	Oui
2 ^{ème} étage	30×40	528,35	4,40	14,17	Oui
1 ^{ère} étage	30×40	699,28	5,83	14,17	Oui
RDC	30×40	870,19	7,25	14,17	Oui

➤ Vérification selon le RPA 99 version 2003 :

a). Coffrage :

Tableau II.21. 1^{ère} Vérification des dimensions des poteaux selon le RPA 99 / version 2003.

condition à vérifier	Application de la condition	Vérification
$\text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm}$	$\text{Min (b, h)} = 30 \text{ cm} \geq 25\text{cm}$	Oui
$\text{Min (b, h)} \geq h_e / 20$	$\text{Min (b, h)} = 30 \geq (h_e/20) = (3,20)/20 = 16,0\text{cm}$	Oui
$0,25 \leq (b/h) \leq 4$	$0,25 \leq (30/40) = 0,7 \leq 4$	Oui

b). Vérification des sollicitations normales :

Éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues à séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Tableau II.22. 2^{ème} Vérification des dimensions des poteaux selon le RPA 99 / version 2003.

Niveau	N_d (kN)	f_{c28} (kN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$	Observation
4 ^{ème} étage	157,15	2,50	1200	0,05	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	356,50	2,50	1200	0,12	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	557,75	2,50	1200	0,19	Condition vérifiée
1 ^{ère} étage	761,69	2,50	1200	0,25	Condition vérifiée
RDC	972,65	2,50	1200	0,32	Condition vérifiée

Remarque : on augmente la section du poteau de rive (40×40) cm².

II.7.4. Pré dimensionnement des poteaux d'angle

❖ Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du RPA 99 / version 2003 : $\min (a, b) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa.

Tableau II.23. Prédimensionnement des poteaux.

Niveau d'étage		4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{er}	RDC
Dimension du poteau	a (cm)	30	30	30	30	30
	b (cm)	40	40	40	40	40

❖ Choix du poteau le plus sollicité :

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est le poteau « F-2 ».

La surface reprise par le poteau :

$$S_p = 1,45 \times 2,05 = 2,97 \text{ m}^2.$$

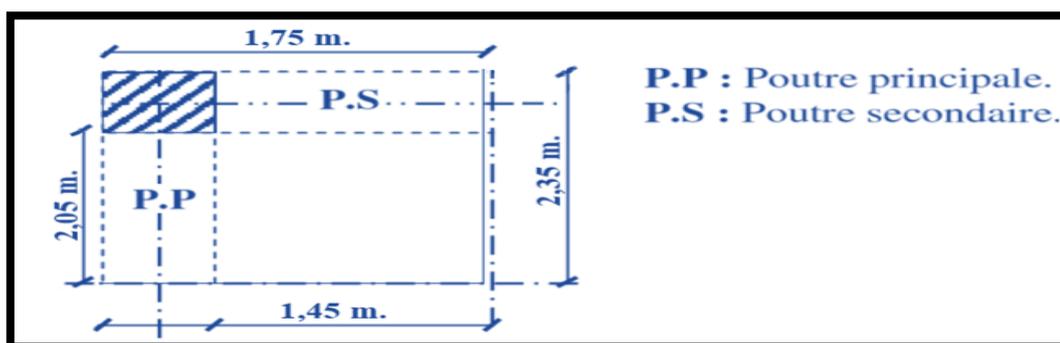


Figure II.18. Représentation du poteau d'angle le plus sollicité.

❖ Descente de charges :

➤ Charges d'exploitation :

Tableau II.24. Détermination des charges d'exploitation.

Niveau	q (kN/m ²)	S (m ²)	Q = q × S (kN)		$\frac{3+n}{2n}$	Q _{cum} (kN)
4 ^{ème} étage	1	2,97	Q ₀ =	2,97	1	2,97
3 ^{ème} étage	1,5	2,97	Q ₁ =	4,46	1	7,43
2 ^{ème} étage	1,5	2,97	Q ₂ =	4,46	1	11,89
1 ^{ère} étage	1,5	2,97	Q ₃ =	4,46	1	16,35
RDC	1,5	2,97	Q ₄ =	4,46	1	20,81

➤ Charges permanentes et l'effort normal « N_u » :

4^{ème} étage :

$$G_{\text{Acrotère}} = G \times P = 1,686 \times 3,5 = 5,90 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher terrasse}} = G \times S_P = (6,29 \times 2,97) = 18,68 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0,30 \times 0,40) \times 2,05] \times 25 = 6,15 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0,30 \times 0,35) \times 1,45] \times 25 = 3,81 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 8,68 \times (2,05 + 1,45) = 30,38 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0,4 \times 0,3 \times 3,20 \times 25 = 9,6 \text{ KN}$$

$$G = 74,52 \text{ KN.}$$

RDC, 3^{ème} étage, 2^{ème} étage & 1^{ère} étage :

$$G_{\text{plancher}} = G \times S_P = (5,50 \times 2,97) = 16,33 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.P}} = [(0,30 \times 0,40) \times 2,05] \times 25 = 6,15 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre.S}} = [(0,30 \times 0,35) \times 1,45] \times 25 = 3,81 \text{ KN}$$

$$G_{\text{mur double p}} = 8,68 \times (2,05 + 1,45) = 30,38 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 0,4 \times 0,3 \times 3,20 \times 25 = 9,6 \text{ KN}$$

$$G = 66,27 \text{ KN.}$$

❖ Vérification selon le BAEL91 révisées 99 :

➤ Vérifications de l'effort normal des poteaux $N_u \leq \bar{N}_u$

Tableau II.25. Vérifications de l'effort normal des poteaux $N_u \leq \bar{N}_u$.

Niveau	G (kN)	G _{cum} (kN)	Q _{cum} (kN)	N _u (kN)	\bar{N}_u (kN)	$N_u \leq \bar{N}_u$
4 ^{ème} étage	74,52	74,52	2,97	105,06	1573. 248	Oui
3 ^{ème} étage	66,27	140,79	7,43	201,21	1573. 248	Oui
2 ^{ème} étage	66,27	207,06	11,89	297,37	1573. 248	Oui
1 ^{ère} étage	66,27	273,33	16,35	393,52	1573. 248	Oui
RDC	66,27	339,60	20,81	489,68	1573. 248	Oui

- Vérification de la contrainte du béton $(N_u/B) \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau II.26. Vérification de la contrainte du béton des poteaux.

Niveaux	B (cm ²)	N _u (kN)	N _u /B (MPa)	$\frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$ (MPa)	$(N_u/B) \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$
4 ^{ème} étage	30×40	105,06	0,88	14,17	Oui
3 ^{ème} étage	30×40	201,21	1,68	14,17	Oui
2 ^{ème} étage	30×40	297,37	2,48	14,17	Oui
1 ^{ère} étage	30×40	393,52	3,28	14,17	Oui
RDC	30×40	489,68	4,08	14,17	Oui

- Vérification selon le RPA 99 version 2003 :

a). Coffrage :

Tableau II.27. 1^{ère} Vérification des dimensions des poteaux selon le RPA 99 / version 2003.

condition à vérifier	Application de la condition	Vérification
Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h) = 30 cm ≥ 25cm	Oui
Min (b, h) ≥ h _e / 20	Min (b, h) = 30 ≥ (h _e /20) = (3,20)/20 = 16,0cm	Oui
0.25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (30/40) = 0,7 ≤ 4	Oui

b). Vérification des sollicitations normales

Éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'emblée dues à séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Tableau II.28. 2^{ème} Vérification des dimensions des poteaux selon le RPA 99 / version 2003.

Niveau	N _d (kN)	f _{c28} (kN/cm ²)	B (cm ²)	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$	Observation
4 ^{ème} étage	60,87	2,50	1200	0,02	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	159,06	2,50	1200	0,05	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	256,31	2,50	1200	0,09	Condition vérifiée
1 ^{ère} étage	352,98	2,50	1200	0,12	Condition vérifiée
RDC	447,17	2,50	1200	0,15	Condition vérifiée

Conclusion

Les sections retenues après prédimensionnement sont comme suit :

- ✓ Pour les poutres principales on prend la section $b \times h = 30 \times 40\text{cm}^2$ et la section $b \times h = 30 \times 35\text{cm}^2$ pour les poutres secondaires,
- ✓ Les sections des poteaux depuis le sous-sol au plancher terrasse sont :
 $b \times h = 30 \times 40\text{cm}^2$
- ✓ Le voile avec une épaisseur $e = 16\text{cm}$.

Ces sections ne sont définitives qu'après la vérification de la stabilité de la structure dans la partie dynamique.

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires.

III. Introduction :

Les éléments non-structuraux sont les éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement (cloisons, acrotères, etc.).

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitations, cependant ils doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique.

III.1. Etude de l'acrotère

III.1.1. Introduction

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade ; il est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

III.1.2. Hypothèses de calcul

- Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids (G) propre et à une surcharge horizontale de la main courante (Q).
- Comme l'acrotère est exposée aux intempéries, la fissuration est considérée préjudiciable (Calcul à l'ELU et à l'ELS) en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.



Figure III.1. Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère.

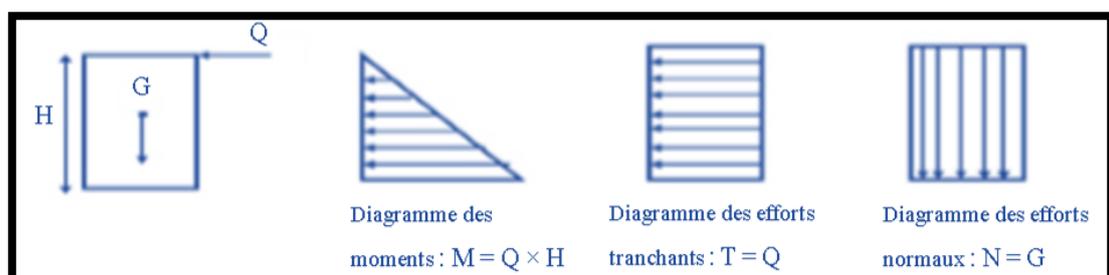


Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère.

III.1.3. Vérification au séisme

D'après le RPA99/V2003, l'acrotère est soumis aux forces horizontales dues au séisme appelées « forces sismiques » notée « F_P » qui agissent sur les éléments non structuraux ancrés à la structure.

Elle peut être évaluée selon la formule suivante : $F_P = 4.A.C_P.W_P$

A : coefficient d'accélération de la zone [Tableau (4.1) RPA99/2003].

$A = 0,15$ (groupe d'usage 2 et zone IIa)

C_P : facteur de forces horizontales [Tableau (6.1) RPA99/2003].

$C_P = 0,8$ (élément en console).

W_P : poids propre de l'élément $\Rightarrow W_p = 1,686$ KN/ml.

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,686 = 0,81$ KN/ml.

$F = \max(Q; F_p) \Rightarrow F = Q = 1$ KN/ml

III.1.4. Combinaisons des charges de l'acrotère

➤ **Les charges :**

- Effort normal du au poids propre de l'acrotère, on a : $G = 1,686$ KN/ml
- Effort horizontal du la main courante, on a : $Q = 1$ KN/ml

➤ **Calcul des sollicitations :**

- La charge de poids propre :
 - Un effort normal : $N_G = G \times 1\text{ml} \Rightarrow N_G = 1,686$ KN
 - Un moment : $M_G = 0$ KN. m
- La surcharge d'exploitation :
 - Un effort normal : $N_Q = 0$ KN
 - Un moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6$ KN. m

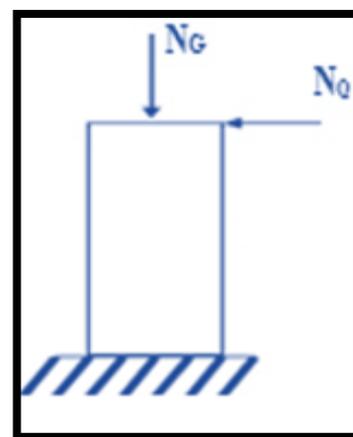


Figure.III.3. Les sollicitations agissant sur l'acrotère.

Tableau III.1. Les combinaisons des sollicitations de l'acrotère.

L'état limite	Les combinaisons	N (KN)	M (KN.ml)
ELU	1.35G+1.5Q	2,28	0.9
ELS	G+Q	1,686	0.6

III.1.5. Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère se fait en considérant une bande de 1ml de section ($b \times h$) cm² soumise à la flexion composée :

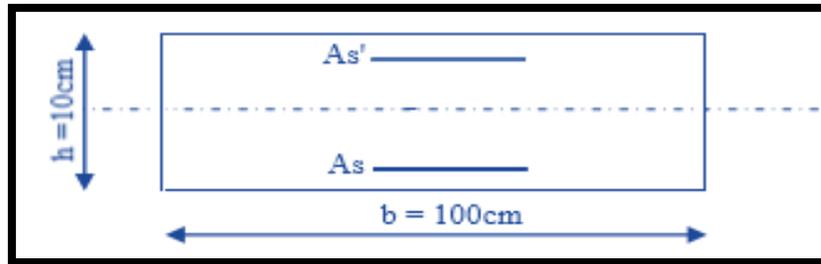


Figure III.4. Section de calcul de l'acrotère.

➤ **Diamètre des barres :**

Les diamètres employés sont : $\Phi_L \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \Phi_L \leq 10\text{mm}$ (BAEL91, Art A.7.2.1)

On prend : $\Phi_L = 8\text{mm}$

Et on prend $\Phi_t = 6\text{mm} \leq \Phi_L$ (BAEL91, Art A.7.2.2)

➤ **Calcul des armatures à L'ELU :**

Position de centre de pression à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{2,28} = 39,5 \text{ cm}$$

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

$$\frac{h}{2} - c \leq e_u$$

La section est partiellement comprimée car le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures.

Donc le calcul de ferrailage de l'acrotère se fera en :

- 1- flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f .
- 2- flexion composée en fonction de celle qu'on a calculée en flexion simple.

➤ **Ferrailage en flexion simple :**

• **Calcul de moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \text{ avec } M_u = 0,9\text{KN.m} \text{ et } N_u = 2,28 \text{ KN.}$$

$$M_f = 0,9 + 2,28 \left(0,08 - \frac{0,10}{2} \right) = 0,97 \text{ KN.m} \Rightarrow M_f = 0,97 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de moment réduit :**

✓ On calcul la contrainte ultime du béton :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

✓ puis on calcule le moment réduit : μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec } M_u = M_f = 0,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,97 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times 80^2} = 0,0108 \quad \Rightarrow \mu_{bu} = 0,0108$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_e = 0,391$$

$As' = 0 \Rightarrow$ (Pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

- **Calcul de la section des armatures fictives (armatures longitudinales) :**

$$A_f = \frac{M_f}{Z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0108)}) = 0,0136$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 79,6 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{0,97 \times 10^6}{79,6 \times 348} = 35,02 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_f = 0,35 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée :**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,35 - \frac{2,28 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (BAEL91, Art A4.2.1) :**

$$A_u \geq A_{\min}$$

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{et } f_e = 400 \text{ MPa ; } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A_u \leq A_{\min}$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,68} = 35,7 \text{ m}$$

$$e_1 = h_t/6 = 10/6 = 1,67$$

$e_1 < e_0 \Rightarrow$ La section partiellement comprimée.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment, donné par la formule ci-dessous :

$$M_{serA} = M_{serG} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right) \text{ avec } M_{serG} = 0,60 \text{ KN.m et } N_{ser} = 1,69 \text{ KN.}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$ est la contrainte du béton à l'ELS :

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

$\bar{\sigma}_{st}$ est la contrainte dans l'acier à l'ELS :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5f_e ; 100\sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{226,6 ; \max(200 ; 201,6)\} = 201,6 \text{ MPa}$$

• **La position de l'axe neutre :**

$$\bar{y} = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15) + 201,6} 80 = 42,19 \text{ mm.}$$

Moment de service limite :

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \times \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{y} \times \left(d - \frac{\bar{y}}{3} \right) = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 42,19 \left(80 - \frac{42,19}{3} \right) = 20,86 \text{ KN.m}$$

$$\text{Avec : } \bar{z} = d - \frac{\bar{y}}{3} = 80 - \frac{42,19}{3} = 6,6 \text{ cm}$$

$$M_{serA} = N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right) + M_{ser} = 1,69(0,08 - 0,05) + 0,60 = 0,61 \text{ KN.m}$$

$M_{serA} < \bar{M}_1 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow$ La section est sans aciers comprimés

$$A_{ser} = \frac{M_{serA}}{z \times \sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{0,67 \cdot 10^3}{0,066 \times 201,6 \times 10^2} - \frac{2,21 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0,44 \text{ cm}^2$$

➤ **.Pourcentage minimal d'armature longitudinale (BAEL91, Art B.5.3.1) :**

$$A_L \geq 0,0025 \cdot b \cdot h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

❖ **Conclusion :**

$$A_s = \max(A_{ser} ; A_u ; A_{min} ; A_L) = 2,5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5 HA 8 = 2,51 cm²

Avec un espacement : $S_t = b / 5 = 100 / 5 = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63$$

On adopte : 4 HA6 = 1,13 cm²

Sachant que : la hauteur sur laquelle ces armatures sont réparties est égale à 60 cm donc les espacements entre elles sont :

$$S_t = \frac{h}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au cisaillement :(BAEL 91/99)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa}\right) = 2,5 \text{MPa} \text{ (la fissuration est préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d} \Rightarrow V_{u \max} = Q \times 1,5 = 1 \times 1,5 = 1,5 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.1.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère

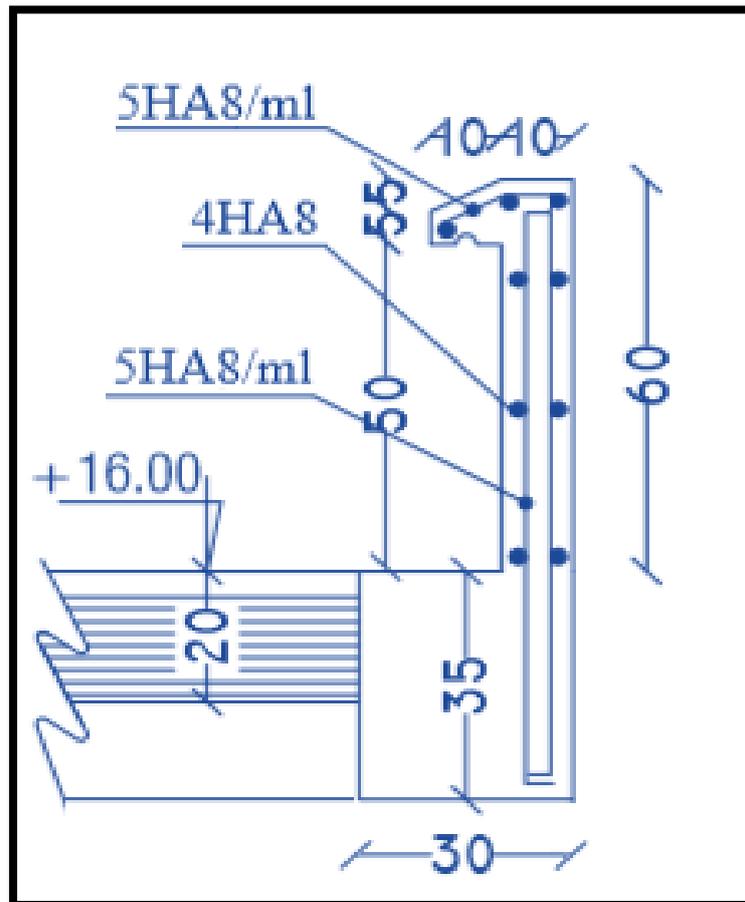


Figure III.5. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2. Etude des Balcons

Les balcons seront généralement réalisés en dalles pleines encastree dans des poutres horizontales.

Les balcons sont soumis aux charges et surcharges suivantes :

- Leurs poids propre (charge permanente) : $G = 5,35 \text{ KN/m}^2$.
- La surcharge d'exploitation sur le balcon : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

III .2.1. Combinaisons des charges

Tableau III.2. Les combinaisons des charges dans les balcons.

L'état limite	Les combinaisons	Résultats
ELU	$P_u = 1,35G + 1,5Q \text{ (KN/m}^2\text{)}$	12,47
ELS	$P_s = G + Q \text{ (KN/m}^2\text{)}$.	8,85

III.2.2. Dalle sur deux appuis

a). Type 1 :

Le calcul de ce type se fait selon la théorie des lignes de rupture

$$L_x = 1,50\text{m}$$

$$L_y = 2,05$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,73 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens } l_x \text{ et } l_y.$$

❖ L'ELU :

Du tableau N°1 (annexe 1) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($v = 0$; $\rho = 0,73$)

$$\mu_x = 0,0646$$

$$\mu_y = 0,479$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times P_u = 1,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 0,867 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en travée

$$M_x^t = 0,85 \times M_{0x} = 1,54 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_{0y} = 0,74 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en appuis

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \times M_{0x} = 0,54 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des armatures :

Il se calcule à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{ m}^2$.

Selon L_x :

➤ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,54 \times 10^3}{14,2 \times 1 \times 130^2} = 0,0064$$

$$\mu_{bu} < 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0064)}) = 0,008$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$\text{Donc : } Z = 129,6 \text{ mm} ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{Z \times \sigma_s} = \frac{1,54 \times 10^6}{129,6 \times 348} = 34,15 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_x^t = 0,34 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,54 \times 10^3}{14,2 \times 1 \times 130^2} = 0,0023$$

$$\mu_{bu} < 0,391 \implies A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0023)}) = 0,003$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$\text{Donc : } Z = 129,8 \text{ mm} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_x^a = \frac{M_u^t}{z \times \sigma_s} = \frac{0,54 \times 10^6}{129,8 \times 348} = 11,95 \text{ mm}^2 \implies A_x^a = 0,12 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des valeurs minimales :**

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$A_{x; \min} \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

$$\text{Avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \text{ pour FeE400}$$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0,73) \times 100 \times 15}{2}$$

$$A_x \geq 1,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_x^t < A_{\min}$$

$$A_x^a < A_{\min}$$

➤ **Ecartement S_t :**

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = S_t \leq \min(3 \times 15, 33 \text{ cm}) = S_t \leq \min(45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm.}$$

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.3. Ferrailage de la dalle sur deux appuis (L_x) « Type 1 ».

	M (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{x \min}$ (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)	S_t (cm)
En travée	1,54	0,34	1,36	4HA10 = 3,14cm ²	25
En appui	0,54	0,12	1,36	4HA8 = 2,01cm ²	25

Selon Ly :

➤ **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,74 \times 10^3}{14,2 \times 1 \times 130^2} = 0,0031$$

$$\mu_{bu} < 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0031)}) = 0,004$$

$$\text{Donc : } z = 129,8 \text{ mm} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_y^t = \frac{M_u^t}{z \times \sigma_s} = \frac{0,74 \times 10^6}{129,8 \times 348} = 16,38 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_y^t = 0,16 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des valeurs minimales :**

$$A_{y, \min} = 0,0008 \times b \times e = 1,20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_y^t < A_{\min}$$

➤ **Ecartement S_t :**

$$S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = S_t \leq \min(4 \times 15, 45\text{cm}) = S_t \leq \min(60\text{cm}, 45\text{cm})$$

$$S_t \leq 45\text{cm}.$$

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.4. Ferrailage de la dalle sur deux appuis (L_y) « Type 1 ».

	M (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{y \min}$ (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)	S_t (cm)
En travée	0,74	0,16	1,20	4HA10=3,14cm ²	25

❖ **Effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u + L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12,47 \times 2,05}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,73}{2}} = 9,36 \text{ KN}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{3} = 6,24 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 9,36 \Rightarrow \tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{9,36}{1 \times 130}$$

$$\tau_u = 0,072 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

❖ **A L'ELS** : $v = 0.2$ et $\rho = 0,73$

$$\mu_x = 0,0708$$

$$\mu_y = 0,620$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times P_s = 1,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 0,87 \text{ KN.}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_{0x} = 1,20 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_{0y} = 0,74 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en appuis :**

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \times M_{0x} = 0,42 \text{ KN.m}$$

Les balcons sont exposés aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable. On doit faire une vérification des contraintes dans les aciers et le béton en se basant sur les conditions suivantes :

- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
- La contrainte dans l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

❖ **Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$ est la contrainte admissible dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = K \times y \text{ avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + n[As(d-y)^2 + As'(y-d')^2]$$

y : est la position de l'axe neutre.

I : est le moment d'inertie.

• **Position de l'axe neutre « y » :**

$$y = \frac{n \cdot (As + As')}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{d \cdot b \cdot As + (d \cdot As')}{7,5 \cdot (As + As')^2}} - 1 \right] \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$$

n : est le coefficient d'équivalence Acier – Béton ($n = 15$).

As' : est la section des armatures comprimées ($As' = 0$)

☞ Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5. Les contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis « Type 1 ».

	Le sens	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travées	Selon x-x	1,20	3,14	3,06	5608,74	0,65	15	Vérifiée
	Selon y-y	0,74	3,14	3,06	5608,74	0,40	15	Vérifiée
Appuis	x-x = y-y	0,42	2,01	2,52	3844,81	0,27	15	Vérifiée

❖ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

- On doit vérifier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$\bar{\sigma}_s$ est la contrainte admissible dans l'acier.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5f_e ; 100\sqrt{\eta \times f_{t28}})\right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{226,6 ; \max(200 ; 201,6)\} = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{n \times M_{ser}}{I} (d - y)$$

Tableau III.6. Les contraintes dans l'acier de la dalle sur deux appuis « Type 1 ».

	Le sens	Mser (KN.m)	d (cm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travées	Selon x-x	1,20	13	3,06	5608,74	31,90	201,6	Vérifiée
	Selon y-y	0,74	13	3,06	5608,74	19,67	201,6	Vérifiée
Appuis	x-x = y-y	0,42	13	2,52	3844,81	17,18	201,6	Vérifiée

❖ **Etat limite de déformation :**

Selon x :

$$1. \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L_x} = \frac{0,15}{1,50} = 0,10 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$2. \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_{tx}}{M_{0x}} \Rightarrow 0,1 \geq \frac{1}{20} \times \frac{1,20}{1,41} = 0,043$$

$$3. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon x.

Selon y :

1. $\frac{h}{L_y} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L_y} = \frac{0,15}{2,05} = 0,073 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$
2. $\frac{h}{L_y} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_{t,x}}{M_{0x}} \Rightarrow 0,073 \geq \frac{1}{20} \times \frac{0,74}{0,87} = 0,043$
3. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon y.

III.2.3. Schéma de ferrailage du balcon deux appuis « Type 1 »

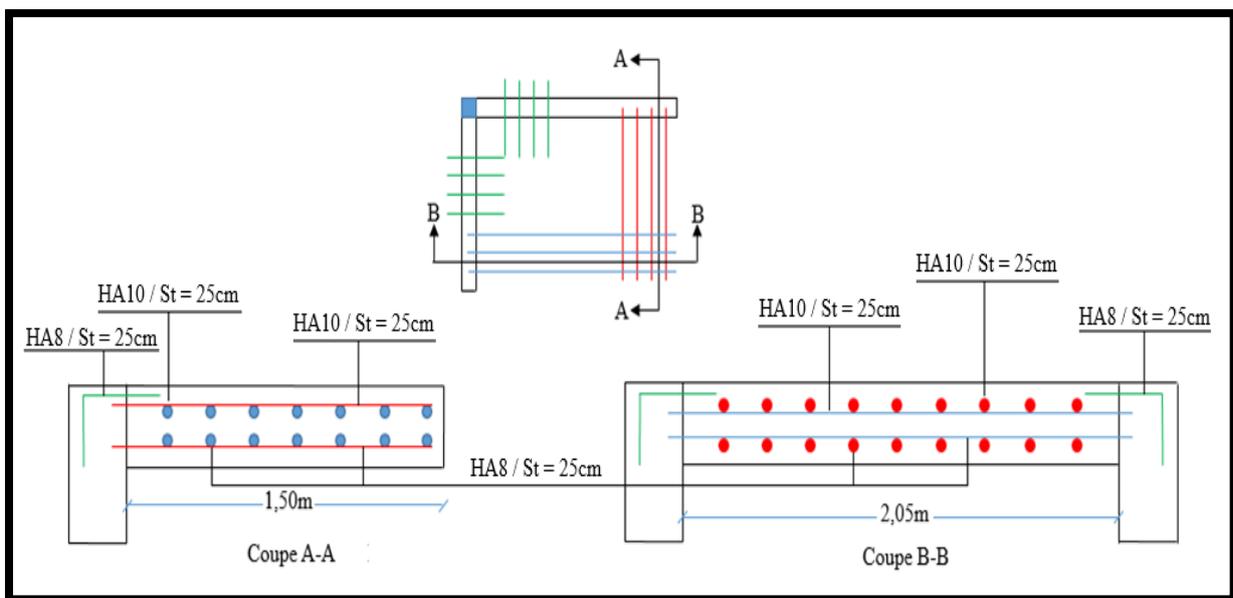


Figure III.6. Schéma de ferrailage du balcon deux appuis « Type 1 ».

b). Type 2 :

Le calcul de ce type se fait selon la théorie des lignes de rupture

$$L_x = 1,25 \text{ m}$$

$$L_y = 1,80 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,69 > 0,4$$

La dalle travaille selon les deux sens l_x et l_y .

❖ L'ELU :

Du tableau N°1 (annexe 1) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($v = 0$; $\rho = 0,69$)

$$\mu_x = 0,0695$$

$$\mu_y = 0,422$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times P_u = 1,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 0,57 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en travée :

$$M_x^t = 0,85 \times M_{0x} = 1,15 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_{0y} = 0,49 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \times M_{0x} = 0,41 \text{ KN.m}$$

Tableau III.7. Sollicitation de la dalle sur deux appuis « Type 2 ».

	Q(KN)	μ_x	μ_y	Les moments (KN.m)				
				M_{0x}	M_{0y}	M_x^t	M_y^t	M_x^a
ELU	12,47	0,0695	0,422	1,35	0,57	1,15	0,49	0,41
ELS	8,85	0,0754	0,574	1,04	0,60	0,88	0,51	0,31

Tableau III.8. Ferrailage de la dalle sur deux appuis « Type 2 ».

Localisation	Le sens	M (KN.m)	$A_{calculée}$	A_{min}	A_{adp}	S_t
Travées	Selon x-x	1,15	0,26	1,39	4HA10 = 3,14cm ²	25
	Selon y-y	0,49	0,11	1,20	4HA10 = 3,14cm ²	25
Appuis	x-x = y-y	0,41	0,09	1,39	4HA8 = 2,01cm ²	25

❖ Effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u + L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12,47 \times 1,80}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,69}{2}} = 8,34 \text{ KN}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{3} = 5,20 \text{ KN}$$

$$V_{max} = 8,34 \implies \tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{8,34}{1 \times 130}$$

$$\tau_u = 0,064 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \implies \text{CV}$$

❖ **Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

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

☞ Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.9. Les contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis « Type 2 ».

	Le sens	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travées	Selon x-x	0,88	3,14	3,06	5608,74	0,48	15	Vérifiée
	Selon y-y	0,51	3,14	3,06	5608,74	0,28	15	Vérifiée
Appuis	x-x = y-y	0,31	2,01	2,52	3844,81	0,20	15	Vérifiée

❖ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

- On doit vérifier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Tableau III.10. Les contraintes dans l'acier de la dalle sur deux appuis « Type 2 ».

	Le sens	Mser (KN.m)	d (cm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travées	Selon x-x	0,88	13	3,06	5608,74	23,39	201,6	Vérifiée
	Selon y-y	0,51	13	3,06	5608,74	13,56	201,6	Vérifiée
Appuis	x-x = y-y	0,31	13	2,52	3844,81	12,68	201,6	Vérifiée

❖ **Etat limite de déformation :**

Selon x :

- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L_x} = \frac{0,15}{1,25} = 0,12 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$
- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_{tx}}{M_{0x}} \Rightarrow 0,12 \geq \frac{1}{20} \times \frac{0,88}{1,04} = 0,042$
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon x.

Selon y :

1. $\frac{h}{L_y} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L_y} = \frac{0,15}{1,80} = 0,083 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$
2. $\frac{h}{L_y} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_{t,x}}{M_{0x}} \Rightarrow 0,083 \geq \frac{1}{20} \times \frac{0,51}{0,60} = 0,043$
3. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon y.

III.2.4. Schéma de ferrailage du balcon deux appuis « Type 2 »

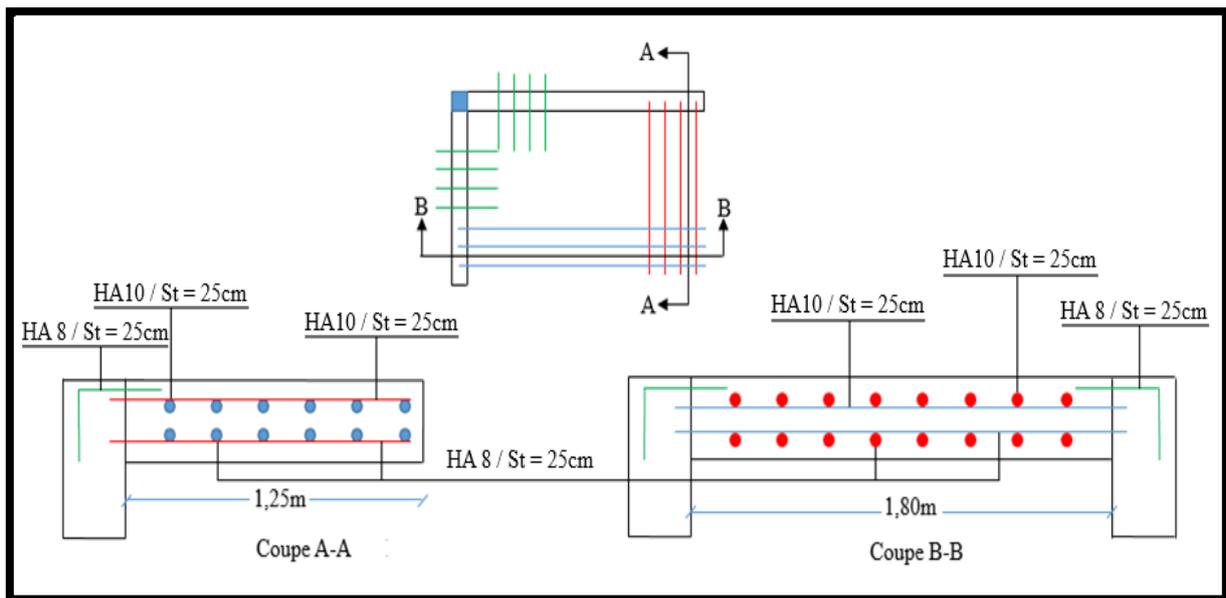


Figure III.7. Schéma de ferrailage du balcon deux appuis « Type 2 ».

III.2.5. Dalle sur trois appuis

Le calcul de ce type se fait selon la théorie des lignes de rupture

$$L_x = 1,50 \text{ m}$$

$$L_y = 1,80 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,83 > 0,4$$

La dalle travaille selon les deux sens l_x et l_y .

❖ L'ELU :

Du tableau N°1 (annexe 1) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($v = 0$; $\rho = 0,83$)

$$\mu_x = 0,0531$$

$$\mu_y = 0,649$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times P_u = 1,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 0,97 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en travée

$$M_x^t = 0,85 \times M_{0x} = 1,27 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_{0y} = 0,83 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en appuis

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \times M_{0x} = 0,45 \text{ KN.m}$$

Tableau III.11. Sollicitation de la dalle sur trois appuis.

	Q(KN)	μ_x	μ_y	Les moments (KN.m)				
				M_{0x}	M_{0y}	M_x^t	M_y^t	M_x^a
ELU	12,47	0,0531	0,649	1,49	0,97	1,27	0,83	0,45
ELS	8,85	0,0600	0,750	1,20	0,90	1,02	0,77	0,36

Tableau III.12. Ferrailage de la dalle sur trois appuis

Localisation	Le sens	M (KN.m)	$A_{calculée}$	A_{min}	A_{adp}	S_t
Travées	Selon x-x	1,27	0,28	1,30	4HA10 = 3,14cm ²	25
	Selon y-y	0,83	0,18	1,20	4HA10 = 3,14cm ²	25
Appuis	x-x = y-y	0,45	0,10	1,30	4HA8 = 2,01cm ²	25

❖ Effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u + L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{12,47 \times 1,80}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,83}{2}} = 7,93 \text{ KN}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{3} = 6,24 \text{ KN}$$

$$V_{max} = 7,93 \Rightarrow \tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{7,93}{1 \times 130}$$

$$\tau_u = 0,061 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

❖ **Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

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

☞ Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.13. Les contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis.

	Le sens	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travées	Selon x-x	1,02	3,14	3,06	5608,74	0,56	15	Vérifiée
	Selon y-y	0,77	3,14	3,06	5608,74	0,42	15	Vérifiée
Appuis	x-x = y-y	0,36	2,01	2,52	3844,81	0,24	15	Vérifiée

❖ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

- On doit vérifier : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

Tableau III.14. Les contraintes dans l'acier de la dalle sur trois appuis.

	Le sens	Mser (KN.m)	d (cm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travées	Selon x-x	1,02	13	3,06	5608,74	27,12	201,6	Vérifiée
	Selon y-y	0,77	13	3,06	5608,74	20,47	201,6	Vérifiée
Appuis	x-x = y-y	0,36	13	2,52	3844,81	14,73	201,6	Vérifiée

❖ **Etat limite de déformation :**

Selon x :

$$1. \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L_x} = \frac{0,15}{1,50} = 0,10 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$2. \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_{t,x}}{M_{0x}} \Rightarrow 0,1 \geq \frac{1}{20} \times \frac{1,02}{1,20} = 0,043$$

$$3. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon x.

Selon y :

$$1. \frac{h}{L_y} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L_y} = \frac{0,15}{1,80} = 0,083 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$2. \frac{h}{L_y} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t,x}}{M_{0x}} \Rightarrow 0,083 \geq \frac{1}{10} \times \frac{0,77}{0,90} = 0,043$$

$$3. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon y.

III.2.6. Schéma de ferrailage du balcon trois appuis

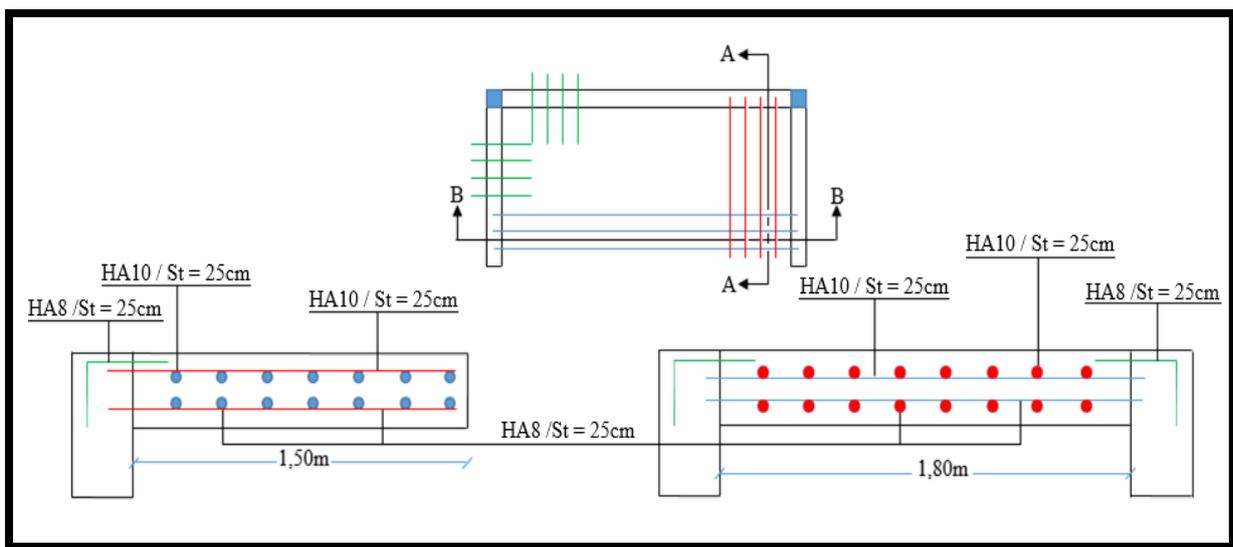


Figure III.8. Schéma de ferrailage du balcon trois appuis.

III.3. Etude des escaliers

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier les différents niveaux d'une construction.

L'escalier de notre structure est un escalier à deux volées de type droit coulé en place pour faciliter l'exécution.

III.3.1. Hypothèses de calcul

- Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.
- Comme cet élément secondaire se situe à l'intérieur du bâtiment, la fissuration considérée dans le calcul est peu nuisible.
- La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

III.3.2. Détermination des charges et surcharges de calcul

Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

Tableau III.15. Les charges au niveau des escaliers.

Paillasse (KN/m ²)	Palier (KN/m ²)	Charge d'exploitation
8,81	5,85	3,5

III.3.3. Combinaisons des charges

Tableau III.16. Les combinaisons des charges au niveau des escaliers.

L'état limite	Les combinaisons	Palier	Paillasse
ELU	$Q_u = 1,35G + 1,5Q$	11,65	15,64
ELS	$Q_s = G + Q$	8,35	11,31

III.3.4. Calcul des sollicitations

➤ ELU :

- Schéma statique :

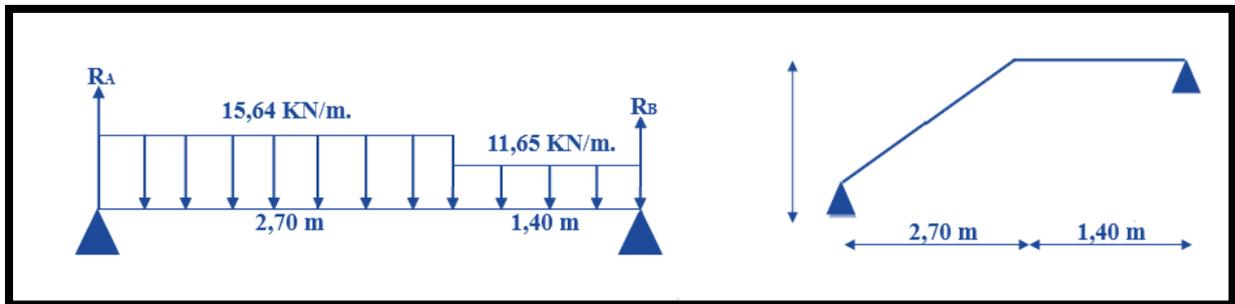
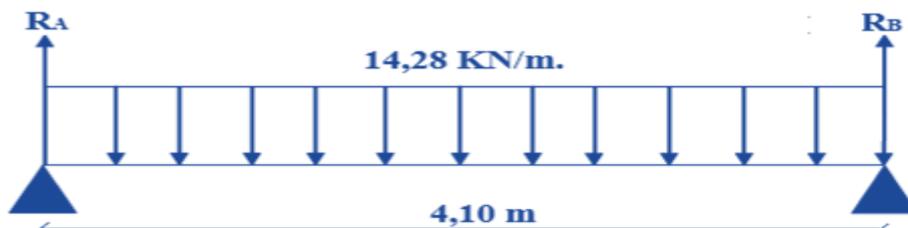


Figure III.9. Schéma statique des escaliers à l'ELU.

$$Q_{e(u)} = \frac{\sum_{i=1}^n q_i \times l_i}{\sum_{i=1}^n l_i} = \frac{15,64 \times 2,70 + 11,65 \times 1,40}{2,70 + 1,40} = 14,28 \text{ KN/m.}$$



On calcul l'escalier comme une poutre isostatique. Pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux. On trouve :

$$R_A = R_B = \frac{Q \times L}{2} = \frac{14,28 \times 4,10}{2} = 29,27 \text{ KN}$$

- Calcul moment fléchissant à l'ELU :

$$M_{0(U)} = \frac{Q \times L^2}{8} = \frac{14,28 \times 4,10^2}{8} = 30,01 \text{ KN.m}$$

➤ ELS :

- Schéma statique :

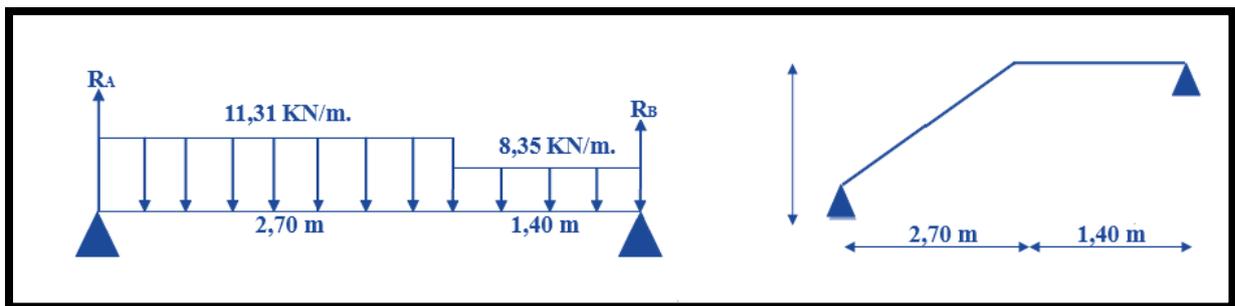
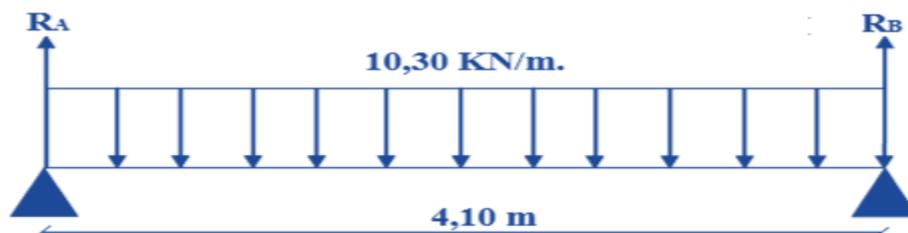


Figure III.10. Schéma statique des escaliers à l'ELS.

$$Q_{e(s)} = \frac{\sum_{i=1}^n q_i \times l_i}{\sum_{i=1}^n l_i} = \frac{11,31 \times 2,70 + 8,35 \times 1,40}{2,70 + 1,40} = 10,30 \text{ KN/m.}$$



On calcul l'escalier comme une poutre isostatique. Pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux. On trouve :

$$R_A = R_B = \frac{Q \times L}{2} = \frac{10,30 \times 4,10}{2} = 21,12 \text{ KN}$$

- Calcul moment fléchissant à l'ELU :

$$M_{0(S)} = \frac{Q \times L^2}{8} = \frac{10,30 \times 4,10^2}{8} = 21,64 \text{ KN.m}$$

III.3.5. Diagrammes des moments et des efforts tranchants des escaliers

➤ ELU :

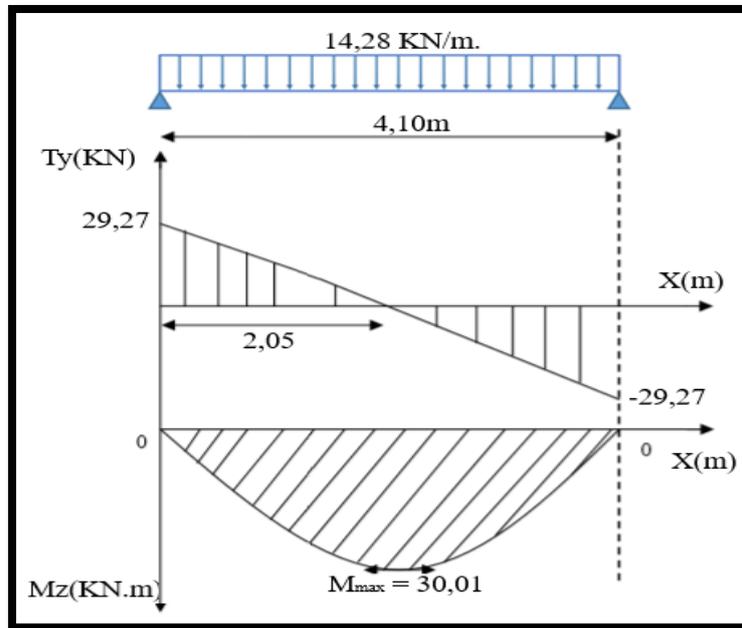


Figure III.11. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

➤ ELS :

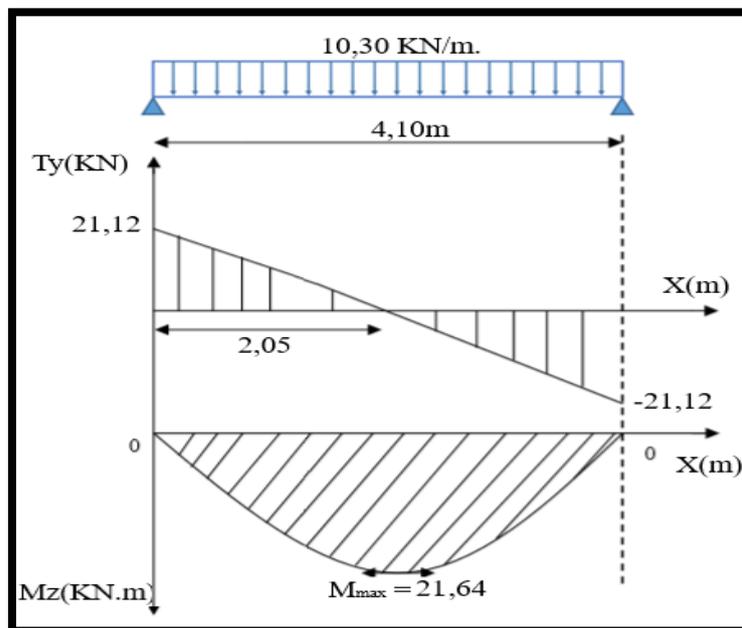


Figure III.12. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité, on calcule les moments majorés :

- Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M(x)_{\max}$
- En travée : $M_t = 0,85 \times M(x)_{\max}$

Tableau III.17. Les moments et les efforts tranchants maximaux dans les escaliers.

Etats limites	ELU	ELS
L'effort tranchant maximal (KN)	29,27	21,12
Le moment maximal sur appui (KN.m)	9,00	6,49
Le moment maximal sur travée (KN.m)	25,51	18,39

III.3.6. Ferrailage des escaliers

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

Avec :

$$b = 100\text{cm} ; h = 17\text{cm} ; d = 0,9h = 0,9 \times 17 = 15,3\text{cm}$$

$$\text{Acier FeE400} ; f_e = 348\text{MPa} ; f_{c28} = 25\text{MPa.}$$

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_{bu} = 14,2\text{MPa}$$

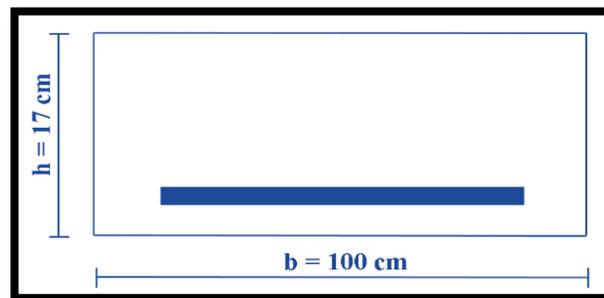


Figure III.13. Section de calcul des escaliers.

❖ Calcul des sections des armatures

➤ Aux appuis : $M_a = 9,00 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9,0 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times 153^2} = 0,027$$

$$\mu_{bu} = 0,032 \leq \mu_l = 0,391.$$

⇒ $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire la section est simplement armée).

➤ **Calcul de la section des armatures longitudinales :**

$$A_u^a = \frac{M_a}{z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,027)}) = 0,034$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$\text{Donc : } Z = 150,92 \text{ mm} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u^a = \frac{9,00 \times 10^6}{150,92 \times 348} = 171,36 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_u^a = 1,71 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1 ; BAEL91/99)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 15,3 \times \frac{2,1}{400} = 1,85 \text{ cm}^2$$

$$A_u^a < A_{\min}$$

$$\text{On prend : } A_s = 5 \text{ HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la disposition des armatures longitudinales :**

$$S_t \leq S_{t\max} = \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 17 ; 33\text{cm}) = S_t \leq \min(51\text{cm} ; 33\text{cm}).$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{La disposition des armatures longitudinales est vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Sachant que : la hauteur sur laquelle ces armatures sont réparties est égale à 1m donc l'espacement entre elle est :

$$S_t = \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la disposition des armatures de répartition :**

$$S_t \leq S_{t\max} = \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(4 \times 17 ; 45\text{cm}) = S_t \leq \min(68\text{cm} ; 45\text{cm}).$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{La disposition des armatures de répartition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3) BAEL91/99**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_1}$$

τ_{se} : la contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_s$: la contrainte d'adhérence.

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1,5$ acier fe 400 haute adhérence).

$$\sum u_1 = n \times \pi \times \emptyset$$

n : Nombre de barres.

\emptyset : Le diamètre des barres ($\emptyset = 10\text{mm}$)

$$\sum u_1 = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,27 \times 10^3}{0,9 \times 153 \times 157} = 1,35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,35 \leq \bar{\tau}_s = 3,15 \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **En travée : $M_t = 25,51 \text{ KN.m}$**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{25,51 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times 153^2} = 0,077$$

$$\mu_{bu} = 0,077 \leq \mu_l = 0,391.$$

⇒ $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

➤ **Calcul de la section des armatures longitudinales :**

$$A_u^t = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,077)}) = 0,10$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\text{Donc : } Z = 146,88 \text{ mm} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u^t = \frac{25,51 \times 10^6}{146,88 \times 348} = 499,0 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_u^t = 4,99 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1 ; BAEL91/99)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ et } f_e = 400\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 15,3 \times \frac{2,1}{400} = 1,85 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min}$$

$$\text{On prend : } A_s = 5 \text{ HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la disposition des armatures longitudinales :**

$$S_t \leq S_{t\max} = \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 17 ; 33\text{cm}) = S_t \leq \min(51\text{cm} ; 33\text{cm}).$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{La disposition des armatures longitudinales est vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_r = 5 \text{ HA } 8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Sachant que : la hauteur sur laquelle ces armatures sont réparties est égale à 1m donc l'espacement entre elle est :

$$S_t = h / 5 = 100 / 5 = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification de la disposition des armatures de répartition :**

$$S_t \leq S_{t\max} = \min(4h ; 45\text{cm}) = \min(4 \times 17 ; 45\text{cm}) = S_t \leq \min(68\text{cm} ; 45\text{cm}).$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{La disposition des armatures de répartition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement (BAEL 91/99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa (la fissuration est peu préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{29,27 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0,19 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3) BAEL91/99 :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_l}$$

$$\sum u_l = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,27 \times 10^3}{0,9 \times 153 \times 188,4} = 1,13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,13 \leq \bar{\tau}_s = 3,15 \Rightarrow \text{C.V}$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Les contraintes dans le béton de l'escalier.

Localisation	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	18,39	5,65	4,32	12904,88	6,16	15	Vérifiée
Appui	6,49	3,93	3,70	9620,75	2,050	15	Vérifiée

➤ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

La fissuration est peu nuisible. Dans ce cas la limite sur la contrainte d'acier n'existe pas.

Donc : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

❖ **Conclusion de ferrailage :**

- La section des armatures ainsi que le nombre des barres sont convenables.

➤ **Vérification de la flèche (état limite de déformation) :**

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0,17}{4,1} = 0,0415 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{C. N. V}$$

$$2. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{L,ser}}{M_0} \Rightarrow 0,0629 \leq \frac{1}{10} \times \frac{18,39}{21,12} = 0,087 \Rightarrow \text{C. N. V}$$

$$3. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 15,3} = 0,0037 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{C. V}$$

La 1^{er} et 2^{ème} condition ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

➤ **Calcul de la flèche : (règlement CBA93)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = L / 500$$

$$\bar{f} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm.}$$

La flèche instantanée f_i : (sous charge de courte durée d'application).

$$f_i = \frac{M_{ser,max} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

La flèche instantanée f_v : (sous charge de longue durée d'application).

$$f_v = \frac{M_{ser,max} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

E_i : module de déformation instantanée du béton.

E_v : module de déformation différée du béton.

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

I_{fi} : moment d'inertie fictif instantané.

I_{fv} : moment d'inertie fictif instantané

✓ **Le moment d'inertie fictif :**

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u} ; \lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times u} ; \lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

Avec :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d}$$

$$u = \max\left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0\right)$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} \text{ et } Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s \times d}{bh + 15A_s} = 8,82 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

✓ Les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Tableau III.19. Vérification de la flèche dans les escaliers.

I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	σ _s MPa	u	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (cm)	f _v (cm)
44860,51	0.0037	5,68	2,27	263,34	0.61	11052,35	18811,80	0.87	1,52

$$\Delta F = f_v - f_i = 1,52 - 0,87 = 0,65 < \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,82 \text{ cm}$$

$$\Delta F = 0,65 < \bar{f} = 0,82 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

III.3.7. Schémas de ferrailage des escaliers

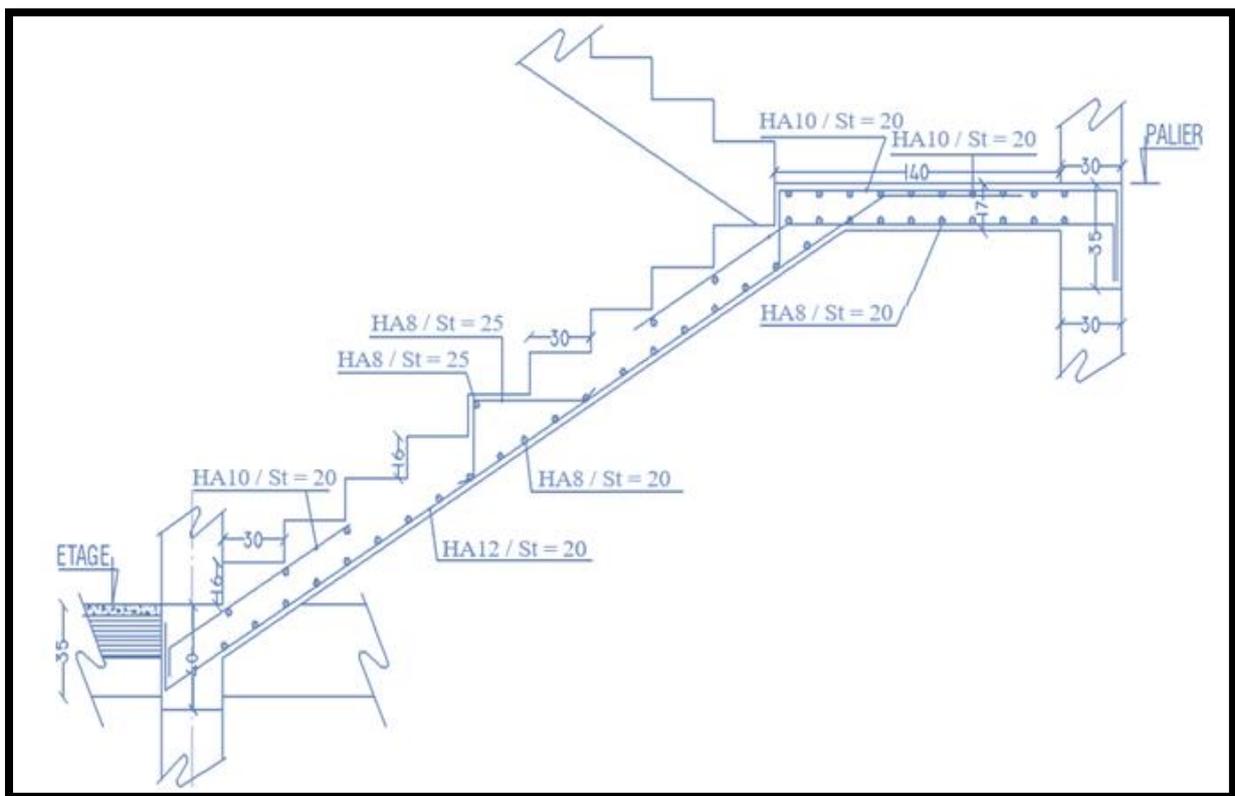


Figure III.14. Schéma de ferrailage des escaliers étages courants.

III.4. Etude de la poutre palière

C'est une poutre de section rectangulaire, elle est semi encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux, et c'est elle qui supporte le chargement uniforme du aux poids des volées. Et elle est aussi sollicitée par un couple de torsion.

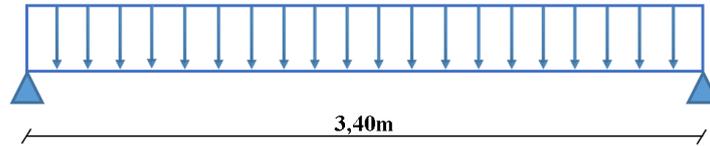


Figure III.15. Schéma statique de la poutre palière.

III.4.1. Prédimensionnement de la poutre palière

Selon le BAEL 91, les dimensions de la poutre sont : $L = 3,40 \text{ m}$.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 22,7\text{cm} \leq h \leq 34\text{cm} \Rightarrow h = 35\text{cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 10,5\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

Le RPA99 préconise :

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{CV}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \Rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \Rightarrow \text{CV}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

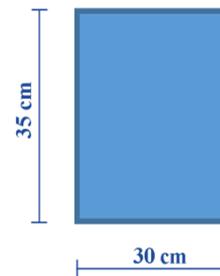


Figure III.16. Section de la poutre Palière.

III.4.2. Evaluation des charges de la poutre palière

La poutre palière est soumise à :

Charge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

1. Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,62 \text{ KN/m}$

2. Poids de la maçonnerie : $G_{\text{mac}} = 3,10 \times [(3,20 - 0,35) \times 0,5] = 4,43 \text{ KN/m}$.

3. Réaction d'appui provenant de l'escalier :

ELU : $R_B = 29,27 \text{ KN}$

ELS : $R_B = 21,12\text{KN}$

III.4.3. Combinaison de charges

➤ **ELU :**

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

$$q_u = 1,35(G_p + G_{maç}) + R_B = 1,35(2,62 + 4,43) + 29,27 = 38,79 \text{ KN/m}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = (G_p + G_{maç}) + R_B = (2,62 + 4,43) + 21,12 = 28,17 \text{ KN/m}$$

III.4.4. Calcul des sollicitations

❖ **ELU :**

➤ **Moment isostatique :**

$$M_{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{38,79 \times 3,40^2}{8} = 56,05 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{38,79 \times 3,40}{2} = 65,94 \text{ KN}$$

❖ **ELS :**

➤ **Moment isostatique :**

$$M_{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{28,17 \times 3,40^2}{8} = 40,71 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{28,17 \times 3,40}{2} = 47,89 \text{ KN}$$

III.4.5. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

❖ ELU :

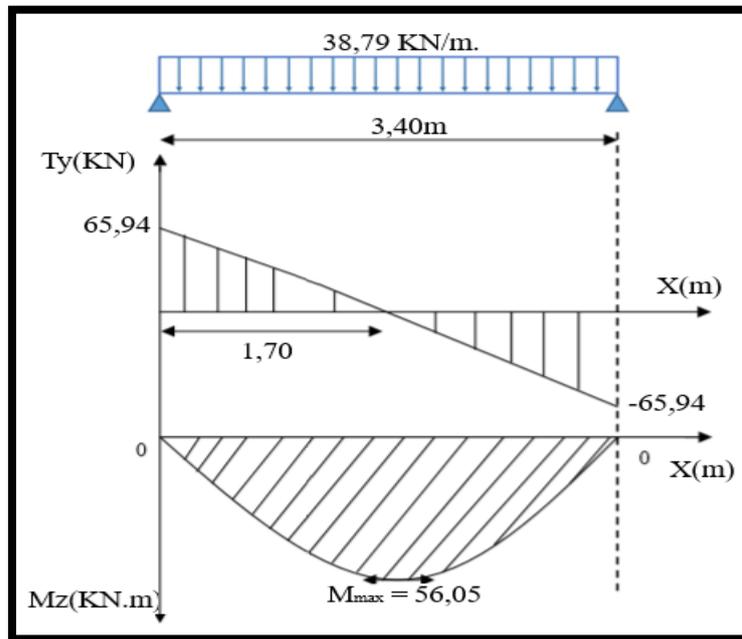


Figure III.17. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

❖ ELS :

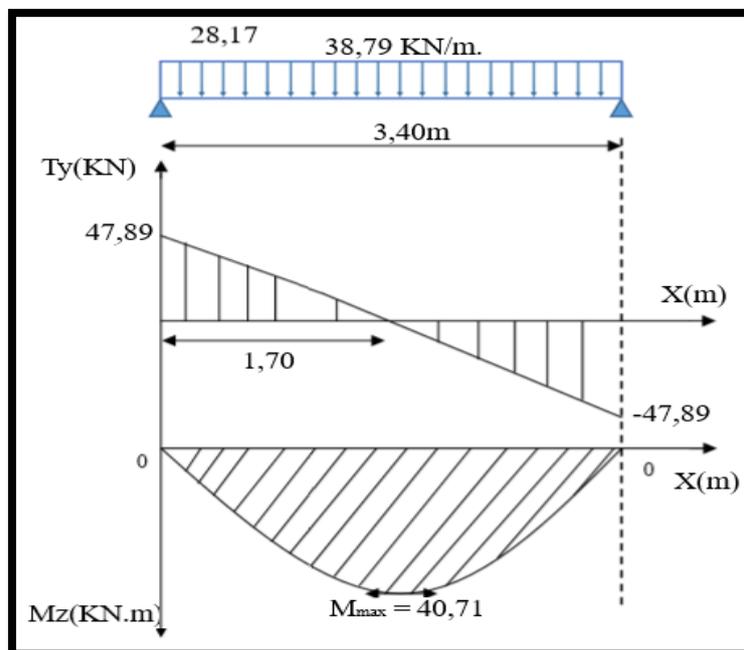


Figure III.18. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité, on calcule les moments majorés :

- Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M(x)_{\max}$
- En travée : $M_t = 0,85 \times M(x)_{\max}$

Tableau III.20. Les sollicitations maximales dans la poutre palière.

Etats limites	ELU	ELS
L'effort tranchant maximal (KN)	65,94	47,89
Le moment maximal sur appui (KN.m)	16,82	12,21
Le moment maximal sur travée (KN.m)	47,64	34,60

III.4.6. Ferrailage de la poutre palière

$$b = 30\text{cm} ; h = 35\text{cm} ; d = h - c = 35 - 2 = 33\text{cm}$$

$$\text{Acier FeE400} ; f_e = 348\text{MPa} ; f_{c28} = 25\text{MPa}.$$

$$f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_{bu} = 14,2\text{MPa}$$

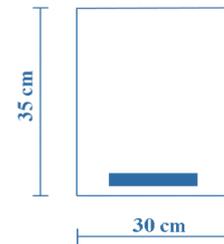


Figure III.19. Section de la poutre Palière.

❖ Les armatures longitudinales

- Aux appuis : $M_a = 16,82 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{16,82 \times 10^6}{14,2 \times 300 \times 330^2} = 0,036$$

$$\mu_{bu} = 0,036 \leq \mu_l = 0,391.$$

⇒ $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

- Calcul de la section des armatures longitudinales :

$$A_u^a = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,036)}) = 0,046$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$\text{Donc : } Z = 323,93 \text{ mm} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u^a = \frac{16,82 \times 10^6}{323,93 \times 348} = 149,21 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_u^a = 1,49 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1 ; BAEL91/99)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa ; } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_u^a > A_{\min}$$

$$\text{On prend : } A_s = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3) BAEL91/99**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} \text{ Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_l}$$

$$\sum u_l = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{65.94 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 1.96 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.96 \leq \bar{\tau}_s = 3.15 \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **En travée : $M_t = 47.64 \text{ KN.m}$**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{47.64 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 330^2} = 0.10$$

$$\mu_{bu} = 0.10 \leq \mu_l = 0.391.$$

⇒ $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

➤ **Calcul de la section des armatures longitudinales :**

$$A_u^t = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(-\sqrt{1 - (2 \times 0.10)}) = 0.13$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \alpha)$$

$$\text{Donc : } z = 312.84 \text{ mm ; } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u^t = \frac{47.64 \times 10^6}{312.84 \times 348} = 437.23 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_u^t = 4.37 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1 ; BAEL91/99)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa ; } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_u^t > A_{\min}$$

$$\text{On prend : } A_s = 3 \text{ HA } 14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3) BAEL91/99**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_l}$$

$$\sum u_l = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{65.94 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 131.88} = 1.86 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.86 \leq \bar{\tau}_s = 3.15 \Rightarrow \text{C.V}$$

- Le RPA99 exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$4.62 + 3.39 = 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$8.01 \text{ cm}^2 < 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

➤ **Vérification au cisaillement :(BAEL 91/99)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (la fissuration est peu préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d} = \frac{65.94 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Les armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \{14 ; 10 ; 30\} \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- **Espacement des barres** : D'après **RPA99 Art7.5.2.2** on obtient :
 - ✓ **En zone nodale** : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_L \right)$ on prend : $S_t = 8 \text{ cm}$
 - ✓ **En zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$ on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.21. Les contraintes dans le béton de la poutre palière.

Localisation	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	34,60	4,62	10,25	46635,99	3,43	15	Vérifiée
Appui	12,21	3,39	9,02	36579,51	3,01	15	Vérifiée

➤ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

La fissuration est peu nuisible. Dans ce cas la limite sur la contrainte d'acier n'existe pas.

Donc : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

➤ **Vérification de la flèche (état limite de déformation) :**

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.35}{3.4} = 0.103 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{C. V}$$

$$2. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t,ser}}{M_0} \Rightarrow 0.103 \geq \frac{1}{10} \times \frac{34,60}{40,71} = 0.085 \Rightarrow \text{C. V}$$

$$3. \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 33} = 0.0046 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{C. V}$$

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

➤ **La contrainte tangentielle due à la torsion :**

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément reparti sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier.

- D'après le [CBA], la contrainte de torsion τ_{ut} est comme pour les sections creuses :

$$\tau_{ut} = M_{tor} / 2 \times \Omega \times e$$

Avec :

Mu : Moment de torsion.

e : épaisseur réelle de la paroi.

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur des parois.

$$e = h/6 = 5,83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e)(h - e) = 705,04 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{tor}} = 0,2M_0 = 0,2 \times 56,05 = 11,21 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{11,21 \times 10^3}{2 \times 705,86 \times 5,83} = 1,36 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{flexion}} = T_u/b.d = \frac{65,94 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,66 \text{ MPa}$$

- **La fissuration est peu préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Pour les sections creuses, on doit aussi vérifier :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{\text{torsion}}^2 + \tau_{\text{flexion}}^2} ; \text{ contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.}$$

$$\tau_u = \sqrt{1,36^2 + 0,66^2} = 1,51 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

- **Armatures :**

Les armatures sont justifiées par l'application de la règle de coutures aux sections droites et aux sections radiales passant par l'axe longitudinal de la pièce. Elles sont disposées le plus près possible des parois.

❖ Longitudinales :

D'après le [CBA] les armatures longitudinales sont données par la formule suivante :

$$\sum A_l = \frac{M_{\text{tor}} \times U \times \gamma_s}{f_e \times 2 \times \Omega}$$

Avec :

$\sum A_l$: La somme des sections des aciers longitudinaux

U : Le périmètre du contour d'aire Ω

$$U = 2 \cdot \left(b - \frac{a}{6} \right) \times 2 = 96,67 \text{ cm.}$$

$$\sum A_l = 2,21 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{l \min} \geq 0,4 \times b \times \frac{U}{f_e}$$

$$A_l = 2,90 \text{ cm}^2$$

Donc $A_l = 2,90 \text{ cm}^2$, on adopte **2HA14** soit $A = 3,08 \text{ cm}^2$

Les armatures doivent être régulièrement réparties sur le périmètre ou bien concentrées aux angles. Dans notre cas puisque les angles sont déjà encombrés par les barres de flexion, celles de la torsion seront placées aux milieux des grands cotes.

❖ **Transversales :**

Pour l'espacement on prend le même que celui de la flexion simple

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales est donnée par la formule :

$$A_t = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t \times \gamma_s}{f_e \times 2 \times \Omega}$$

$$A_t = 0,32 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{l \min} \geq 0,4 \times b \times \frac{S_t}{f_e} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 1 cadre T8.

III.4.7. Schéma de ferrailage de la poutre palière

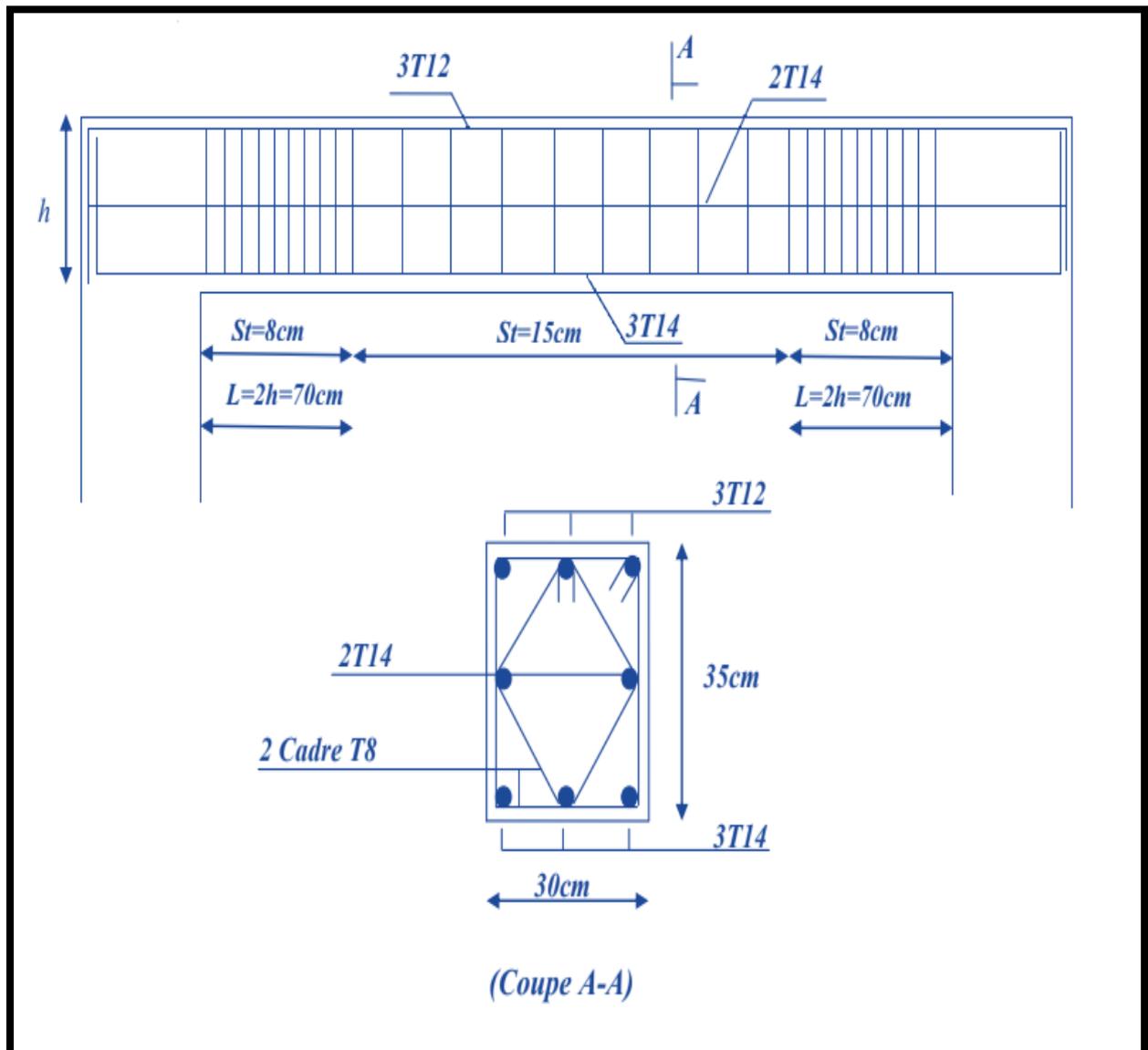


Figure III.20. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5. Etude du plancher

Les planchers sont des éléments secondaires horizontaux destinés à supporter les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux (16+ 4) associés à des poutrelles préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de 4cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- ✓ Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance ; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- ✓ Remplissage en corps creux sont utilisés comme coffrage perdu, sa hauteur est de 16 cm.
- ✓ Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

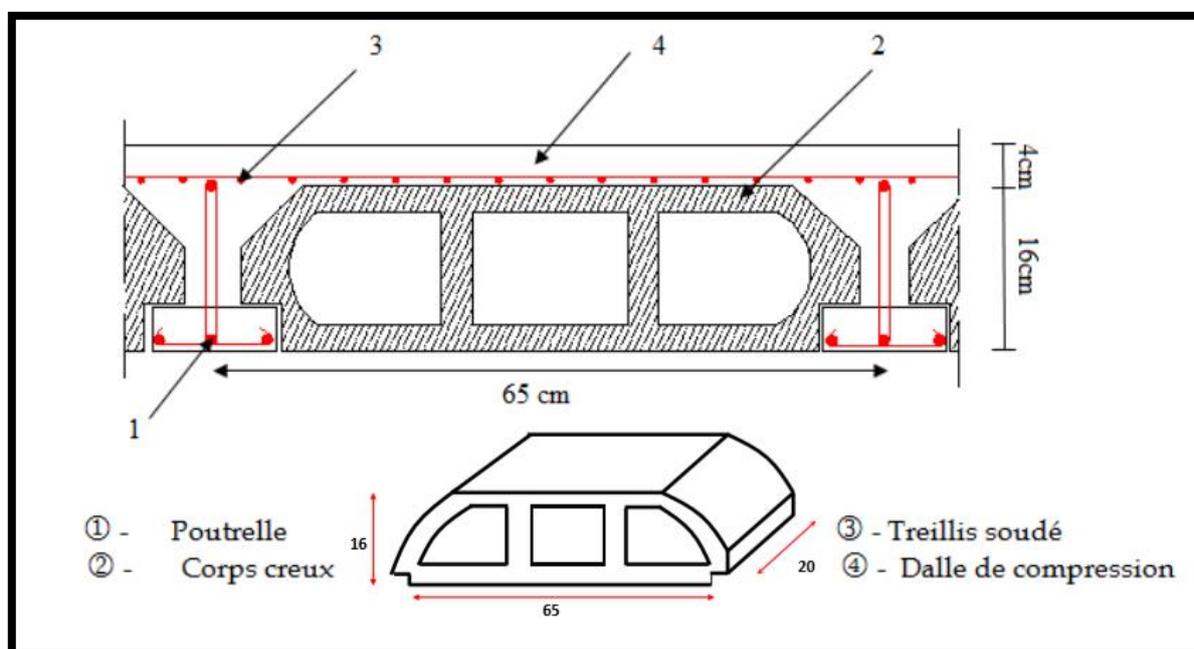


Figure III.21. Plancher à corps creux.

III.5.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au Cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot :

❖ **Charge, surcharge et les combinaisons des charges :**

✓ ELU : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$

✓ ELS : $q_s = (G + Q) \times b$

Tableau III.22. Evaluation des charges dans les différents planchers.

	A L'ELU				A L'ELS			
	G	Q	q_u (KN/m ²)	$b \times q_u$ (KN/m)	G	Q	q_s (KN/m ²)	$b \times q_s$ (KN/m)
Terrasse non accessible	6,29	1	10	6,50	6,29	1	7,29	4,74
Plancher Ec (chambre)	5,50	1,5	9,68	6,29	5,50	1,5	7	4,55
Plancher Ec (hall)	5,50	2,5	11,18	7,26	5,50	2,5	8	5,20

III.5.2. Choix de la méthode de calcul

Pour la détermination des moments en travées, les moments aux appuis et les efforts tranchant le BAEL91/99 propose trois méthodes de calcul :

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

➤ **Méthode forfaitaire :**

• **Principe de la méthode forfaitaire :**

Elle consiste à évaluer les moments maximaux sur les appuis M_a et en travées M_t , fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

Selon l'article **B 6.2, 210 de C.B.A 93**, cette méthode est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q (2.G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25$$

- 4) La fissuration est peu nuisible.

• **Vérification des conditions :**

1^{er} condition : $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$ Satisfaite.

2^{ème} condition : I est constant Satisfaite.

3^{ème} condition : $\left\{ \begin{array}{l} 0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \Rightarrow 0,85 \leq \frac{3,40}{2,10} = 1,62 \geq 1,25 \\ 0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \Rightarrow 0,85 \leq \frac{4,00}{2,10} = 1,91 \geq 1,25 \end{array} \right.$ Non satisfaite.

4^{ème} condition : fissuration peu nuisible..... Satisfaite.

Cette méthode n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée.

Donc on utilise la méthode de Caquot exposée ci-dessous :

➤ **Méthode de Caquot :**

La méthode de Caquot est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées mais elle peut s'appliquer aussi si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

• **Principe de calcul par la méthode de Caquot :**

Soit l'appui numéro « i » d'une poutre continue ; entouré par les deux travées ouest (w) et est (e) de longueurs respectives L_w et L_e . Les travées peuvent supporter respectivement :

- Une charge uniformément répartie d'intensité q_g et q_d .
- Des charges concentrées (P_g , P_d) appliquées à des distances a_g et a_d de l'appui (ces distances sont calculées à partir de l'appui soit vers la gauche dans la travée g soit vers la droite de la travée d).
- La longueur réduite de chaque travée L' :
 - $L' = L$ pour une travée de rive.
 - $L' = 0,8.L$ pour une travée intermédiaire.
- Les moments d'inerties des sections en T sont : I_g et I_d .
- Les rigidités linaires sont : K_g , K_d .
- Les moments fictifs sont : M'_g , M'_d .
- Le moment en travée est M_t .

- Règle des moments :
- Les moments aux appuis :

$$M_a = -\frac{q_g \cdot L_g^3 + q_d \cdot L_d^3}{8,5 \cdot (L_g' + L_d')}$$

M_a : moment aux appuis dû aux charges réparties sur les deux travées.

- Les moments en travées :

$$M_t = M_g - V_g \cdot X_0 - \frac{qX_0^2}{2} \implies X_0 = -\frac{V_g}{q}$$

M_t : le moment maximal en travée.

- Règle de l'effort tranchant :

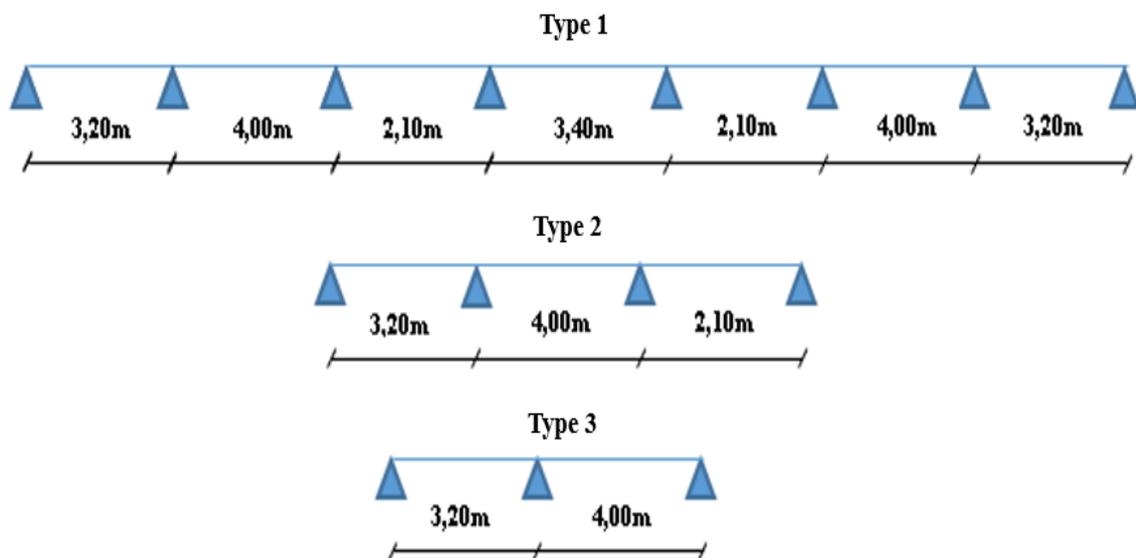
$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - q \frac{L}{2} \quad ; \quad V_d = V_g + q \times L$$

V_w : l'effort tranchant sur l'appui gauche

V_e : l'effort tranchant sur l'appui droit.

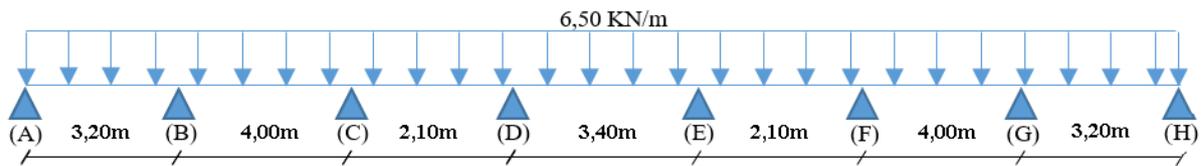
- ❖ Les différents types de poutrelle :

Dans notre projet on a trois type :



➤ **Type 01 : Poutrelles à 7 travées « terrasse » :**

• **Les moments aux appuis :**



$$M_a = -\frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8,5 \cdot (L_w + L_e)}$$

$M_A = M_H = 0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif $M = -0,15 M_0$.

$$M_0^u = \frac{6,50 \times 3,20^2}{8} = 8,32 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_0^s = \frac{4,74 \times 3,20^2}{8} = 6,08 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_H = -0,15 M_0 = -1,25 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = -\frac{6,50 \times 3,20^3 + 6,50 \times 320^3}{8,5 \cdot (3,20 + 3,20)} = -7,83 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = -\frac{6,50 \times (3,20^3 + 1,68^3)}{8,5 \cdot (3,20 + 1,68)} = -5,88 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = -\frac{6,50 \times (1,68^3 + 2,72^3)}{8,5 \cdot (1,68 + 2,72)} = -4,32 \text{ KN.m}$$

• **Les moments en travées :**

$$M_t = M_g - V_g \cdot x - \frac{qx^2}{2}$$

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - q \frac{L}{2}$$

$$V_d = V_g + q \times L$$

$$x = -\frac{V_g}{q}$$

Travée A = G : $M_g = -1,25$; $M_d = -7,83 \text{ KN.m}$; $L = 3,20 \text{ m}$

$$V_g = \frac{-1,25 + 7,83}{3,20} - 6,50 \times \frac{3,20}{2} = -8,34 \text{ KN}$$

$$V_d = -8,34 + 6,50 \times 3,20 = 12,46 \text{ KN}$$

$$x = -\frac{-8,34}{6,50} = 1,28 \text{ m}$$

$$M_t = -1,25 - (-8,34 \times 1,28) - \frac{6,50 \times 1,28^2}{2} = 4,10 \text{ KN.m}$$

Travée B = F : $M_g = -7,83$; $M_d = -5,88$ KN.m ; $L = 4,00$ m

$$V_g = \frac{-7,83 + 5,88}{4,00} - 6,50 \times \frac{4,00}{2} = -13,49 \text{ KN}$$

$$V_d = -13,49 + 6,50 \times 4,00 = 12,51 \text{ KN}$$

$$x = -\frac{-13,49}{6,50} = 2,07 \text{ m}$$

$$M_t = -7,83 - (-13,49 \times 2,07) - \frac{6,50 \times 2,07^2}{2} = 6,17 \text{ KN.m}$$

Travée C = E : $M_g = -5,88$; $M_d = -4,32$ KN.m ; $L = 2,10$ m

$$V_g = \frac{-5,88 + 4,32}{2,10} - 6,50 \times \frac{2,10}{2} = -7,57 \text{ KN}$$

$$V_d = -7,57 + 6,50 \times 2,10 = 6,08 \text{ KN}$$

$$x = -\frac{-7,57}{6,50} = 1,16 \text{ m}$$

$$M_t = -5,88 - (-7,57 \times 1,16) - \frac{6,50 \times 1,16^2}{2} = -1,47 \text{ KN.m}$$

Travée D : $M_g = -4,32$ KN.m ; $M_d = -4,32$ KN.m ; $L = 3,40$ m

$$V_g = \frac{-4,32 + 4,32}{2,10} - 6,50 \times \frac{3,40}{2} = -11,05 \text{ KN}$$

$$V_d = -11,05 + 6,50 \times 3,40 = 11,05 \text{ KN}$$

$$x = -\frac{-11,05}{6,50} = 1,70 \text{ m}$$

$$M_t = -4,32 - (-11,05 \times 1,70) - \frac{6,50 \times 1,70^2}{2} = 5,07 \text{ KN.m}$$

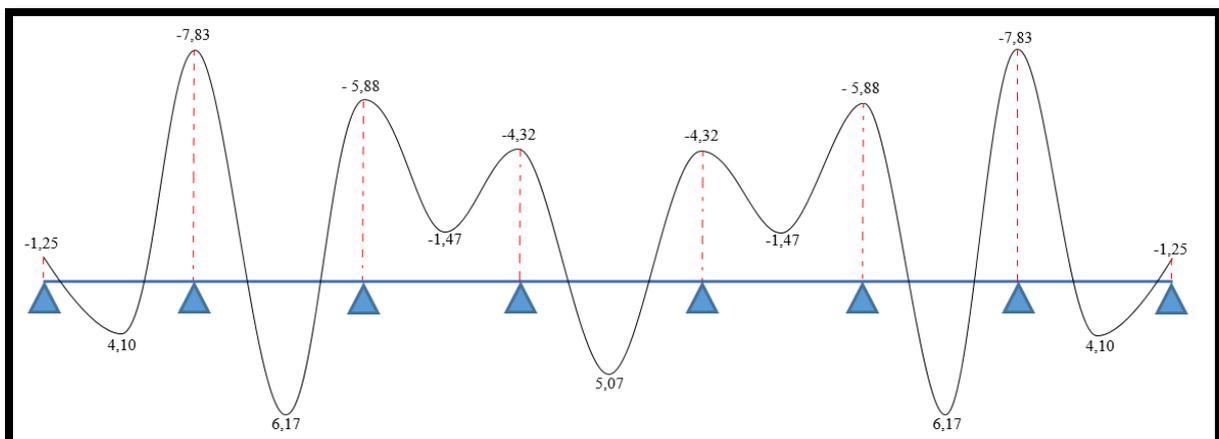


Figure III.22. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU « Terrasse ».

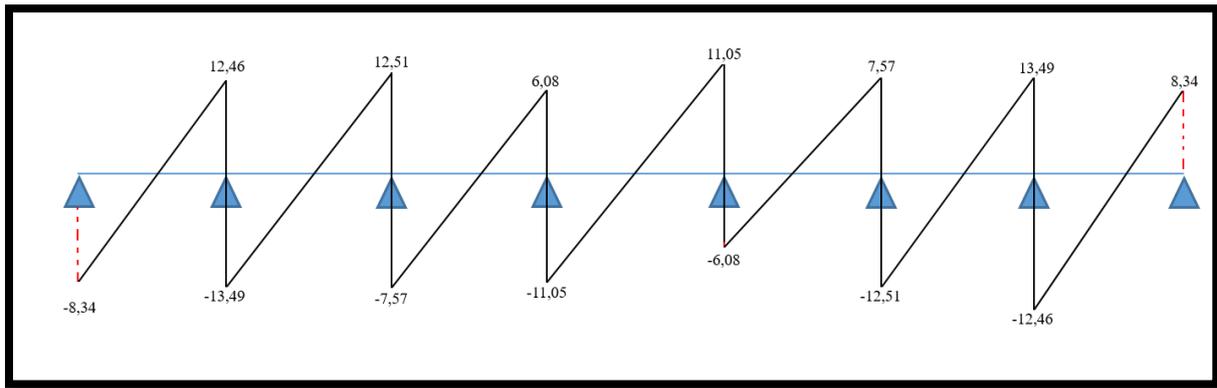
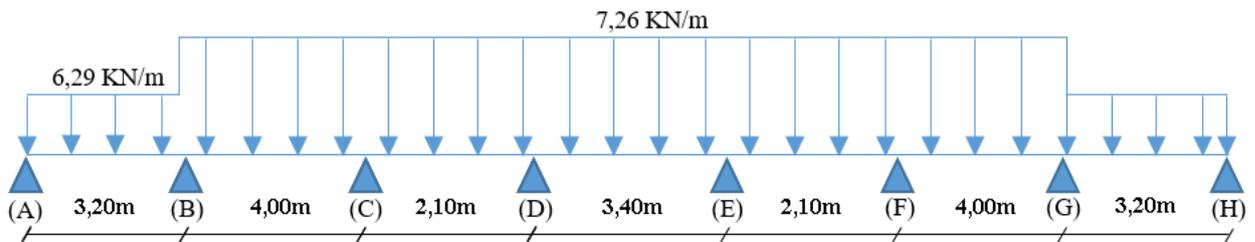


Figure III.23. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU « Terrasse ».

➤ Type 01 : Poutrelles à 7 travées « étage courant » :

- Les moments aux appuis :



$$M_a = - \frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8,5 \cdot (L_w + L_e)}$$

Pour les travées de rive : la charge d'exploitation des chambres (1,5 KN/m²).

Pour les travées intérieures : la charge d'exploitation du hall de circulation (2,5 KN/m²).

$M_A = M_H = 0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif $M = - 0,15 M_0$.

$$M_0^s = \frac{6,29 \times 3,20^2}{8} = 8,05 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_0^s = \frac{4,55 \times 3,20^2}{8} = 5,82 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_H = -0,15 M_0 = -1,21 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = - \frac{6,29 \times 3,20^3 + 7,26 \times 3,20^3}{8,5 \cdot (3,20 + 3,20)} = -8,16 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = - \frac{7,26 \times (3,20^3 + 1,68^3)}{8,5 \cdot (3,20 + 1,68)} = -6,57 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = - \frac{7,26 \times (1,68^3 + 2,72^3)}{8,5 \cdot (1,68 + 2,72)} = -4,83 \text{ KN.m}$$

Travée A = G : $M_g = -1,21$; $M_d = -8,16$ KN.m ; $L = 3,20$ m

$$V_g = \frac{-1,21 + 8,16}{3,20} - 6,29 \times \frac{3,20}{2} = -7,89 \text{ KN}$$

$$V_d = -7,89 + 6,29 \times 3,20 = 12,24 \text{ KN}$$

$$x = -\frac{-7,89}{6,29} = 1,25 \text{ m}$$

$$M_t = -1,21 - (-7,89 \times 1,25) - \frac{6,29 \times 1,25^2}{2} = 3,74 \text{ KN.m}$$

Travée B = F : $M_g = -8,16$; $M_d = -6,57$ KN.m ; $L = 4,00$ m

$$V_g = \frac{-8,16 + 6,57}{4,00} - 7,26 \times \frac{4,00}{2} = -14,92 \text{ KN}$$

$$V_d = -14,92 + 7,26 \times 4,00 = 14,12 \text{ KN}$$

$$x = -\frac{-14,92}{7,26} = 2,06 \text{ m}$$

$$M_t = -8,16 - (-14,92 \times 2,06) - \frac{7,26 \times 2,06^2}{2} = 7,17 \text{ KN.m}$$

Travée C = E : $M_g = -6,57$; $M_d = -4,83$ KN.m ; $L = 2,10$ m

$$V_g = \frac{-6,57 + 4,83}{2,10} - 7,26 \times \frac{2,10}{2} = -8,46 \text{ KN}$$

$$V_d = -8,46 + 7,26 \times 2,10 = 6,79 \text{ KN}$$

$$x = -\frac{-8,46}{7,26} = 1,16 \text{ m}$$

$$M_t = -6,57 - (-8,46 \times 1,16) - \frac{7,26 \times 1,16^2}{2} = -1,65 \text{ KN.m}$$

Travée D : $M_g = -4,83$ KN.m ; $M_d = -4,83$ KN.m ; $L = 3,40$ m

$$V_g = -7,26 \times \frac{3,40}{2} = -12,34 \text{ KN}$$

$$V_d = -11,05 + 7,26 \times 3,40 = 12,34 \text{ KN}$$

$$x = -\frac{-12,34}{7,26} = 1,70 \text{ m}$$

$$M_t = -4,83 - (-12,34 \times 1,70) - \frac{7,26 \times 1,70^2}{2} = 5,67 \text{ KN.m}$$

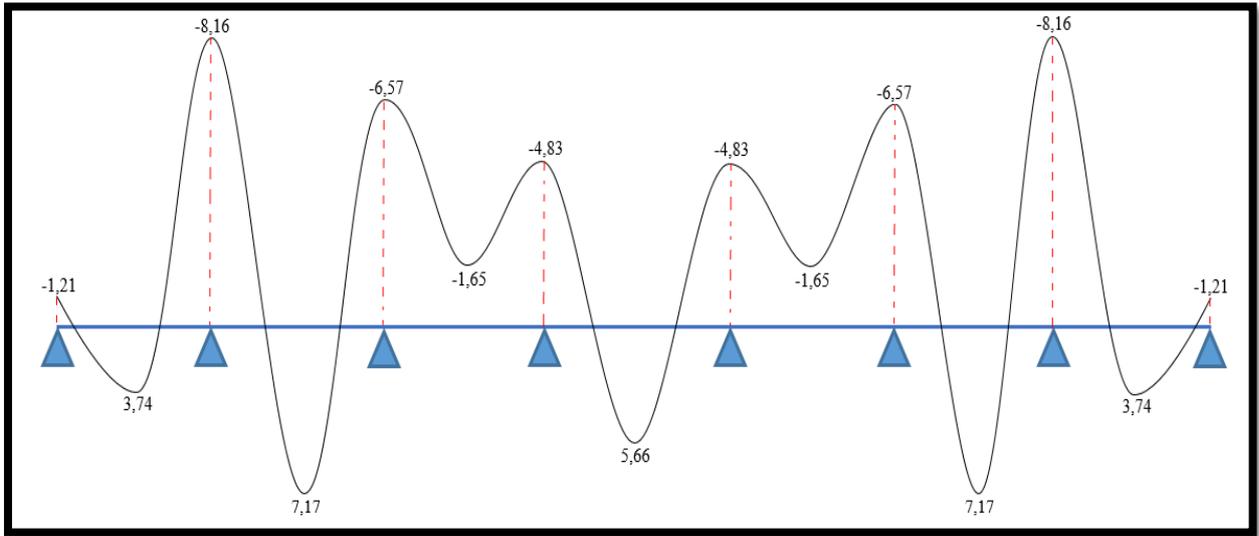


Figure III.24. Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU « Terrasse ».

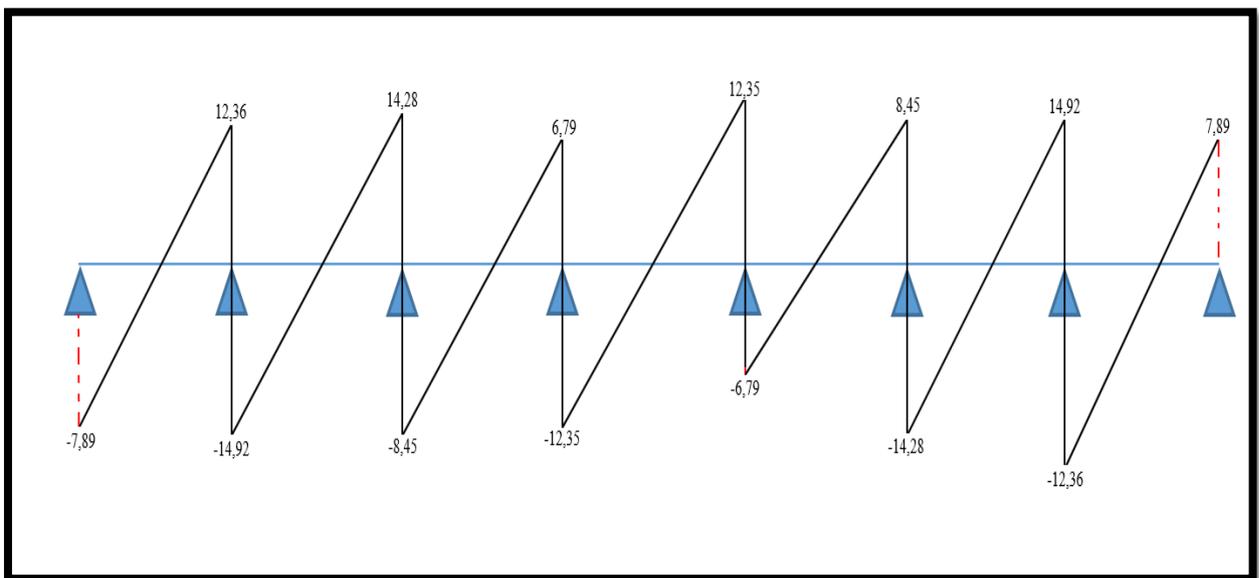


Figure III.25. Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU « Terrasse ».

Tableau III.23. Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible.

	Types	Travée	L(m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				Mg	Md		Vg	Vd
ELU	1	A-B	3,20	- 1,25	- 7,83	4,10	- 8,34	12,46
		B-C	4,00	- 7,83	- 5,88	6,17	- 13,49	12,51
		C-D	2,10	- 5,88	- 4,32	-1,47	- 7,57	6,08
		D-E	3,40	- 4,32	- 4,32	5,07	- 11,05	11,05
		E-F	2,10	- 4,32	- 5,88	-1,47	- 6,08	7,57
		F-G	4,00	- 5,88	- 7,83	6,17	- 12,51	13,49
		G-H	3,20	- 7,83	- 1,25	4,10	- 12,46	8,34
	2	A-B	3,20	- 1,25	- 7,82	4,10	- 8,33	12,45
		B-C	4,00	- 7,82	- 6,06	6,06	- 13,43	12,54
		C-D	2,10	- 6,06	- 1,25	0,33	- 9,11	4,53
	3	A-B	3,20	- 1,25	- 10,27	3,17	- 7,57	13,21
		B-C	4,00	- 10,27	- 1,25	7,62	- 15,24	10,73
ELS	1	A-B	3,20	- 0,91	- 5,71	2,99	- 6,08	9,08
		B-C	4,00	- 5,71	- 4,28	4,49	- 9,83	9,12
		C-D	2,10	- 4,28	- 3,15	- 1,07	- 5,52	4,43
		D-E	3,40	- 3,15	- 3,15	3,70	- 8,06	8,06
		E-F	2,10	- 3,15	- 4,28	- 1,07	- 4,43	5,52
		F-G	4,00	- 4,28	- 5,71	4,49	- 9,12	9,83
		G-H	3,20	- 5,71	- 0,91	2,99	- 9,08	6,08
	2	A-B	3,20	- 0,91	- 5,71	2,99	- 6,08	9,08
		B-C	4,00	- 5,71	- 4,42	4,42	- 9,79	9,16
		C-D	2,10	- 4,42	- 0,91	0,24	- 6,65	3,30
	3	A-B	3,20	- 0,91	- 7,49	2,31	- 5,52	9,64
		B-C	4,00	- 7,49	- 0,91	5,56	- 11,12	7,83

Tableau III.24. Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'EIS pour étage courant.

	Types	Travée	L(m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				Mg	Md		Vg	Vd
ELU	1	A-B	3,20	- 1,21	- 8,16	3,74	- 7,89	12,36
		B-C	4,00	- 8,16	- 6,57	7,17	- 14,92	14,28
		C-D	2,10	- 6,57	- 4,83	- 1,65	- 8,45	6,79
		D-E	3,40	- 4,83	- 4,83	5,66	- 12,35	12,35
		E-F	2,10	- 4,83	- 6,57	- 1,65	- 6,79	8,45
		F-G	4,00	- 6,57	- 8,16	7,17	- 14,28	14,92
		G-H	3,20	- 8,16	- 1,21	3,47	- 12,36	7,89
	2	A-B	3,20	- 1,21	- 7,58	3,97	- 8,07	12,05
		B-C	4,00	- 7,58	- 5,88	5,87	- 13,01	12,15
		C-D	2,10	- 5,88	- 1,21	0,32	- 8,82	4,38
	3	A-B	3,20	- 1,21	- 9,94	3,07	- 7,33	12,79
		B-C	4,00	- 9,94	- 1,21	7,38	- 14,76	10,39
EIS	1	A-B	3,20	- 0,87	- 5,48	2,87	- 5,84	8,72
		B-C	4,00	- 5,48	- 4,11	4,31	- 9,44	8,76
		C-D	2,10	- 4,11	- 3,03	- 1,03	- 5,29	4,26
		D-E	3,40	- 3,03	- 3,03	3,55	- 7,74	7,74
		E-F	2,10	- 3,03	- 4,11	- 1,03	- 4,26	5,29
		F-G	4,00	- 4,11	- 5,48	4,31	- 8,76	9,44
		G-H	3,20	- 5,48	- 0,87	2,87	- 8,72	5,84
	2	A-B	3,20	- 0,87	- 5,48	2,87	- 5,84	8,72
		B-C	4,00	- 5,48	- 4,24	4,25	- 9,41	8,79
		C-D	2,10	- 4,24	- 0,87	0,23	- 6,38	3,17
	3	A-B	3,20	- 0,87	- 7,19	2,22	- 5,31	9,26
		B-C	4,00	- 7,19	- 0,87	5,34	- 10,68	7,52

III.5.3. Ferrailage des poutrelles

Le calcul se fait à ELU en flexion simple, On prend comme exemple, le ferrailage de la poutrelle type 3 du plancher étage courant.

Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux au niveau des appuis et en travées.

- ELU :

$M_{u\max}^a$ (KN.m)	$M_{u\max}^t$ (KN.m)	V_{\max} (KN)
- 8,16	7,17	14,92

- ELS :

$M_{s\max}^a$ (KN.m)	$M_{s\max}^t$ (KN.m)	V_{\max} (KN)
- 5,48	4,31	9,44

❖ Calcul des armatures :

- **En travée :** Le moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

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

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.4 \times (0.18 - 0.02) = 63,20 \text{ KN.m}$$

$$M_{u\max}^t = 7,17 \text{ KN.m} < M_{tu} = 63,20 \text{ KN.m}$$

Si $M_{u\max}^t < M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression.

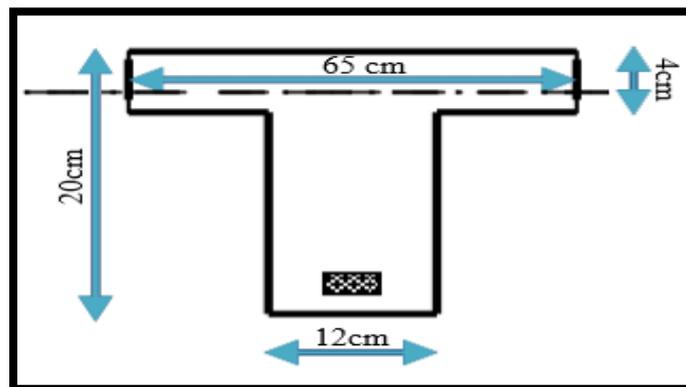


Figure III.26. Coupe de section en T.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{7,17 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,0239$$

$$\mu_{bu} = 0,0239 \leq \mu_l = 0,391.$$

⇒ $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

➤ **Calcul de la section des armatures longitudinales :**

$$A_u^t = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0239)}) = 0,030$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$\text{Donc : } z = 177,82 \text{ mm} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u^t = \frac{7,17 \times 10^6}{177,82 \times 348} = 115,87 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_u^t = 1,16 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1 ; BAEL91/99)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_u^t < A_{\min}$$

On prend : $A_s = 3 \text{ HA } 10 = 2,36 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3) BAEL91/99**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_l}$$

$$\sum u_l = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,92 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 0,98 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,98 \leq \bar{\tau}_s = 3,15 \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Aux appuis :** $M_{u\max}^a = -8,16 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b_0 \times d^2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8,16 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,12 \times 0,18^2} = 0,148$$

$$\mu_{bu} = 0,148 \leq \mu_l = 0,391.$$

⇒ $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

➤ **Calcul de la section des armatures longitudinales :**

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,147)}) = 0,201$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$\text{Donc : } z = 165,54 \text{ mm} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{8,16 \times 10^6}{165,54 \times 348} = 141,65 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_s = 1,42 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1 ; BAEL91/99)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_u^a > A_{\min}$$

$$\text{On prend : } A_s = 2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3) BAEL91/99**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_l}$$

$$\sum u_l = n \times \pi \times \emptyset = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14,92 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,47 \leq \bar{\tau}_s = 3,15 \Rightarrow \text{C.V}$$

❖ **Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99).**➤ **Diamètre des armatures :**

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{20}{35}, 1,2, \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq 0,57 \text{ cm.}$$

Nous prenons $\emptyset = 6 \text{ mm}$; les armatures transversales sont : 2 HA 6 = 0,57

➤ **Espacement S_t :**

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2 ; 40\text{cm}) = 16,2 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Vérification au cisaillement (BAEL 91/99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa} \text{ (la fissuration est peu préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{14,92 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,69 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V}$$

❖ **Vérification des armatures longitudinales :**➤ **Appui :**

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 14,92}{400 \times 0,1} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}} = 1,57 + 2,36 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 3,93 \text{ cm}^2 > 0,43 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

➤ **Vérification de la jonction table-nervure :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{u,1} = \frac{V_{u \max} \times b_1}{0,9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\tau_{u,1} = \frac{14,92 \times 10^3 \times 265}{0,9 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,94$$

$$\tau_{u,1} = 0,94 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V}$$

❖ Vérification des contraintes maximales dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y \quad ; \quad \text{avec} : K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + n[As(d-y)^2 + As'(y-d')^2]$$

• Position de l'axe neutre « y » :

$$y = \frac{n \cdot (As + As')}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{d \cdot b \cdot As + (d \cdot As')}{7,5 \cdot (As + As')^2}} - 1 \right] \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$$

➤ Aux travées :

$$y = \frac{15 \times 2,36}{65} \times \left[\sqrt{1 + \frac{65 \times 18}{7,5 \times 2,36}} - 1 \right] = 3,92 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie « I » :

$$I = \frac{65 \times 3,92^3}{3} + [15 \times 2,36 \times (18 - 2,36)^2] = 8323,04 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{4,31 \times 10^6}{8323,04 \times 10^4} = 0,052$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0,052 \times 39,2 = 2,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ En appui :

$$y = \frac{15 \times 1,57}{12} \times \left[\sqrt{1 + \frac{12 \times 18}{7,5 \times 1,57}} - 1 \right] = 6,67 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie « I » :

$$I = \frac{65 \times 6,67^3}{3} + [15 \times 1,57 \times (18 - 3,27)^2] = 4210,05 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{5,48 \times 10^6}{4210,05 \times 10^4} = 0,130 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0,130 \times 66,7 = 8,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

❖ Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

La fissuration est peu nuisible, ça veut dire que la limite sur la contrainte d'acier n'existe pas.

Donc : $\bar{\sigma}_s = 400\text{MPa}$

$\bar{\sigma}_s$: est la contrainte admissible dans l'acier.

❖ Vérification de la flèche (état limite de déformation) :

$$M_0 = qL^2/8 = 5,20 \cdot 4^2/8 = 10,40$$

$$1. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0,20}{4,00} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{CNV}$$

$$2. \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t,ser}}{M_0} \Rightarrow 0,05 \geq \frac{1}{10} \times \frac{4,31}{10,40} = 0,042 \Rightarrow \text{CV}$$

$$3. \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{CNV}$$

Les conditions (1) et (2) et (3) ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

➤ Calcul de la flèche : (règlement CBA93)

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,80 \text{ cm}$$

Les résultats du calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.25. Vérification de la flèche dans la poutrelle.

I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	σ_s MPa	u	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f_i (cm)	f_v (cm)
45598,93	0,0109	3,76	1,51	125,12	0,51	9827,28	14685,27	0,22	0,43

$$\Delta F = f_v - f_i = 0,43 - 0,22 = 0,21 < \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,80 \text{ cm}$$

$$\Delta F = 0,65 < \bar{f} = 0,80 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

Les résultats du ferrailage des autres types sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Ferrailage des poutrelles de différent plancher.

		Ferrailage longitudinal							Ferrailage transversal
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (mm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min}	$A_{adopté}$ (cm ²)		
Terrasse inaccessible	1	Travée	0,021	0,026	178,12	0,99	1,41	3HA10 = 2,36	
		Appui	0,142	0,192	166,17	1,35	0,261	2HA10 = 1,57	
	2	Travée	0,020	0,026	178,16	0,98	1,41	3HA10 = 2,36	
		Appui	0,142	0,192	166,19	1,35	0,261	2HA10 = 1,57	
	3	Travée	0,025	0,032	177,68	1,23	1,41	3HA10 = 2,36	
		Appui	0,186	0,259	161,32	1,83	0,261	2HA12 = 2,26	
Etage courant	2	Travée	0,019	0,025	178,22	0,95	1,41	3HA10 = 2,36	
		Appui	0,137	0,185	166,65	1,31	0,261	2HA10 = 1,57	
	3	Travée	0,024	0,031	177,75	1,19	1,41	3HA10 = 2,36	
		Appui	0,180	0,250	161,99	1,76	0,261	2HA12 = 2,26	

$A = 0,57\text{cm}^2 = 2 \text{ } \phi 6$

Tableau III.27. Vérifications nécessaires à l'ELU.

	Type	Cisaillement $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification	Armature longitudinale appui		Vérification	Jonction Table-nervure $\tau_{u,1} \leq \bar{\tau}_u$	Vérification
				A_L (cm ²)	$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$ (MPa)			
Terrasse	1	0,63 < 3,33	Vérifiée	3,93	0,43	Vérifiée	0,85 < 3,33	
	2	0,62 < 3,33		3,93	0,39		0,85 < 3,33	
	3	0,71 < 3,33		4,62	0,44		0,96 < 3,33	
Ec	2	0,60 < 3,33		3,93	0,37		0,82 < 3,33	
	3	0,68 < 3,33		4,62	0,42		0,93 < 3,33	

Tableau III.28. Vérification des contraintes dans le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

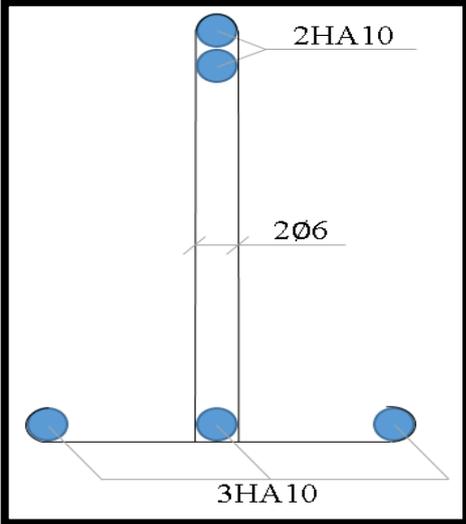
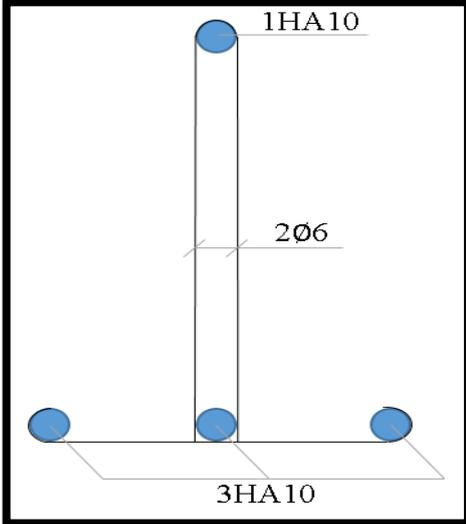
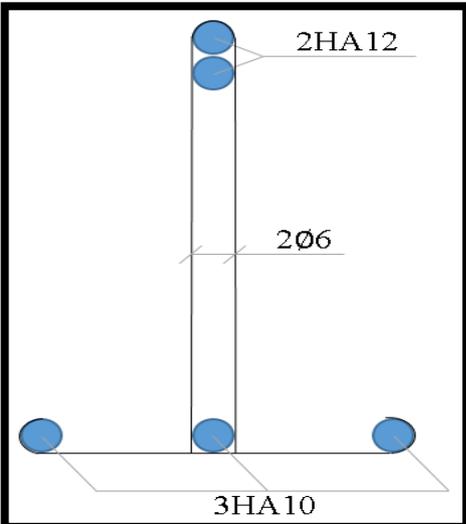
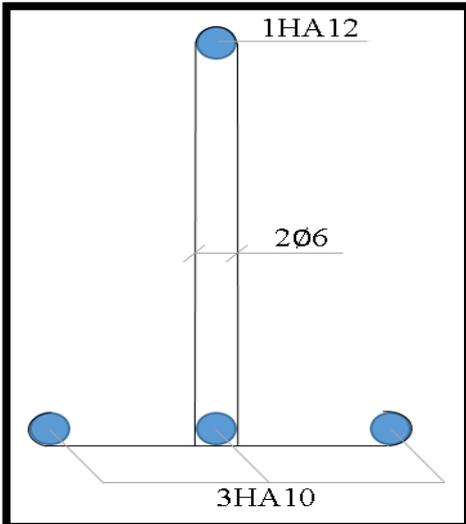
	Type	Position	M _{ser} (KN.m)	As cm ²	y cm	I cm ⁴	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Terrasse inaccessible	1	Travée	4,49	2,36	3,92	8323,04	2,11	15	vérifiée
		Appui	5,71	1,57	3,27	5867,30	3,18	15	vérifiée
	2	Travée	4,42	2,36	3,92	8323,04	2,08	15	vérifiée
		Appui	5,71	1,57	3,27	5867,30	3,18	15	vérifiée
	3	Travée	5,56	2,36	3,92	8323,04	2,62	15	vérifiée
		Appui	7,49	2,26	3,84	8023,97	3,59	15	vérifiée
Etage courant	2	Travée	4,25	2,36	3,92	8323,04	1,99	15	vérifiée
		Appui	5,48	1,57	3,27	5867,30	3,06	15	vérifiée
	3	Travée	5,34	2,36	3,92	8323,04	2,51	15	vérifiée
		Appui	7,19	2,26	3,84	8023,97	3,44	15	vérifiée

Dans notre étude des poutrelles la longueur max de tous les types est : L_{max} = 4,00 m

Tableau III.29. Vérification de la flèche dans les poutrelles ΔF < f̄.

	Type	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	σ _s	u	I _{fi}	I _{fv}	f _i	f _v	ΔF	f̄	
Terrasse inaccessible	1	25726,7	0,0109	3,763	1,505	124,973	0,514	9644,6	14504,7	0,232	0,468	0,224	0,80	vérifiée
	2	25726,7	0,0109	3,763	1,505	123,024	0,508	9713,6	14573,1	0,226	0,448	0,222		
	3	25726,7	0,0109	3,763	1,505	154,755	0,585	8835,9	13676,4	0,313	0,601	0,288		
Etage courant	2	25726,7	0,0109	3,763	1,505	118,293	0,495	9892,2	14748,9	0,214	0,426	0,212		
	3	25726,7	0,0109	3,763	1,505	148,632	0,572	8971,9	13819,1	0,296	0,571	0,275		

Tableau III.30. Schéma de ferrailage des poutrelles.

Type	Appuis	Travées	
Terrasse inaccessible et étage courant.	1 et 2		
	3		

III.5.4. Etude de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de 4cm.

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ **33 cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- ✓ **20cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de 20cm).

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

Si : $L_1 \leq 50$ cm

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

Si : $50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80$ cm.

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec: } (L_1 \text{ en cm}) \text{ Avec : un espacement : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65$ cm).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles, $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 5 \text{ } \emptyset 6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : $S_t = 20$ cm.

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{// \text{ nervures}} = \frac{A_{\perp \text{ nervures}}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{// \text{ nervures}} = 5 \text{ } \emptyset 6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles

- **Conclusion :** Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

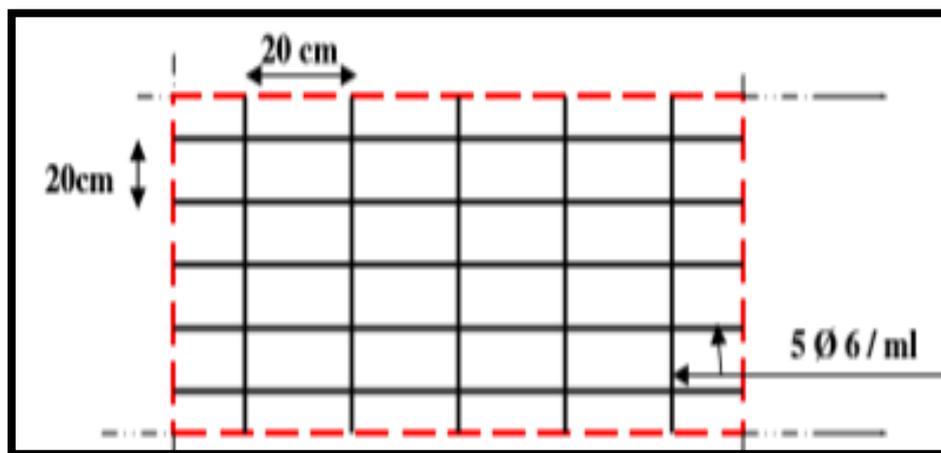


Figure III.27. Treillis soudés (20x20) cm.

Chapitre IV :

Etude dynamique et sismique.

IV. Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

La modélisation de la structure objet de la présente étude a été effectuée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural 2018, qui est un logiciel de calcul des structures.

IV.1. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.1.1. La méthode statique équivalente

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le RPA99/version2003 permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : Facteur de qualité.
- R : Coefficient de comportement.
- W : Poids total de la structure.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a). Régularité en plan [RPA99 version 2003/3.5.1.a]

- ✓ Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. ⇒ **Condition vérifiée**
- ✓ A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Tableau IV.1. Caractéristiques massiques et géométriques du bâtiment.

Niveau	W _{étage} (Kg)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité calculée		Excentricité théorique	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _T (m)	Y _T (m)	e _x	e _y	e _x	e _y
RDC	245452,72	11,60	9,92	11,60	9,89	0,00	0,04	1,33	0,99
1^{ère} étage	243279,04	11,60	9,90	11,60	9,89	0,00	0,02	1,33	0,99
2^{ème} étage	243279,04	11,60	9,92	11,60	9,89	0,00	0,02	1,33	0,99
3^{ème} étage	243279,04	11,60	9,90	11,60	9,89	0,00	0,02	1,33	0,99
4^{ème} étage	239331,75	11,60	9,85	11,60	9,85	0,00	0,00	1,33	0,99

D'après les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage représentée dans le tableau précédent l'excentricité dans quelques des étage dépassé $0,15 \times L_i$ dans une direction de excentricité. ⇒ **Condition vérifiée**

- ✓ La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

$$\frac{\text{Longueur}}{\text{Largeur}} = \frac{23,20}{19,70} = 1,18 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

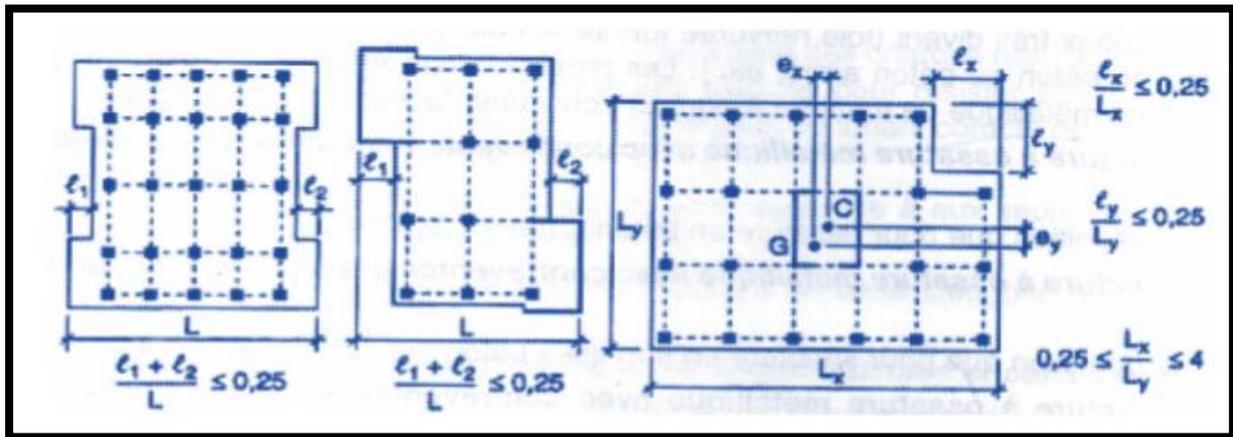


Figure IV.1. Limite des décrochements en plan.

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{7,60}{23,20} = 33\% > 25\% \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{l_1 + l_2}{L_y} = \frac{4,40 + 4,40}{19,70} = 45\% > 25\% \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

b). Régularité en élévation [RPA99 version 2003/3.5.1.b]

- ✓ Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- ✓ Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- ✓ La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

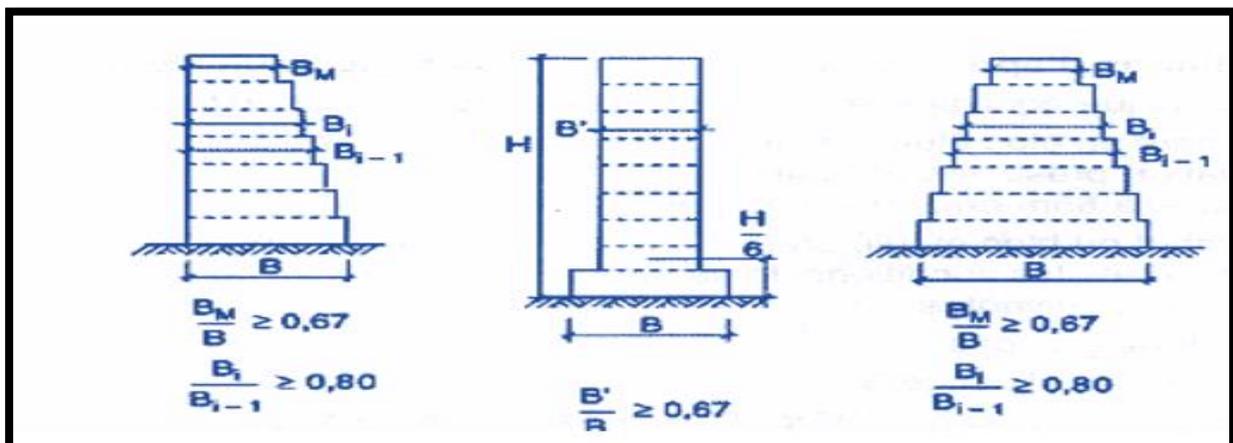


Figure IV.2. Limite des décrochements en élévation.

D'après les vérifications du RPA le bâtiment est classé irrégulier en plan, donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Dans ce cas on va appliquer la méthode modale spectrale et le calcul va être élaboré par le logiciel « Robot Analysis Structural 2018 ».

IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale

a). Principe :

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{\text{dyn}} \geq 0,8V_{\text{st}}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8V_{\text{st}}/V_{\text{dyn}})$

Avec : V_{dyn} l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

b). Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

c). Présentation du logiciel :

Le programme Robot 2018 est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures par la méthode des éléments finis. Il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution.

d). Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- ✓ Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel.
- ✓ Choix de l'unité du travail KN et m.
- ✓ Création graphique du modèle en utilisant l'interface. Robot 2016 (figure V.2).

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barre sections et les voiles, dalle pleine et balcon par Area sections Panneaux.

- ✓ Détermination des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (chapitre I).
- ✓ Détermination des propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.
- ✓ Détermination des charges : Pour notre cas, on a trois types :
 - Charge permanente G : la charge permanente distribuée par les poutres.
 - Charges d'exploitation Q : Les charges d'exploitations distribuées par les poutres.
 - Les forces sismiques E : Contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les deux sens(X, Y).

➤ **Détermination des combinaisons de charges :**

$$(1) : 1.35G + 1.5Q$$

$$(2) : G + Q$$

$$(3) : G + Q \pm E$$

$$(4) : G + Q \pm 1,2E$$

$$(5) : 0,8G \pm E$$

➤ **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Comme on a un site Meuble (**tableau 3.2 page 23**) T_1 et T_2 donné par le **Tableau 4.7 page 45 (RPA 99)**

$$T_1 = 0,15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ s}$$

- **Coefficient de correction d'amortissement η :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

Où : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance du remplissage. **tableau 4.2 . page 35 .**

Remplissage dense en béton armé $\xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} \geq 0,7$$

$$\eta = 0,882 \geq 0,7 \rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Estimation de la période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques données par RPA99 : $T = C_T \cdot h_n^{3/4}$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie..... $C_T = 0,05$; $h_n = 16,00\text{m}$.

$$\text{D'où : } T = 0,05(16,00)^{3/4} = 0,40\text{s}$$

Dans le cas où la structure est contreventes par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}}$$

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

- sens longitudinale : $L_x = 23,20 \text{ m}$.
- sens transversale : $L_y = 19,70 \text{ m}$.

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 du RPA99V2003 donc :

$$T = \min \left\{ C_T \cdot h_n^{3/4} ; 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} \right\}$$

- ✓ **Pour le sens longitudinal :**

$$T_x = \min (0,40\text{s} ; 0,30\text{s}) \Rightarrow \text{donc } T_x = 0,30\text{s}$$

$$0 \leq T_x = 0,30\text{s} < T_2 = 0,5\text{s} \Rightarrow D = 2,5\eta \Rightarrow \text{donc : } \mathbf{D_x = 2,205}$$

- ✓ **Pour le sens transversal :**

$$T_y = \min (0,40\text{s} ; 0,32\text{s}) \Rightarrow \text{donc } T_y = 0,32\text{s}$$

$$0 \leq T_y = 0,32\text{s} < T_2 = 0,5\text{s} \Rightarrow D = 2,5\eta \Rightarrow \text{donc : } \mathbf{D_y = 2,205}$$

- **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Zone IIa ; groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0,15$

- **Coefficient de comportement global de la structure R :**

Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) RPA99/version2003 en fonction du système de contreventement de la structure.

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voile en béton armé. $\Rightarrow R = 5$

- **facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule : (Art4.4RPAV2003).

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non

1. Conditions minimales sur les files de contreventement:

$$\text{Sens x : } \left\{ \begin{array}{l} 7 \text{ travée} \geq 3 \\ \text{Rapport : } \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{4,00}{2,10} = 1,90 \geq 1,5 \Rightarrow P_q = 0,05 \end{array} \right.$$

$$\text{Sens y : } \left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ travée} \geq 3 \\ \text{Rapport : } \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{4,40}{2,10} = 2,09 \geq 1,5 \Rightarrow P_q = 0,05 \end{array} \right.$$

2. Redondance en plan :

$$\text{Sens x : } \left\{ \begin{array}{l} 8 \text{ files} \geq 3 \\ \text{Rapport : } \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{4,00}{2,10} = 1,90 \geq 1,5 \Rightarrow P_q = 0,05 \end{array} \right.$$

$$\text{Sens y : } \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ files} \geq 3 \\ \text{Rapport : } \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{4,40}{2,10} = 2,09 \geq 1,5 \Rightarrow P_q = 0,05 \end{array} \right.$$

3. Régularité en plan :

J'ai déjà vérifié. Donc : $\Rightarrow P_q = 0,05$

4. Régularité en élévation :

Il n'y a aucun décrochement en élévation. $\Rightarrow P_q = 0$

5. Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment sont contrôlés. $\Rightarrow P_q = 0$

6. Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est observé $\Rightarrow P_q = 0$

Tableau IV.2. Tableau de calcul du facteur de qualité.

Critère (q)	P _q	
	Suivant x-x	Suivant y-y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

$$Q_x = Q_y = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0,15 = 1,15$$

- **poids total de la structure W :**

W est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i) :

$$\text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 : β = 0,2

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le Logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2018.

$$\sum W_i = 12146,22 \text{ KN.}$$

$$\text{Alors on a : } V = V_x = V_y$$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,15 \times 2,205 \times 12146,22}{5} = 924 \text{ KN}$$

❖ Spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA99V2003 l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_A}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3.0S \end{cases}$$

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale, on a utilisé un logiciel d'analyse par éléments fini dénommé « Robot Analysis Structural 2018 ».

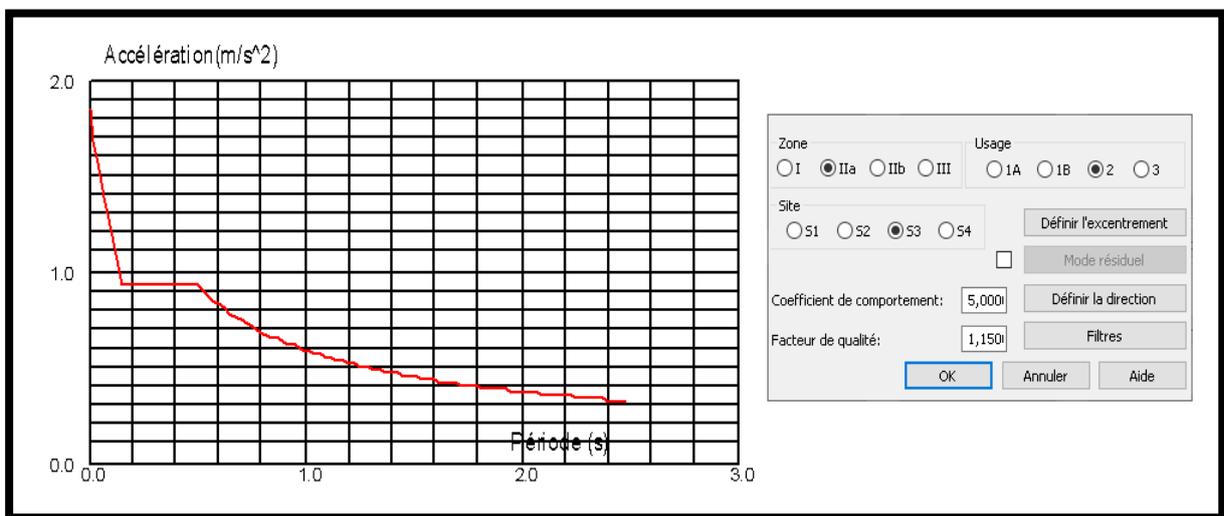


Figure IV.3. Spectre de réponse (sens x-x et y-y)

IV.3. Modélisation de la structure

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan, contreventée par un système mixte (portique voiles).

Le choix du positionnement des voiles : En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante :

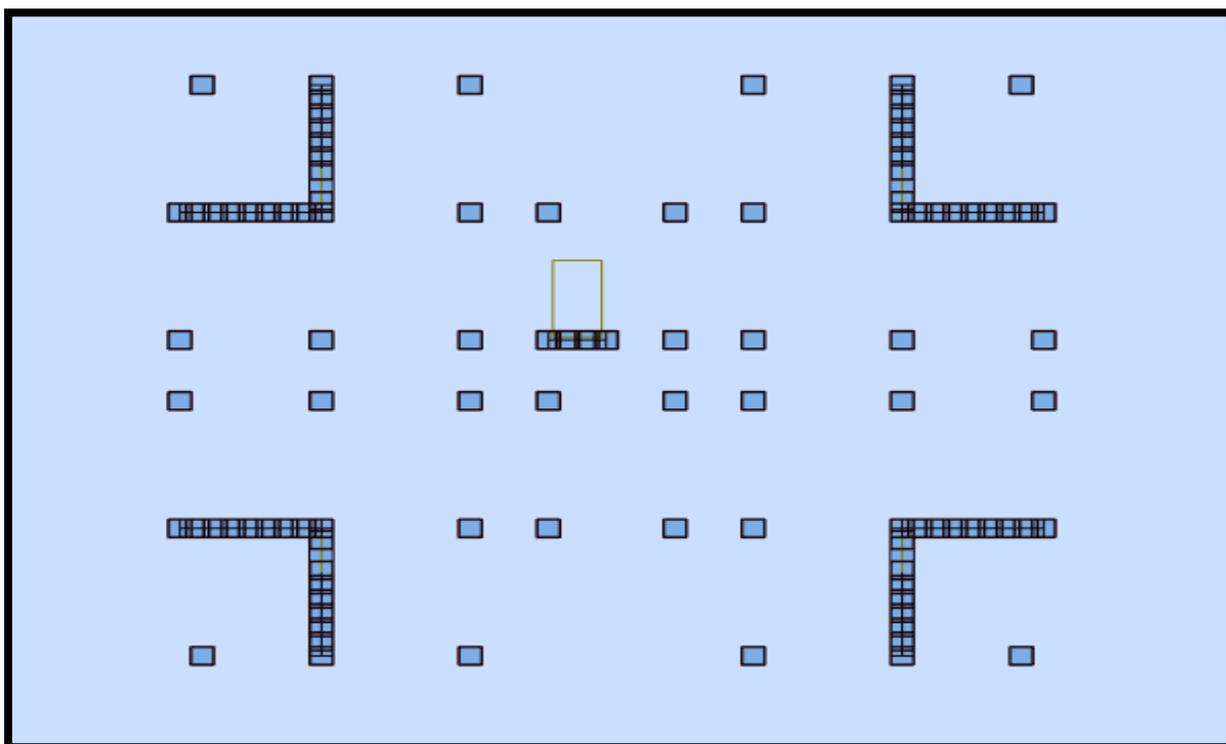


Figure IV.4. Disposition des voiles.

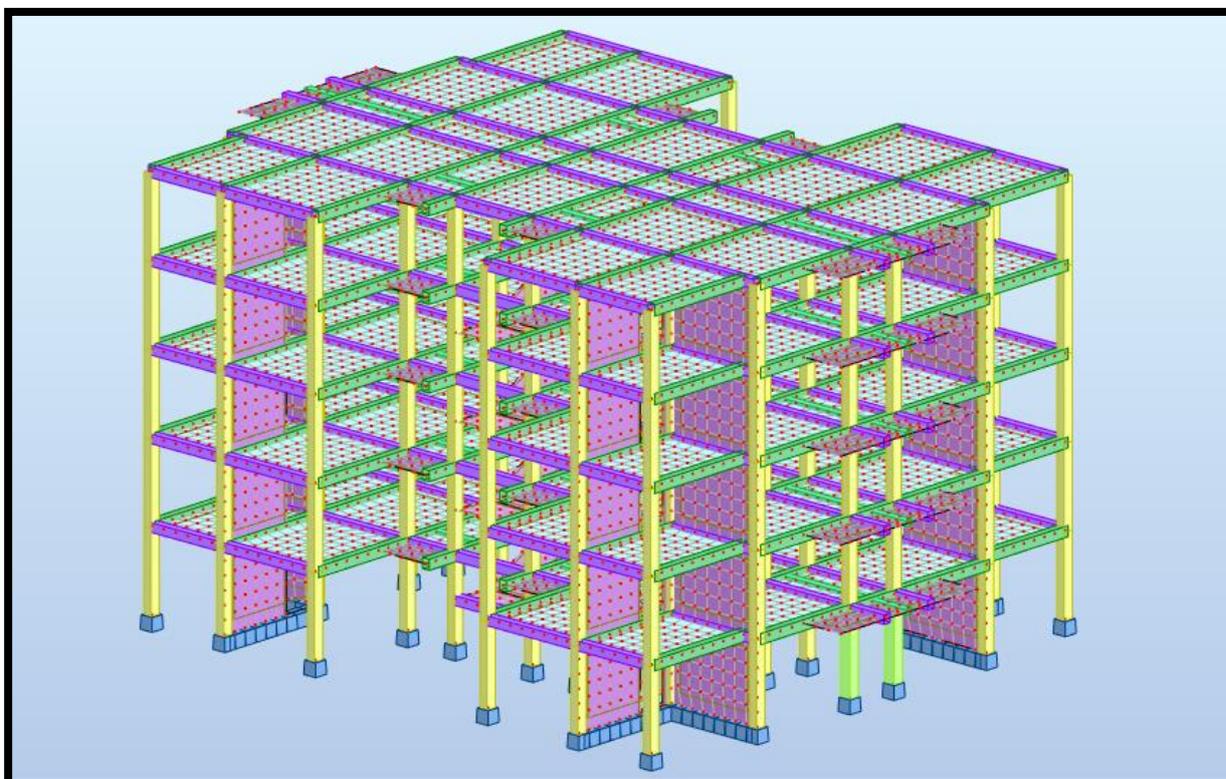


Figure IV.5. Structure en 3D.

IV.3.1. Vérification la période

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.4) : la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$1,3T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,30 = 0,39 \text{ s}$$

Tableau IV.3. Les Périodes.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)
1	4,22	0,24
2	4,47	0,22
3	4,95	0,20
4	14,67	0,07
5	15,74	0,06
6	16,21	0,06
7	18,41	0,05
8	19,71	0,05
9	19,78	0,05
10	21,48	0,05

$$T_{\text{dynamique}} \leq 1,3T_{\text{empirique}} \Rightarrow 0,24 \leq 0,39 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

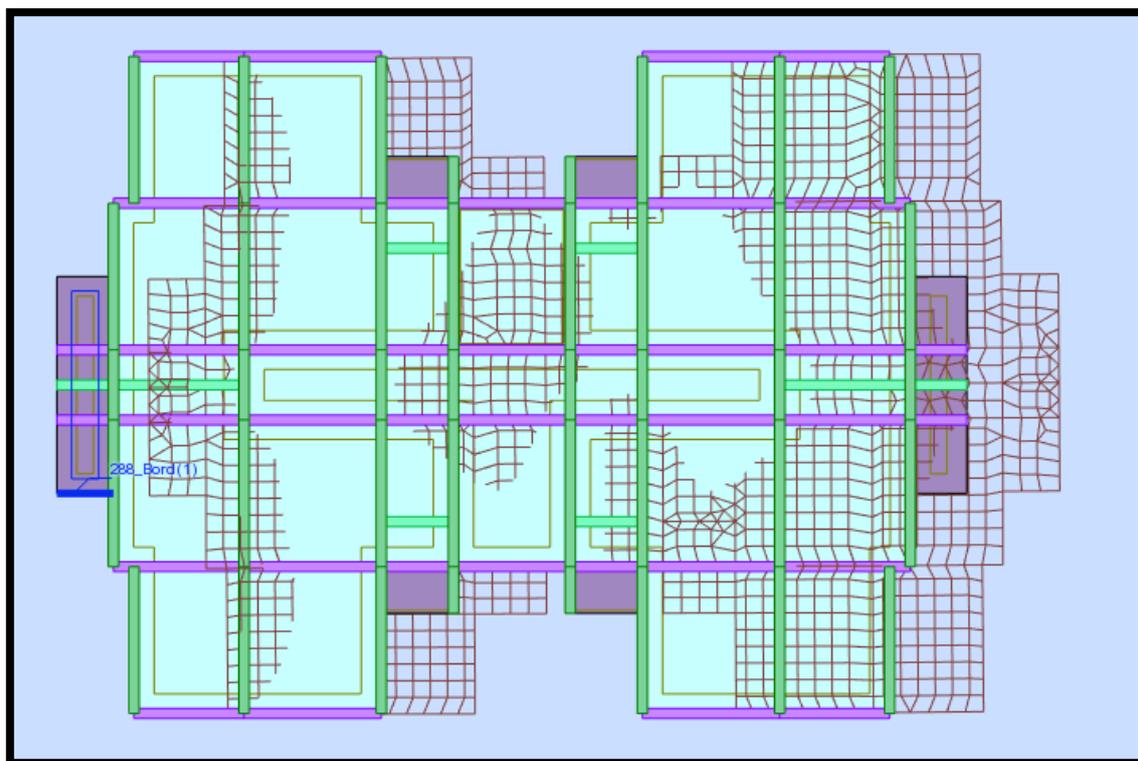
IV.3.2. Nombre des modes considérées

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

Tableau IV.4. Période et facteur de participation massique.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (s)	Facteur de participation massique					
			Masses Cumulée Ux (%)	Masses Cumulée Uy (%)	Masses Cumulée Uz (%)	Masse Modale Ux (%)	Masse Modale Uy (%)	Masse Modale Uz (%)
1	4,22	0,24	71,12	0,00	0,00	71,12	0,00	0,00
2	4,47	0,22	71,12	74,01	0,00	0,00	74,01	0,00
3	4,95	0,20	71,16	74,01	0,00	0,04	0,00	0,00
4	14,67	0,07	71,16	90,12	0,00	0,00	16,11	0,00
5	15,74	0,06	90,74	90,12	0,00	19,58	0,00	0,00
6	16,21	0,06	90,74	90,12	0,00	0,00	0,00	0,00
7	18,41	0,05	90,74	90,63	0,02	0,00	0,51	0,02
8	19,71	0,05	90,74	90,63	7,55	0,00	0,00	7,53
9	19,78	0,05	90,92	90,63	7,55	0,17	0,00	0,00
10	21,48	0,05	90,92	90,65	36,03	0,00	0,02	28,48

Figure IV.6. 1^{er} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2018).

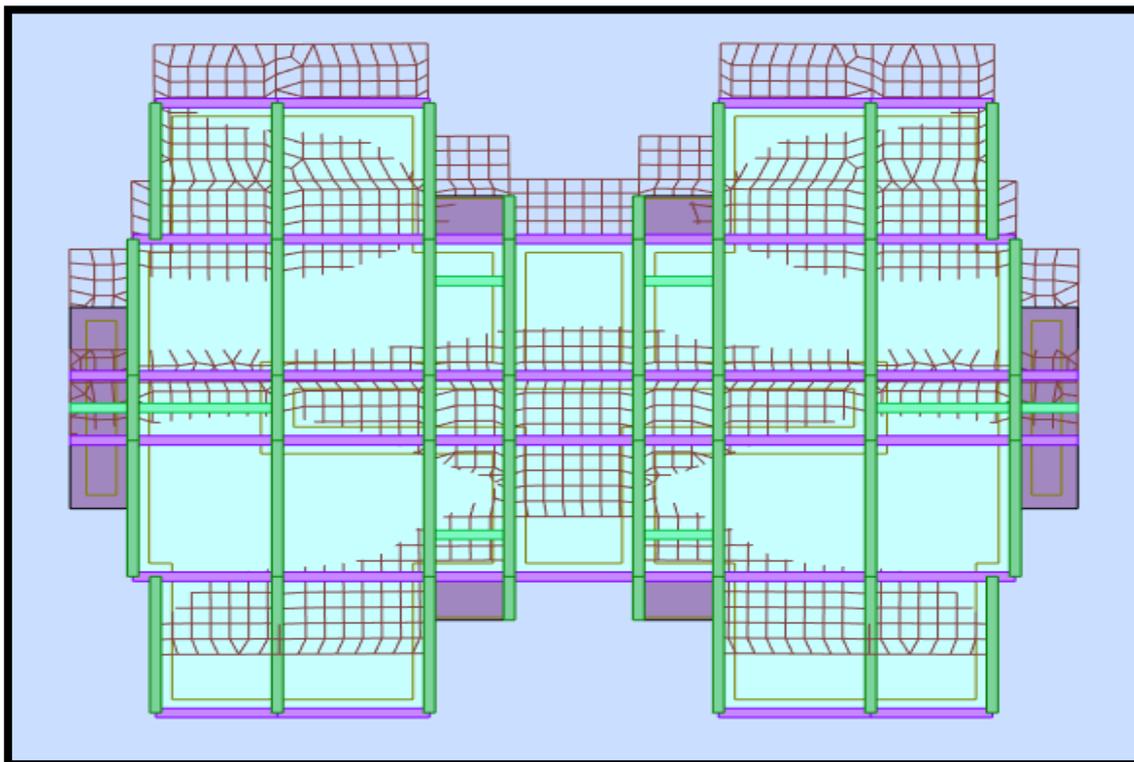


Figure IV.7. 2^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de Robot 2018).

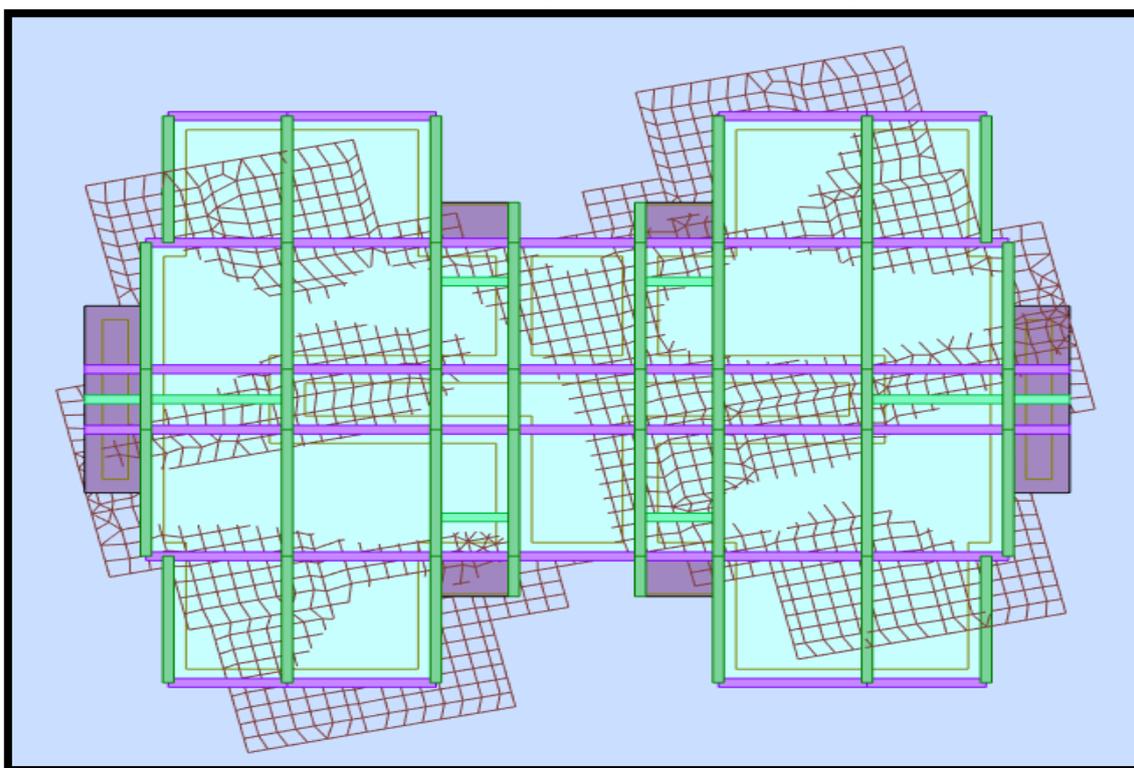


Figure IV.8. 3^{ème} mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y (résultats de Robot 2018).

IV.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente

Selon RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

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

Les réactions à la base :

Tableau IV.5. Les réactions à la base.

	ΣF_x (KN)	ΣF_y (KN)
E_x	864,91	1,86
E_y	1,86	872,18

$$V_{xdyn} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 864,9 \text{ KN}$$

$$V_{ydyn} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 872,2 \text{ KN}$$

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques.

	$V_{dynamique}$ (KN)	$V_{statique}$ (KN)	$0,8V_{statique} < V_{dynamique}$	Observation
E_x	864,90	924	$739,2 < 864,90$	Vérifiée
E_y	872,20	924	$739,2 < 872,20$	Vérifiée

IV.3.4. Vérification de déplacement

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.10) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h). $\Rightarrow \Delta_{radm} = 1\%h_e$

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement due aux forces sismique F_i . (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 4)

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le tableau suivant présente les déplacements donnés par le calcul numérique sur le logiciel « Robot 2018 »

Tableau IV.7. Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement inter étages.

Etage	Δ_k		$\Delta_{radm} = 1\%h_e$ (cm)	Vérification
	Sens x (cm)	Sens y (cm)		
1	0,1	0,1	3,20	Vérifiée
2	0,2	0,2	3,20	Vérifiée
3	0,2	0,2	3,20	Vérifiée
4	0,2	0,2	3,20	Vérifiée

IV.3.5. Vérification au renversement

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant, $M_s = W \times L/2$

M_r : Moment renversant, $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

- **Sens longitudinal :**

Tableau IV.8. Vérification de renversement du bâtiment sens longitudinal.

W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
12146,22	23,20	11,60	140896,15	26431,5	5,33	Vérifiée

- **Sens transversal :**

Tableau IV.9. Vérification de renversement du bâtiment sens transversal.

W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	Vérification
12146,22	19,70	9,85	119640,27	26546,4	4,51	Vérifiée

Conclusion

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de :

- Déterminer les modes propres de telle sorte que la 1ère et 2ème translation, la 3ème torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($= 0,8.V_{\text{Statique}}$), avec l'amplification de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il été inférieur.
- Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage
- Vérifier le renversement.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu'on charge le modèle, donc on adopte cette disposition des voiles concernant le contreventement de la structure.

Par suite des résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents actions extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte qui fera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre V :

Ferraillage des
éléments principaux.

V. Introduction

Une construction en béton armé (BA) demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments porteurs. Cependant ces derniers doivent être étudiés conformément à la réglementation pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations dont l'objectif visé est d'assurer la stabilité de notre structure vis-à-vis l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Notre ouvrage possède trois types d'éléments principaux :

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux sens.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul sens.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un seul sens.

Après avoir calculé au niveau 4ème chapitre les différentes sollicitations par le logiciel d'analyse des structures nommé « ROBOT 2018 », qui nous permet la détermination des efforts internes dans chaque élément structural pour les différentes combinaisons de calcul.

Nous entamons maintenant la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité de ces éléments structuraux dans les situations durables et accidentelles sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, qui sera mené selon les règles de calcul des structures en béton armé (**CBA93, BAEL91/99, RPA99/2003**).

V.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des les charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

La section d'acier sera calculée pour trois combinaisons, et on choisit la plus défavorable (la valeur maximale) :

- 1^{er} cas : N_{\max} et $M_{\text{correspondant}}$.
- 2^{ème} cas : N_{\min} et $M_{\text{correspondant}}$.
- 3^{ème} cas : cas : M_{\max} et $N_{\text{correspondant}}$.

V.1.1. Combinaison des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons fondamentales : « 1^{er} genre » BAEL 91 révisée 99 :
 $1,35G + 1,5Q$ (ELU)
 $G + Q$ (ELS)
- Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99 / version 2003 :
 $G + Q \pm 1,2E$ (ACC)

V.1.2. Sollicitations dans les poteaux

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	N _{cor} (KN)	V _{max} (KN)
RDC	30×40	650,36	9,90	-107,34	9,46	20,66	344,46	39,83
	40×40	733,22	19,38	668,11	19,07	19,41	730,80	10,93
1 ^{er}	30×40	577,41	17,51	-39,63	22,02	21,50	431,33	37,72
2 ^{ème}	30×40	425,99	17,31	-9,08	23,29	23,49	211,08	38,93
3 ^{ème}	30×40	274,41	16,80	4,36	24,24	23,48	124,19	40,08
4 ^{ème}	30×40	125,36	23,83	-10,74	27,59	32,75	45,03	59,19

V.1.3. Exemple ferrailage

a). Armatures longitudinal :

❖ Niveau rez-de-chaussée :

$$N_{\max} = 650,36 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 9,90 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = -107,34 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 9,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 20,66 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 344,46 \text{ KN}$$

$$C = C' = 3 \text{ cm}$$

$$S = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$L = 3,20 \text{ m}$$

$$d = h - c = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

➤ Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9,90}{650,36} = 0,015 \text{ m}$$

$$e < \frac{h}{2} = \frac{0,40}{2} = 0,20 \text{ m}$$

- Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'

$$M_{UA} = M + N \times \alpha$$

Avec : $\alpha = d - h/2 = 0,37 - 0,40/2 = 0,17 \text{ m}$.

$$M_{UA} = 9,90 + 650,36 \times 0,17 = 120,46 \text{ KN.m}$$

$$A = (d - c)N - M_{UA}$$

$$A = (0,37 - 0,03) \times 650,36 - 120,46$$

$$\mathbf{A = 100,66 \text{ KN.m}}$$

$$B = (0,337 - 0,81 \times \frac{c}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$B = \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,03}{0,4}\right) \times 0,3 \times 0,4^2 \times 14,2 \times 10^3$$

$$\mathbf{B = 188,29 \text{ kg.m}}$$

$A < B \Rightarrow$ La section est donc partiellement comprimée.

➤ Calcul de moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec } M_u = M_f = 9,90 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9,90 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times 37^2} = 0,017 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,017$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_e = 0,391$$

$As' = 0 \Rightarrow$ (Pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

➤ Calcul de la section des armatures fictives (armatures longitudinales) :

$$A_f = \frac{M_f}{Z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,017)}) = 0,021$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha) = 366,83 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa (ACC)}.$$

$$A_f = \frac{9,90 \times 10^6}{366,83 \times 400} = 67,47 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_f = 0,67 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée :**

$$A_s = A_f - \frac{N}{\sigma_s} = 0,67 - \frac{650,36 \times 10^3}{400 \times 10^2} = -15,59 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0$$

Les sections trouvées sont nulles donc le ferrailage des poteaux aura lieu avec les sections minimales exigées par les règlements.

❖ **Armatures longitudinales :**

- **Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :**

$$A_{\min} = 0,8\% \times B$$

$$A_{\max} = 4\% \times B \Rightarrow \text{en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% \times B \Rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

- **Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1, 21) :**

$$A_{\min} = \max(0,2\% \times B ; 4\% \times P)$$

$$A_{\max} = 5\% \times B$$

B : section de béton

P : périmètre de la section.

Tableau V.2. Sections de ferrailage maximales et minimales selon les réglementations.

Niveau	Section	BAEL91/V99		RPA99/V2003		
		A_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²) Zone courante	A_{\max} (cm ²) Zone de recv
RDC	30×40	5,60	60	9,60	48	72
	40×40	6,40	80	12,80	64	96
Autres étages	30×40	5,60	60	9,60	48	72

❖ **Vérification du risque du flambement :**

Le règlement C.B.A 93 définit la longueur de flambement l_f comme suit :

$$l_f = 0,7 \times L_0 ; L_0 : \text{Hauteur d'étage.}$$

$$l_f = 0,7 \times 3,20 = 2,24 \text{ m}$$

Élancement minimal du poteau :

$$\lambda_{\min} = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = \sqrt{12} \times \frac{2,24}{0,40} = 19,40 < 50 \Rightarrow \text{Il n'y a pas de risque de flambement.}$$

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel Excel.

Tableau V.3. Les sections de ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	Section (cm)	N (KN)	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{PRA} (cm ²)	Choix	A _{adopté} (cm ²)
RDC	30×40	N _{max} = 650,36	M _{cor} = 9,90	0	9,60	4HA14	10,68
		N _{min} = - 107,34	M _{cor} = 9,46	3,33		+	
		N _{cor} = 265,98	M _{max} = 22,26	0		4HA12	
	40×40	N _{max} = 733,22	M _{cor} = 19,38	0	12,80	4HA16	14,20
		N _{min} = 668,11	M _{cor} = 19,07	0		+	
		N _{cor} = 730,80	M _{max} = 19,41	0		4HA14	
1 ^{er}	30×40	N _{max} = 577,41	M _{cor} = 17,51	0	9,60	4HA14	10,68
		N _{min} = - 39,63	M _{cor} = 22,02	2,51		+	
		N _{cor} = 203,87	M _{max} = 24,97	0		4HA12	
2 ^{ème}	30×40	N _{max} = 425,99	M _{cor} = 17,31	0	9,60	4HA14	10,68
		N _{min} = -9,08	M _{cor} = 23,29	1,83		+	
		N _{cor} = 153,19	M _{max} = 27,09	0		4HA12	
3 ^{ème}	30×40	N _{max} = 274,41	M _{cor} = 16,80	0	9,60	4HA14	10,68
		N _{min} = 4,36	M _{cor} = 24,24	1,56		+	
		N _{cor} = 95,17	M _{max} = 26,88	0		4HA12	
4 ^{ème}	30×40	N _{max} = 125,36	M _{cor} = 23,83	0	9,60	4HA14	10,68
		N _{min} = - 10,74	M _{cor} = 27,59	2,18		+	
		N _{cor} = 58,71	M _{max} = 38,24	1,38		4HA12	

b). Armatures transversales :

❖ Diamètre des armatures transversales selon CBA93(A.7.1.3) :

$$\phi_t > \frac{1}{3} \phi_1^{\max} = \frac{16}{3} = 5,33\text{mm}$$

$$\phi_t = 8\text{mm.}$$

On adopte : 4HA8 = 2,01 cm² « 2 cadres »

❖ **Espacement des armatures transversales :**

D'après l'article 7.4.2.2. du RPA99/version2003, la valeur maximale de l'espacement est fixée :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_1 ; 15\text{cm})$
- Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_1$

ϕ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

- 10 cm en zone nodale.
- 15 cm en zone courante.

❖ **Vérification du ferrailage transversal selon l'RPA99/version2003**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : L'effort tranchant du calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : L'espacement des armatures transversales.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal :

$$\rho_a = 2,50 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3,75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5.$$

On a : $V_{u \max} = 39,83 \text{ KN}$

$$h_t = 40 - C - C' = 34 \text{ cm.}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,24}{0,40} = 5,60 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50$$

➤ **Vérification dans la zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 39,83 \times 10}{34 \times 40} = 0,73 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification dans la zone courante :**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{h_t \cdot f_e} = \frac{2,5 \times 39,83 \times 15}{34 \times 40} = 1,09 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

❖ **Vérification des cadres des armatures minimales :**

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{S_t \cdot b}$ (%) est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 & 0,3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 & 0,8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 & \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{cases}$$

On $\lambda_g > 5$ on obtient : $\frac{A_t}{S_t \cdot b} (\%) \geq 0,3 \%$

➤ **Vérification dans la zone nodale :**

$$\frac{2,01}{10 \times 40} = 0,50\% > 0,3\% \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification dans la zone courante :**

$$\frac{2,01}{15 \times 40} = 0,34\% > 0,3\% \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

Tableau V.4. Armature transversale (Zone courante).

Niveau	Section (cm ²)	V _{max} (KN)	Choix	A _{adp} (cm ²)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	% cal	% min	OBS
RDC	30×40	39,83	4HA8	2,01	15	1,09	5,60	2,5	0,34	0,3	CV
	40×40	10,93	4HA8	2,01	15	0,30	5,60	2,5	0,34	0,3	CV
1^{er}	30×40	37,72	4HA8	2,01	15	1,04	5,60	2,5	0,34	0,3	CV
2^{ème}	30×40	38,93	4HA8	2,01	15	1,07	5,60	2,5	0,34	0,3	CV
3^{ème}	30×40	40,08	4HA8	2,01	15	1,11	5,60	2,5	0,34	0,3	CV
4^{ème}	30×40	59,19	4HA8	2,01	15	1,63	5,60	2,5	0,34	0,3	CV

Tableau V.5. Armature transversale (Zone nodale).

Niveau	Section (cm ²)	V _{max} (KN)	Choix	A _{adp} (cm ²)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	% cal	% min	OBS
RDC	30×40	39,83	4HA8	2,01	10	0,73	5,60	2,5	0,50	0,3	CV
	40×40	10,93	4HA8	2,01	10	0,20	5,60	2,5	0,50	0,3	CV
1^{er}	30×40	37,72	4HA8	2,01	10	0,69	5,60	2,5	0,50	0,3	CV
2^{ème}	30×40	38,93	4HA8	2,01	10	0,72	5,60	2,5	0,50	0,3	CV
3^{ème}	30×40	40,08	4HA8	2,01	10	0,74	5,60	2,5	0,50	0,3	CV
4^{ème}	30×40	59,19	4HA8	2,01	10	1,09	5,60	2,5	0,50	0,3	CV

V.1.4. Vérification du poteau à l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 4,35 \text{ MPa (la fissuration est peu préjudiciable)}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{39,83 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,36 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,36 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4,45 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

V.1.5. Vérification des sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton $\bar{\tau}_{bu}$ sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \min\left[\frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b}\right] = \min\left[\frac{2,24}{0,3}; \frac{2,24}{0,4}\right] = 5,60$$

$$\lambda_g = 5,6 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,36 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

Tableau V.6. Vérification des contraintes tangentes et l'effort tranchant.

Niveau	Section (cm ²)	L _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	OBS
RDC	30×40	224	5,60	0,075	37	39,83	0,36	4,45	1,875	CV
	40×40	224	5,60	0,075	37	10,93	0,07	4,45	1,875	CV
1 ^{er}	30×40	224	5,60	0,075	37	37,72	0,34	4,45	1,875	CV
2 ^{ème}	30×40	224	5,60	0,075	37	38,93	0,35	4,45	1,875	CV
3 ^{ème}	30×40	224	5,60	0,075	37	40,08	0,36	4,45	1,875	CV
4 ^{ème}	30×40	224	5,60	0,075	37	59,19	0,53	4,45	1,875	CV

V.1.6. Disposition constructive des poteaux

➤ **Longueur des crochets :**

$$L = 10 \times \varnothing_t = 10 \times 0,8 = 8\text{cm.}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r = 40\varnothing_{\max} \text{ en zone I et II.}$$

Section : 30×40 $\Rightarrow \varnothing_{\max} = 1,4\text{cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56\text{cm.} \Rightarrow$ on adopte $L_r = 60\text{cm.}$

Section : 40×40 $\Rightarrow \varnothing_{\max} = 1,6\text{cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 64\text{cm.} \Rightarrow$ on adopte $L_r = 70\text{cm.}$

➤ **Les zones nodales :**

La zone nodale est définie par h' tel que :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right)$$

h_e : hauteur d'étage.

(b_1, h_1) : section de poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Zones nodales dans les poteaux.

Niveau	h_e (cm)	b_1 (cm)	h_1 (cm)	$h_e / 6$ (cm)	h' (cm)
RDC	30×40	30	40	53,33	60
	40×40	40	40	53,33	60
1 ^{er}	30×40	30	40	53,33	60
2 ^{ème}	30×40	30	40	53,33	60
3 ^{ème}	30×40	30	40	53,33	60
4 ^{ème}	30×40	30	40	53,33	60

V.1.7. Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3}(v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} \quad ; \quad v' = h - v$$

On a :

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3}(v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A} \quad ; \quad v' = h - v$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

a). N_{\max} et M_{cor} :

Tableau V.8. Vérifications des contraintes pour les poteaux.

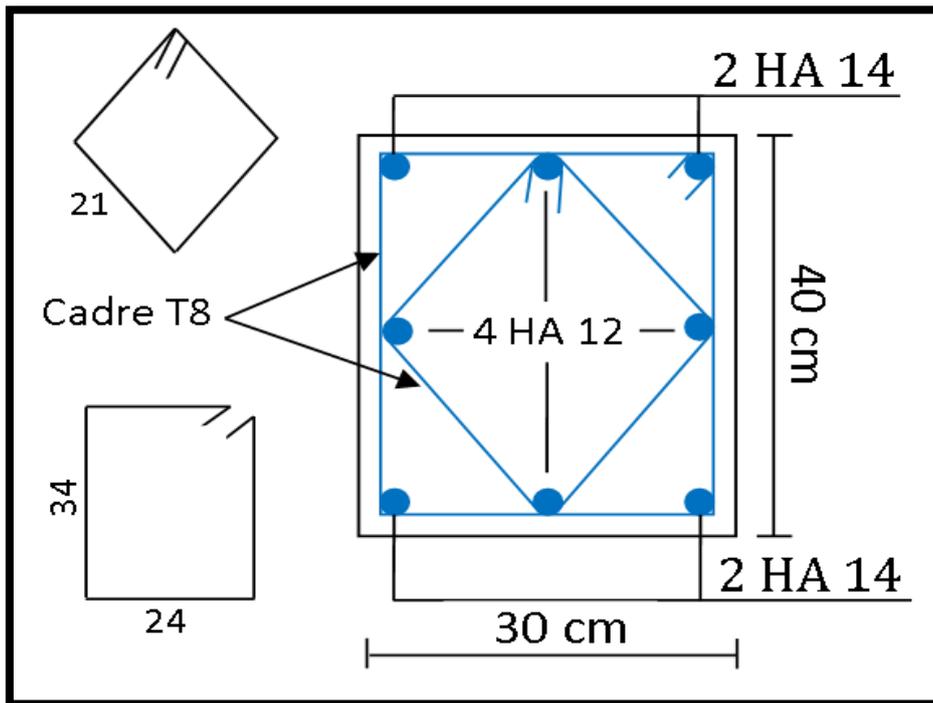
Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (cm ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
RDC	30×40	37	10,68	22	17,99	200844,99	639,70	4,95	5,87	15
	40×40	37	14,20	21,99	18	267658,32	707,96	17,01	2,43	15
1 ^{er}	30×40	37	10,68	22	17,99	200844,99	554,43	12,95	6,04	15
2 ^{ème}	30×40	37	10,68	22	17,99	200844,99	408,10	14,36	4,97	15
3 ^{ème}	30×40	37	10,68	22	17,99	200844,99	263,10	14,26	3,76	15
4 ^{ème}	30×40	37	10,68	22	17,99	200844,99	120,33	20,37	3,23	15

b). N_{cor} et M_{\max} :

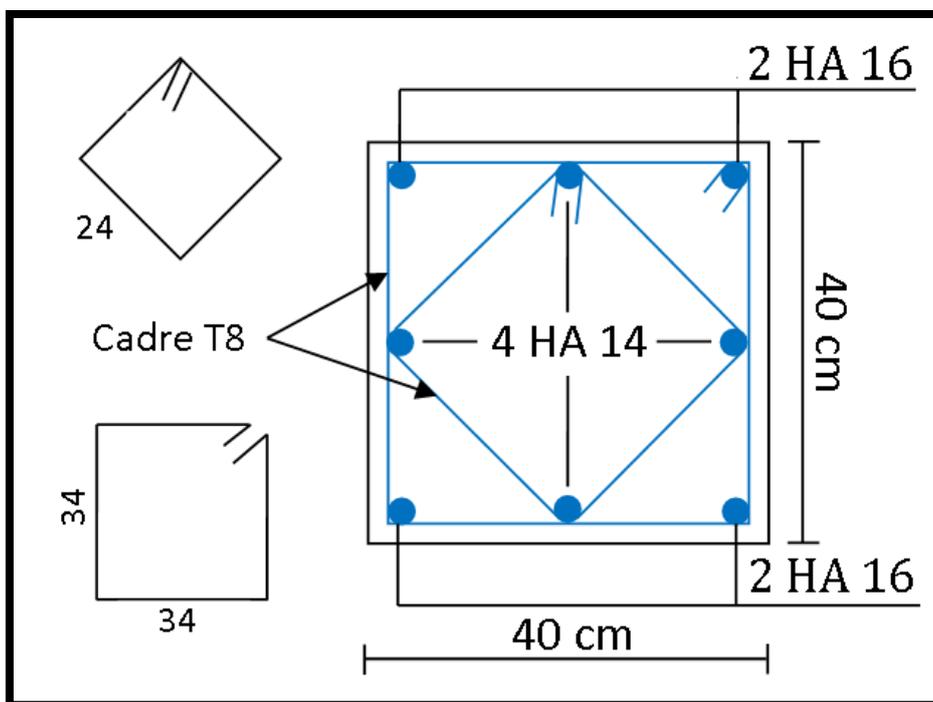
Tableau V.9. Vérifications des contraintes pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (cm ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
RDC	30×40	37	10,68	22	17,99	200844,99	194,22	16,14	3,39	15
	40×40	37	14,20	21,99	18	267658,32	705,88	17,02	5,81	15
1 ^{er}	30×40	37	10,68	22	17,99	200844,99	149,03	18,12	3,23	15
2 ^{ème}	30×40	37	10,68	22	17,99	200844,99	111,96	19,67	3,09	15
3 ^{ème}	30×40	37	10,68	22	17,99	200844,99	69,58	19,49	2,72	15
4 ^{ème}	30×40	37	10,68	22	17,99	200844,99	42,97	27,90	3,42	15

V.1.8. Schéma de ferrailage des poteaux



Poteau 30×40



Poteau 40×40

Figure V.1. Schéma de ferrailage des poteaux.

V.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , V), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel Autodesk 2018, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 /2003 suivantes :

➤ **Situation durable :**

Etat limite ultime (ELU) $1,35G + 1,5Q$

Etat limite de service (ELS) $G + Q$

➤ **Situation accidentelle : (Selon le sens)**

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

V.2.1. Sollicitations dans les poutres

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

❖ **Poutres principales :**

Tableau V.10. Sollicitations dans les poutres principales.

Niveau	Section (cm ²)	ELU		ACC		ELS		V _{max} (KN)
		M _u ^t max (KN.m)	M _u ^a max (KN.m)	M _a ^t max (KN.m)	M _a ^a max (KN.m)	M _s ^t max (KN.m)	M _s ^a max (KN.m)	
RDC	30×40	40,02	- 67,01	29,52	- 53,10	29,08	- 48,70	99,22
1 ^{er}	30×40	39,32	- 67,70	29,05	- 55,41	28,57	- 49,20	98,87
2 ^{ème}	30×40	39,61	- 71,90	29,27	- 59,02	28,77	- 52,25	98,52
3 ^{ème}	30×40	39,64	- 75,55	29,29	- 61,66	28,80	- 54,91	98,53
4 ^{ème}	30×40	36,50	- 72,68	26,75	- 58,61	26,73	- 52,94	65,56

❖ Poutres secondaires :

Tableau V.11. Sollicitations dans les poutres secondaires.

Niveau	Section (cm ²)	ELU		ACC		ELS		V _{max} (KN)
		M _u ^t max (KN.m)	M _u ^a max (KN.m)	M _a ^t max (KN.m)	M _a ^a max (KN.m)	M _s ^t max (KN.m)	M _s ^a max (KN.m)	
RDC	30×35	14,78	- 39,43	12,60	- 28,56	10,68	- 28,30	48,66
1 ^{er}	30×35	16,41	- 39,00	13,99	- 28,25	11,86	- 27,90	50,26
2 ^{ème}	30×35	16,13	- 39,12	13,40	- 28,55	11,65	- 28,08	48,72
3 ^{ème}	30×35	13,41	- 39,41	14,12	- 28,92	9,69	- 28,30	43,85
4 ^{ème}	30×35	7,59	- 36,95	9,39	- 27,89	5,48	- 27,11	38,25

V.2.2. Exemple ferrailage

a). Armatures longitudinal :

❖ Niveau rez-de-chaussée « poutre principale » :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

$$b = 30\text{cm} ; h = 40\text{cm} ; d = h - C' = 40 - 3 = 37\text{cm}$$

$$\text{Acier FeE400} ; f_e = 348\text{MPa} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_{bu} = 14,2\text{MPa}$$

❖ ELU :

➤ Aux travées : $M_t = 40,02 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{40,02 \times 10^6}{14,2 \times 300 \times 370^2} = 0,069 \leq \mu_l = 0,391$$

⇒ $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

➤ Calcul de la section des armatures longitudinales :

$$A_u^t = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,069)}) = 0,089$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$\text{Donc : } Z = 356,84 \text{ mm} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u^t = \frac{40,02 \times 10^6}{356,84 \times 348} = 322,28 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_u^a = 3,22 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis** : $M_a = - 67,01 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{67,01 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 370^2} = 0,11 \leq \mu_l = 0,391$$

⇒ $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

➤ **Calcul de la section des armatures longitudinales :**

$$A_u^a = \frac{M_a}{z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,11)}) = 0,15$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$\text{Donc : } Z = 347,36 \text{ mm} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u^a = \frac{67,01 \times 10^6}{347,36 \times 348} = 544,35 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_u^a = 5,44 \text{ cm}^2$$

❖ **ACC :**

➤ **Aux travées** : $M_t = 29,52 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{29,52 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times 370^2} = 0,051 \leq \mu_l = 0,391$$

⇒ $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

➤ **Calcul de la section des armatures longitudinales :**

$$A_u^t = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,051)}) = 0,065$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$\text{Donc : } Z = 360,39 \text{ mm} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_u^t = \frac{29,52 \times 10^6}{360,39 \times 400} = 204,78 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_u^t = 2,05 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis** : $M_a = - 53,10 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{53,10 \times 10^6}{14,2 \times 300 \times 370^2} = 0,091 \leq \mu_l = 0,391.$$

⇒ $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

➤ **Calcul de la section des armatures longitudinales :**

$$A_u^a = \frac{M_a}{z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,091)}) = 0,12$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$\text{Donc : } Z = 352,31 \text{ mm} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_u^a = \frac{53,10 \times 10^6}{352,31 \times 400} = 376,79 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_u^a = 3,77 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1 ; BAEL91/99)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min}$$

➤ **Pourcentage exigé par le RPA99/version2003 :**

- **Pourcentage minimal :**

- ✓ **Poutre principale** : $A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

- ✓ **Poutre secondaire** : $A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage maximal :**

- ✓ **Poutre principale :**

- $A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ en zone courante.

- $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ en zone recouvrement.

- ✓ **Poutre secondaire :**

- $A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ en zone courante.

- $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ en zone recouvrement.

Tableau V.12. Armatures longitudinales des poutres principales.

Niveau	Section (cm ²)	Position	ELU		ACC		A _{s min} ^{RPA} (cm ²)	Choix	A _{adop} (cm ²)
			M _{max} (KN)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN)	A _s (cm ²)			
RDC	30×40	Travée	40,02	3,22	29,52	2,05	6	6HA12	6,79
		Appui	- 67,01	5,54	- 53,10	3,77	6	6HA12	6,79
1 ^{er}	30×40	Travée	39,32	3,16	29,05	2,01	6	6HA12	6,79
		Appui	- 67,70	5,60	- 55,41	3,94	6	6HA12	6,79
2 ^{ème}	30×40	Travée	39,61	3,18	29,27	2,03	6	6HA12	6,79
		Appui	- 71,90	5,99	- 59,02	4,21	6	6HA12	6,79
3 ^{ème}	30×40	Travée	39,64	3,19	29,29	2,03	6	6HA12	6,79
		Appui	- 75,55	6,31	- 61,66	4,41	6	6HA12	6,79
4 ^{ème}	30×40	Travée	36,50	2,93	26,75	1,85	6	6HA12	6,79
		Appui	- 72,68	6,05	- 58,61	4,18	6	6HA12	6,79

Tableau V.13. Armatures longitudinales des poutres secondaires.

Niveau	Section (cm ²)	Position	ELU		ACC		A _{s min} ^{RPA} (cm ²)	Choix	A _{adop} (cm ²)
			M _{max} (KN)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN)	A _s (cm ²)			
RDC	30×40	Travée	14,78	1,35	12,60	0,99	5,25	6HA12	6,79
		Appui	- 39,43	3,72	- 28,56	2,31	5,25	6HA12	6,79
1 ^{er}	30×40	Travée	16,41	1,50	13,99	1,11	5,25	6HA12	6,79
		Appui	- 39,00	3,67	- 28,25	2,28	5,25	6HA12	6,79
2 ^{ème}	30×40	Travée	16,13	1,48	13,40	1,06	5,25	6HA12	6,79
		Appui	- 39,12	3,69	- 28,55	2,31	5,25	6HA12	6,79
3 ^{ème}	30×40	Travée	13,41	1,22	14,12	1,12	5,25	6HA12	6,79
		Appui	- 39,41	3,72	- 28,92	2,34	5,25	6HA12	6,79
4 ^{ème}	30×40	Travée	7,59	0,69	9,39	0,74	5,25	6HA12	6,79
		Appui	- 36,95	3,47	- 27,89	2,25	5,25	6HA12	6,79

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40\phi_{\max} \text{ en zone I et II.}$$

$$\phi = 12\text{mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48\text{cm} \Rightarrow \text{on adopte : } L_r = 50\text{cm.}$$

➤ **La longueur de la zone nodale :**

- ✓ Poutre principale : $L' = 2h = 2 \times 40 = 80\text{cm}$
- ✓ Poutre secondaire : $L' = 2h = 2 \times 35 = 70\text{cm}$

❖ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa} \text{ (la fissuration est peu préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{99,22 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,89 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,89 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V}$$

❖ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3) BAEL91/99**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_l}$$

$$\sum u_l = n \times \pi \times \emptyset = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm.}$$

Tableau V.14. Vérification de la contrainte de cisaillement.

Niveau	Poutre	Section (cm ²)	V _{max} (KN)	τ _{se} (MPa)	τ _s (MPa)	τ _u (MPa)	τ _u (MPa)	Observation
RDC	PP	30×40	99,22	1,32	3,15	0,89	3,33	Vérifiée
	PS	30×35	48,66	0,75	3,15	0,51	3,33	Vérifiée
1 ^{er}	PP	30×40	98,87	1,31	3,15	0,89	3,33	Vérifiée
	PS	30×35	50,26	0,77	3,15	0,52	3,33	Vérifiée
2 ^{ème}	PP	30×40	98,52	1,30	3,15	0,88	3,33	Vérifiée
	PS	30×35	48,72	0,75	3,15	0,50	3,33	Vérifiée
3 ^{ème}	PP	30×40	98,53	1,30	3,15	0,88	3,33	Vérifiée
	PS	30×35	43,85	0,67	3,15	0,47	3,33	Vérifiée
4 ^{ème}	PP	30×40	65,56	0,87	3,15	0,59	3,33	Vérifiée
	PS	30×35	38,25	0,59	3,15	0,40	3,33	Vérifiée

b). Armatures transversales :

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{b}{10}; \frac{h}{35}; \varnothing_1\right)$$

➤ **Poutre principale :**

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{300}{10}; \frac{400}{35}; 12\right) \text{ mm, donc on prend } \varnothing_t \leq 12 \text{ mm.}$$

On adopte : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Poutre secondaire :**

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{300}{10}; \frac{350}{35}; 12\right) \text{ mm, donc on prend } \varnothing_t \leq 10 \text{ mm.}$$

On adopte : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement S_t d'armatures transversales :**

a. selon le CBA93 :

$$S_t = \min(15\varnothing_1 ; 40\text{cm} ; a + 10\text{cm}) = 18\text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 33,3\text{cm} \Rightarrow \text{Poutre principale} \\ S_t = \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 28,8\text{cm} \Rightarrow \text{Poutre secondaire} \end{array} \right.$$

On adopte un espacement de 15cm. On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,8 \times f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principale} \Rightarrow \frac{2,01}{30 \times 15} \geq \frac{0,89 - 0,3 \times 2,1}{0,8 \times 400} \Rightarrow 4,47 \times 10^{-3} > 8,13 \times 10^{-4} \\ \text{Poutre secondaire} \Rightarrow \frac{2,01}{30 \times 15} \geq \frac{0,52 - 0,3 \times 2,1}{0,8 \times 400} \Rightarrow 4,47 \times 10^{-3} > 3,44 \times 10^{-4} \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principale} \Rightarrow \frac{201 \times 400}{300 \times 150} \geq \max\left(\frac{0,89}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \Rightarrow 1,79 > 0,45 \\ \text{Poutre secondaire} \Rightarrow \frac{201 \times 400}{300 \times 150} \geq \max\left(\frac{0,52}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \Rightarrow 1,79 > 0,40 \end{array} \right.$$

b. selon RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003 \times S_t \times b \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_1\right) \dots \dots \dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

➤ **Poutre principale :**

$$\begin{cases} A_t = 1,35 \text{ cm}^2 \\ S_t \leq \min\left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,2\right) \Rightarrow S_t \leq 10\text{cm} \\ S_t \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm} \end{cases}$$

➤ **Poutre secondaire :**

$$\begin{cases} A_t = 1,35 \text{ cm}^2 \\ S_t \leq \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,2\right) \Rightarrow S_t \leq 8,75\text{cm} \\ S_t \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S_t \leq 17,5\text{cm} \end{cases}$$

Donc on prend :

St = 8cm zone nodale .

St = 15cm zone courante.

V.2.3. Vérification des contraintes maximales dans le béton

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times y \quad ; \quad \text{avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + n[As(d - y)^2 + As'(y - d')^2]$$

• **Position de l'axe neutre « y » :**

$$y = \frac{n \cdot (As + As')}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{d \cdot b \cdot As + (d \cdot As')}{7,5 \cdot (As + As')^2}} - 1 \right] \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$$

Tableau V.15. Vérification des contraintes dans le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

Niv	Type	Position	M _{ser} (KN.m)	A _s cm ²	Y cm	I cm ⁴	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Poutre principale									
RDC	30×4	Travée	29,08	6,79	12,82	80618.85	4,62	15	vérifiée
		Appui	48,70	6,79	12,82	80618.85	7,74	15	vérifiée
1 ^{er}	30×4	Travée	28,57	6,79	12,82	80618.85	4,54	15	vérifiée
		Appui	49,20	6,79	12,82	80618.85	7,82	15	vérifiée
2 ^{ème}	30×4	Travée	28,77	6,79	12,82	80618.85	4,57	15	vérifiée
		Appui	52,25	6,79	12,82	80618.85	8,35	15	vérifiée
3 ^{ème}	30×4	Travée	28,80	6,79	12,82	80618.85	4,58	15	vérifiée
		Appui	54,91	6,79	12,82	80618.85	8,73	15	vérifiée
4 ^{ème}	30×4	Travée	26,73	6,79	12,82	80618.85	4,25	15	vérifiée
		Appui	52,94	6,79	12,82	80618.85	8,42	15	Vérifiée
Poutre secondaire									
RDC	30×3	Travée	10,68	6,79	11,73	57987,05	2,16	15	vérifiée
		Appui	28,30	6,79	11,73	57987,05	5,73	15	vérifiée
1 ^{er}	30×3	Travée	11,86	6,79	11,73	57987,05	2,40	15	vérifiée
		Appui	27,90	6,79	11,73	57987,05	5,64	15	vérifiée
2 ^{ème}	30×3	Travée	11,65	6,79	11,73	57987,05	2,36	15	vérifiée
		Appui	28,08	6,79	11,73	57987,05	5,68	15	vérifiée
3 ^{ème}	30×3	Travée	9,69	6,79	11,73	57987,05	1,96	15	vérifiée
		Appui	28,30	6,79	11,73	57987,05	5,73	15	vérifiée
4 ^{ème}	30×3	Travée	5,48	6,79	11,73	57987,05	1,11	15	vérifiée
		Appui	27,11	6,79	11,73	57987,05	5,48	15	vérifiée

V.2.4. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
3. $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec : $M_t = K \times M_0$

K : est un coefficient réducteur ($0,75 \leq K \leq 0,85$), on prend $K = 0,75$

$L = 4,40\text{m}$ (poutre principale) ; $L = 3,40\text{m}$ (poutre secondaire).

Tableau V.16. Vérification de la flèche pour les poutres.

Poutre	1 ^{er} condition			2 ^{ème} condition			3 ^{ème} condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{bd}$	$\frac{4,2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
PP	0,09	0,063	Vérifiée	0,09	0,085	Vérifiée	0,0061	0,011	Vérifiée
PS	0,10	0,063	Vérifiée	0,10	0,085	Vérifiée	0,0071	0,011	Vérifiée

V.2.5. Schéma de ferrailage des poutres

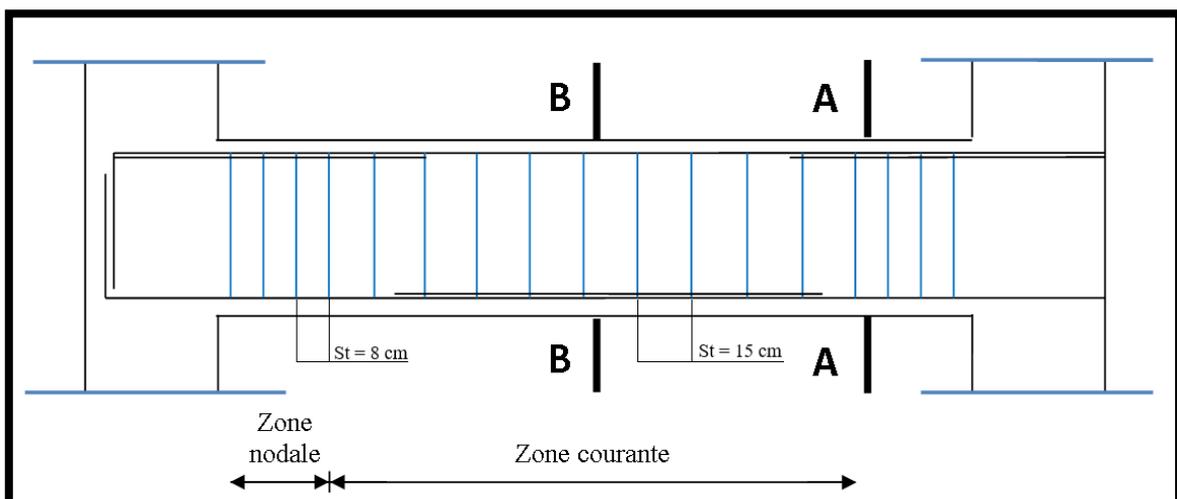


Figure V.2. Schéma de ferrailage longitudinal des poutres.

❖ Poutre principale :

Coupe A-A

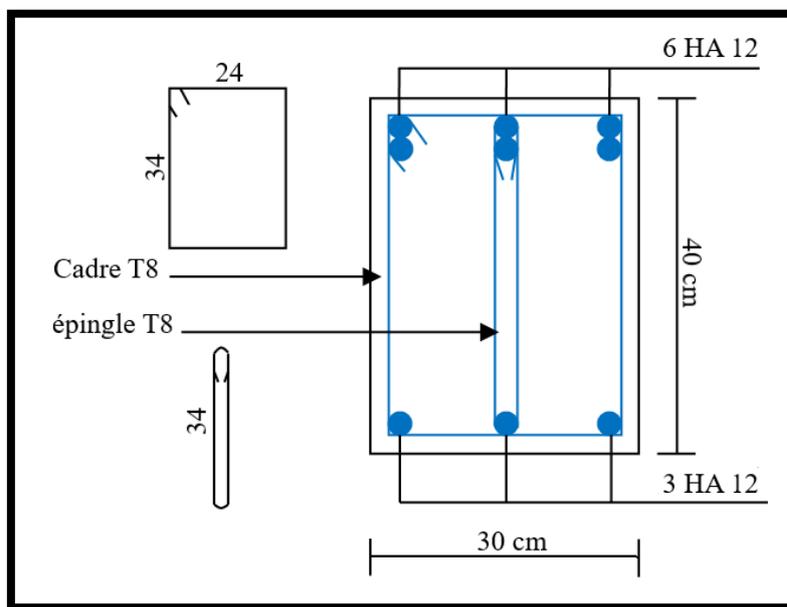


Figure V.3. Coupe transversale A-A (appuis) des poutres principales.

Coupe B-B

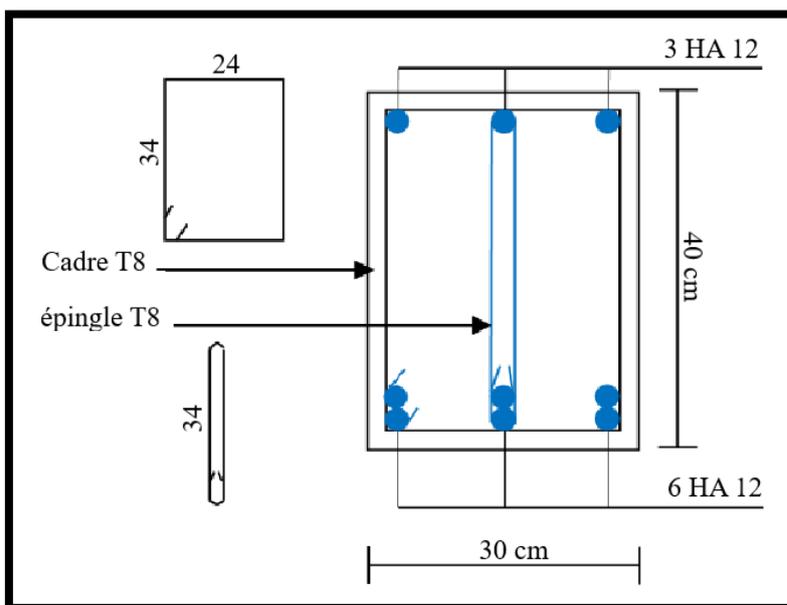


Figure V.4. Coupe transversale B-B (Travée) des poutres principales.

❖ Poutre secondaire :

Coupe A-A

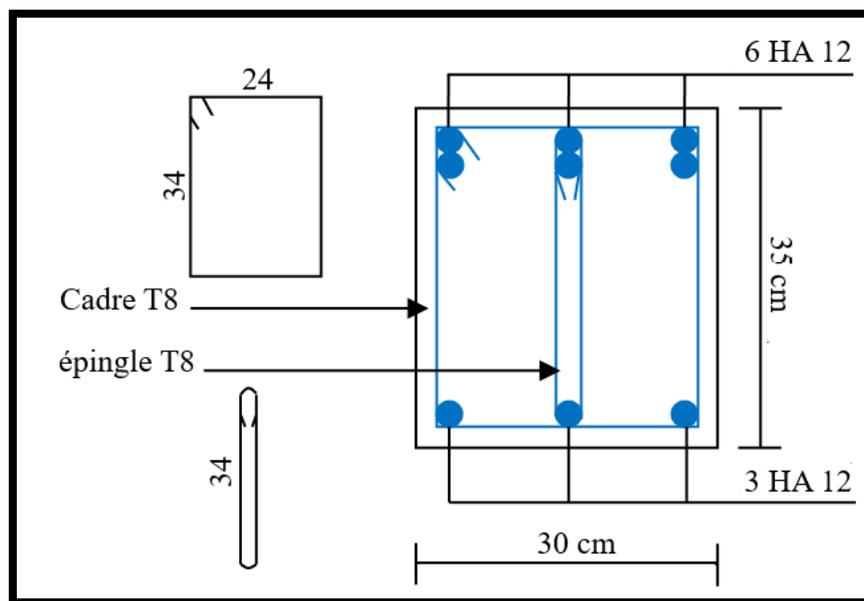


Figure V.5. Coupe transversale A-A (appuis) des poutres secondaires.

Coupe B-B

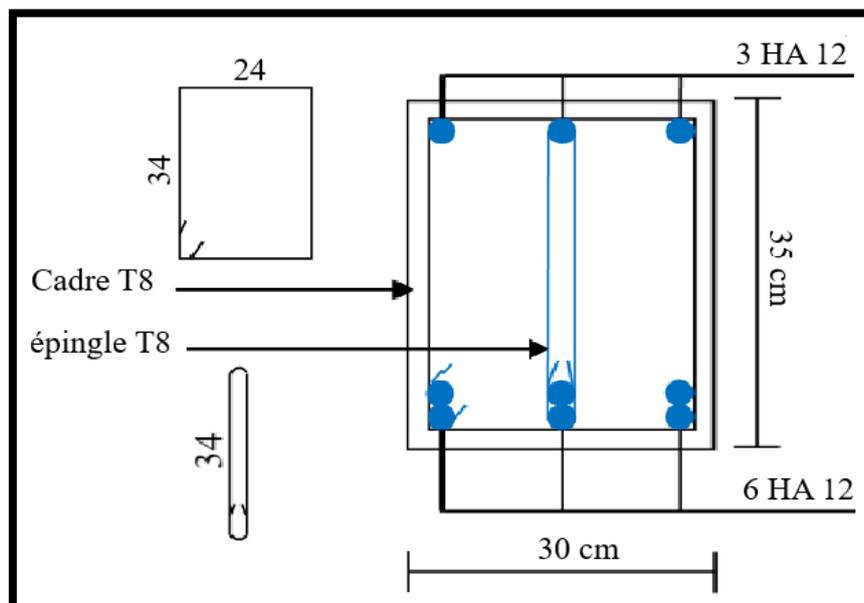


Figure V.6. Coupe transversale B-B (Travée) des poutres secondaires.

V.3.Ferrailage des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

❖ **Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :**

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structures contreventées par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.3.1. Les avantages des voiles

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant.
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques
- Elle permet de ne pas être pénalisé dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

V.3.2. Les combinaisons des charges

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

V.3.3. Sollicitations dans les voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifié selon RPA99.V2003 sous les sollicitations suivantes :

- N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$
- N_{\min} ; $M_{\text{correspondant}}$
- M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.17. Sollicitations dans les voiles sens(x-x).

Niveau	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	N_{\min} (KN)	M_{corr} (KN.m)	M_{\max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	V_{\max} (KN)
Sens x-x							
RDC	1194,68	563,10	428,37	543,00	586,89	1131,56	150,93
1^{er}	984,74	347,18	353,90	353,49	389,49	983,81	151,31
2^{ème}	740,64	186,72	277,68	191,99	240,70	740,29	120,00
3^{ème}	493,18	132,56	198,10	79,79	134,61	310,52	88,36
4^{ème}	246,95	65,27	106,79	63,33	75,42	163,56	53,23
Sens y-y							
RDC	1015,90	832,27	401,62	683,07	847,74	1007,48	150,37
1^{er}	883,00	526,62	281,22	421,04	526,62	883,00	170,07
2^{ème}	667,41	305,95	200,79	249,86	316,23	665,93	141,45
3^{ème}	440,90	141,46	133,20	124,56	151,29	439,15	108,42
4^{ème}	219,12	30,65	62,73	41,87	46,64	104,23	53,65

V.3.4. Prescriptions imposées le RPA99V2003

❖ Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

$$A_{\min} = 0,20\%L_t \times e$$

L_t : Longueur de la zone tendue

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $St < e$
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

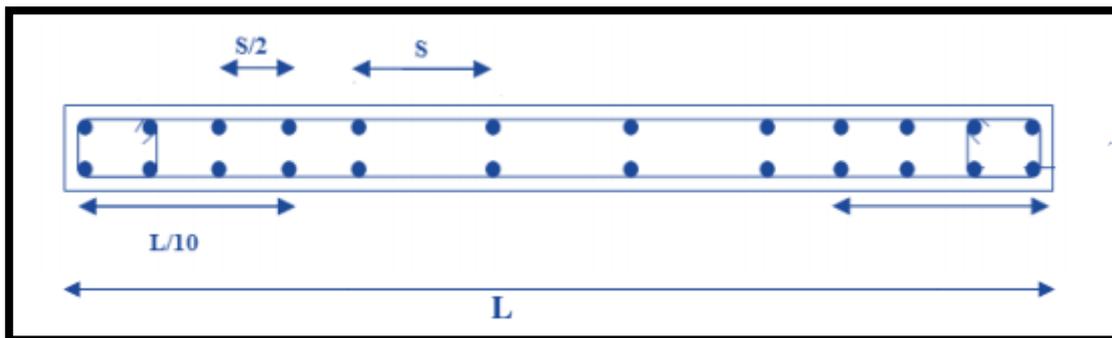


Figure V.7. Disposition des armatures verticales dans le voile.

❖ Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins quatre épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

❖ Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0,15\%b \times h \quad \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0,10\%b \times h \quad \text{dans la zone courante.}$$

$$\phi_1 \leq \frac{1}{10} \times e$$

- L'espaceur : $St = \min(1,5e ; 30)$ cm.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :

40 ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20 ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.5. Méthode de calcul

V.3.5.1. Détermination des contraintes

On utilise la méthode de navire :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M \times v}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M \times v}{I} \end{cases}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant appliqué

A : Section transversale du voile

I : l'inertie de voile.

v : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

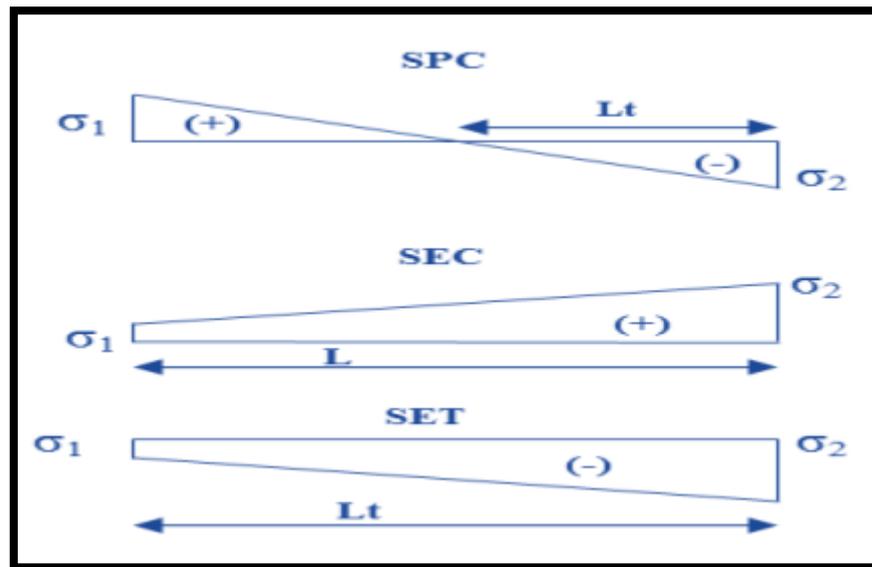


Figure V.8. Les différents types des contraintes.

On distingue 3 cas :

- ❖ **1^{er} cas** : $(\sigma_1 ; \sigma_2)$ sont de signe différent \Rightarrow La section du voile est **partiellement comprimée**.
- ❖ **2^{ème} cas** : $(\sigma_1 ; \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est **entièrement comprimée** (pas de zone tendue).
- ❖ **3^{ème} cas** : $(\sigma_1 ; \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est **entièrement tendue** (pas de zone comprimée).

V.3.5.2. Calcul de L_c et L_t

- Section entièrement tendue (SET) : $L_t = L$
- Section partiellement comprimée (SPC) : $L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$
- Section entièrement comprimée (SEC) : $L_c = L$

V.3.5.3. Calcul de l'effort normal ultime

- Section entièrement tendue (SET) : $F = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times L_t \times e$
- Section partiellement comprimée (SPC) : $F = \left(\frac{\sigma_2}{2} \right) \times L_t \times e$
- Section entièrement comprimée (SEC) : $F = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \times L_c \times e$

V.3.5.4. Calcul des armatures verticales

- Section entièrement tendue (SET) : $A_v = \frac{F}{f_e}$
- Section partiellement comprimée (SPC) : $A_v = \frac{F}{f_e}$
- Section entièrement comprimée (SEC) : $A_v = \frac{F - B \times f_{bu}}{f_e}$

V.3.5.5. Armatures minimales

- D'après le RPA 2003 (Art 7.7.4.1) :

$$A_{\min RPA} = 0,20\% \cdot L_t \times b \text{ pour (SET et SPC).}$$

$$A_{\min RPA} = 0,20\% \cdot L_c \times b \text{ pour (SEC).}$$

b : épaisseur du voile.

L_t et L_c : longueur de la section tendue ou comprimée

- D'après le BAEL91 :

$$A_{\min} \geq \max\left(B \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0,005B\right)$$

Remarque :

- ✓ Si : $A_v \leq A_{\min}$ on ferraille avec la section minimale.
- ✓ Si : $A_v > A_{\min}$ on ferraille avec A_v .

V.3.5.6. Armatures minimales

- Selon RPA :

$$A_H = 15\% \cdot e \cdot H$$

- Selon BAEL91/99 :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4} ; 15\% \cdot e \cdot H\right)$$

V.3.6. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant

- Selon RPA99 :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = \frac{1,4V_{cal}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur de voile.

h : hauteur totale de la section brute.

d : hauteur utile ($d = h - c$) ; $c = 3\text{cm}$.

- Selon BAEL91/99 :

$$\tau_u = \frac{V_{cal}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right)$$

V.3.7. Vérification à l'ELS

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_s}$$

V.3.8. Exemple de calcul

$$N_{max} = 1194,68 \text{ KN} ; M_{cor} = 563,10 \text{ KN.m}$$

$$L = 3,50\text{m} ; e = 0,16\text{m}$$

$$A = e \times L = 0,56 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,16 \times 3,50^3}{12} = 0,57 \text{ m}^4$$

$$v = \frac{L}{2} = 1,75\text{m}$$

❖ **Armatures verticales :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times v}{I} = \frac{1194,68}{0,56} + \frac{563,10 \times 1,75}{0,57} = 3862,17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M \times v}{I} = \frac{1194,68}{0,56} - \frac{563,10 \times 1,75}{0,57} = 404,54 \text{ KN/m}^2$$

La section est entièrement comprimée.

✓ **Calcul L_c :**

$$L_c = L = 3,50\text{m}$$

✓ **Calcul de la sollicitation équivalente :**

$$F = \left(\frac{3862,17 + 404,54}{2} \right) \times 3,50 \times 0,16 = 1194,68 \text{ KN.}$$

✓ **Armature verticale :**

$$A_v = \frac{F - B \times f_{bu}}{f_e} = \frac{1194,68 - 350 \times 16 \times 1,848}{40} = -228,85 \text{ cm}^2$$

Donc, $A_v = 0$

✓ **Armatures minimales :**• **Selon RPA99 :**

$$A_{\min} = 0,20\% \cdot b \cdot L_c = 11,20 \text{ cm}^2$$

• **Selon BAEL91/99 :**

$$A_{\min} \geq \max\left(B \times \frac{f_{t28}}{f_e}; 0,005B\right) = \max\left(\frac{2,1 \times 350 \times 16}{400}; \frac{0,5 \times 350 \times 16}{100}\right) = \max(29,40; 28)$$

$$A_{\min} = 29,40 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{sv} = \max(A_v; A_{\min RPA}; A_{BAEL}) = 29,40 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sv}}{2} = \frac{29,40}{2} = 14,70 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

En zone courante : **Soit 14HA10 = 11,00 cm²**

En zone d'about : **Soit 2×4HA10 = 4,52 cm²**

Donc A_s adopté : **22HA10 = 17,28 cm²**

• **Espacement :**

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min(1,5e; 30) = 24\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 18\text{cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_{ta} = S_t/2 = 8,5\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_{ta} = 10\text{cm}$$

✓ **Armatures horizontales :**• **Selon RPA99 :**

$$A_H = 0,15\% \cdot e \cdot H = 0,0015 \times 16 \times 285 = 6,84 \text{ cm}^2$$

• **Selon BAEL91/99 :**

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{29,40}{4} = 7,35 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max\left(0,15\% \cdot e \cdot H ; \frac{A_v}{4}\right) = 7,68 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_H = 14\text{HA}10 = 11 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Avec un espacement : $S_H = 20\text{cm}$.

✓ **Armature transversale :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré, soit 4HA8.

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement :**• **Selon RPA99 :**

$$\tau_b = \frac{1,4V_{\text{cal}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 150,93 \times 1000}{160 \times (2850 - 30)} = 0,47 \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Selon BAEL91/99 :**

$$\tau_u = \frac{V_{\text{cal}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{150,93 \times 1000}{160 \times (2800 - 30)} = 0,34 \leq \bar{\tau}_u = 4,35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_s} = \frac{962,84 \times 1000}{560000 + 15 \times 1728} = 1,64 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Tableau V.18. Ferrailage verticale du voile.

Niveau	(M ; N)	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 ($\frac{KN}{m^2}$)	σ_2 ($\frac{KN}{m^2}$)	nature	L _t (m)	L _c (m)	F (KN)	A _v (cm ²)
Ferrailage verticale du voile sens (x-x)										
RDC	N _{max}	1194,68	563,10	3862,17	404,54	SEC	/	3,50	1194,68	0
	N _{min}	428,37	543,00	2432,05	-902,16	SPC	0,95	2,55	68,56	1,71
	M _{max}	1131,56	586,89	3822,50	218,79	SEC	/	3,50	1131,56	0
1 ^{er}	N _{max}	984,74	347,18	2824,37	692,56	SEC	/	3,50	984,74	0
	N _{min}	353,90	353,49	1717,24	-453,31	SPC	0,73	2,77	26,47	0,66
	M _{max}	983,81	389,49	2952,61	561,00	SEC	/	3,50	983,81	0
2 ^{ème}	N _{max}	740,64	186,72	1895,83	749,31	SEC	/	3,50	740,64	0
	N _{min}	277,68	191,99	1085,30	-93,59	SPC	0,28	3,22	2,10	0,05
	M _{max}	740,29	240,70	2060,94	582,96	SEC	/	3,50	740,29	0
3 ^{ème}	N _{max}	493,18	132,56	1287,66	473,70	SEC	/	3,50	493,18	0
	N _{min}	198,10	79,79	598,72	108,78	SEC	/	3,50	198,10	0
	M _{max}	310,52	134,61	967,78	141,22	SEC	/	3,50	310,52	0
4 ^{ème}	N _{max}	246,95	65,27	641,37	240,59	SEC	/	3,50	246,95	0
	N _{min}	106,79	63,33	385,13	-3,74	SPC	0,03	3,47	0,01	0
	M _{max}	163,56	75,42	523,62	60,52	SEC	/	3,50	163,56	0
Ferrailage verticale du voile sens (y-y)										
RDC	N _{max}	1015,90	832,27	3545,63	-370,94	SPC	0,38	3,62	11,28	0,28
	N _{min}	401,62	683,07	2234,75	-979,69	SPC	1,22	2,78	95,62	2,39
	M _{max}	1007,48	847,74	3568,87	-420,49	SPC	0,42	3,58	14,13	0,35
1 ^{er}	N _{max}	883,00	526,62	2618,79	140,58	SEC	/	4,00	882,99	0
	N _{min}	281,22	421,04	1430,09	-551,28	SPC	1,11	2,89	48,95	1,22
	M _{max}	883,00	526,62	2618,79	140,58	SEC	/	4,00	882,99	0
2 ^{ème}	N _{max}	667,41	305,95	1762,71	322,95	SEC	/	4,00	667,41	0
	N _{min}	200,79	249,86	901,64	-274,17	SPC	0,93	3,07	20,40	0,51
	M _{max}	665,93	316,23	1784,59	296,45	SEC	/	4,00	665,93	0
3 ^{ème}	N _{max}	440,90	141,46	1021,75	356,06	SEC	/	4,00	440,89	0
	N _{min}	133,20	124,56	501,21	-84,96	SPC	0,58	3,42	3,94	0,10
	M _{max}	439,15	151,29	1042,15	330,20	SEC	/	4,00	439,15	0
4 ^{ème}	N _{max}	219,12	30,65	414,49	270,26	SEC	/	4,00	219,12	0
	N _{min}	62,73	41,87	196,53	-0,50	SPC	0,01	3,99	0	0
	M _{max}	104,23	46,64	272,60	53,12	SEC	/	4,00	104,23	0

Remarque :

Concernant le choix des barres La section à prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N_{max} ; N_{min} ; M_{max}.

Tableau V.19. Choix des barres du voile type 1

Niveau	Choix des barre / nappe											
	A_v (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	ZC	S_t (cm)	Zone D'about	S_t (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadpt} (cm ²)	choix	S_t (cm ²)
Voile sens (x-x)												
RDC	1,71	29,40	14,70	17,28	14HA10	18	8HA10	10	7,35	11,00	14HA10	20
1 ^{er}	0,66	29,40	14,70	17,28	14HA10	18	8HA10	10	7,35	11,00	14HA10	20
2 ^{ème}	0,05	29,40	14,70	17,28	14HA10	18	8HA10	10	7,35	11,00	14HA10	20
3 ^{ème}	0	29,40	14,70	17,28	14HA10	18	8HA10	10	7,35	11,00	14HA10	20
4 ^{ème}	0	29,40	14,70	17,28	14HA10	18	8HA10	10	7,35	11,00	14HA10	20
Voile sens (y-y)												
RDC	2,39	33,60	16,80	17,28	12HA10	20	10HA10	15	9,60	11,00	14HA10	20
1 ^{er}	1,22	33,60	16,80	17,28	12HA10	20	10HA10	15	9,60	11,00	14HA10	20
2 ^{ème}	0,51	33,30	16,80	17,28	12HA10	20	10HA10	15	9,60	11,00	14HA10	20
3 ^{ème}	0,10	33,60	16,80	17,28	12HA10	20	10HA10	15	9,60	11,00	14HA10	20
4 ^{ème}	0	33,60	16,80	17,28	12HA10	20	10HA10	15	9,60	11,00	14HA10	20

Tableau V.20. Les vérifications à ELS et de contrainte de cisaillement.

Niveau	V (KN)	Vérification des contraintes de cisaillement						Vérification à l'ELS			
		τ_b	$\bar{\tau}_b$	OBS	τ_u	$\bar{\tau}_u$	OBS	Ns	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Voile sens (x-x)											
RDC	150,93	0,47	5	CV	0,34	4,35	CV	962,84	1,64	15	CV
1 ^{er}	151,31	0,47	5	CV	0,34	4,35	CV	795,1	1,36	15	CV
2 ^{ème}	120,00	0,37	5	CV	0,27	4,35	CV	603,79	1,03	15	CV
3 ^{ème}	88,36	0,27	5	CV	0,20	4,35	CV	408,38	0,70	15	CV
4 ^{ème}	53,23	0,17	5	CV	0,12	4,35	CV	207,54	0,35	15	CV
Voile sens (y-y)											
RDC	150,37	0,48	5	CV	0,34	4,35	CV	842,52	1,27	15	CV
1 ^{er}	170,07	0,53	5	CV	0,38	4,35	CV	693,38	1,04	15	CV
2 ^{ème}	141,45	0,45	5	CV	0,32	4,35	CV	517,35	0,78	15	CV
3 ^{ème}	108,42	0,34	5	CV	0,24	4,35	CV	342,18	0,51	15	CV
4 ^{ème}	53,65	0,17	5	CV	0,12	4,35	CV	167,78	0,25	15	CV

V.3.9. Schémas de ferrailage des voiles

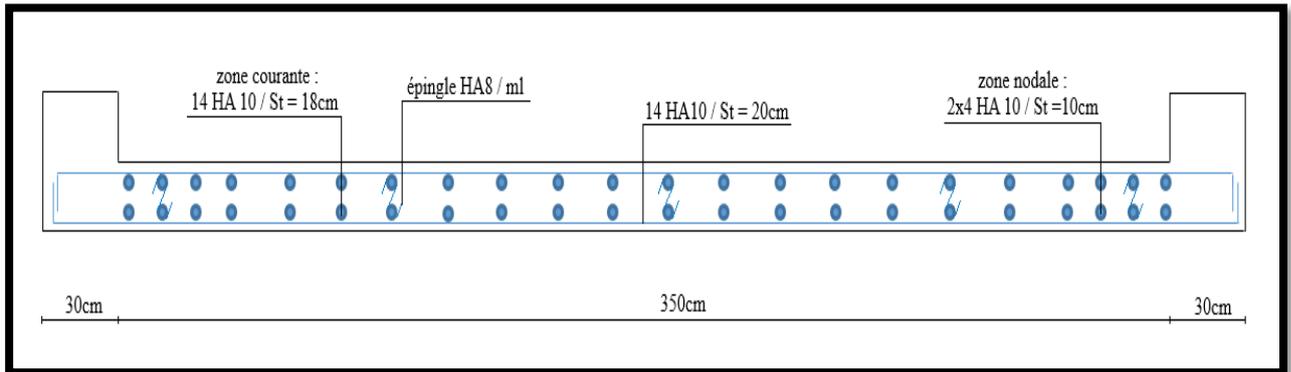


Figure V.9. Schéma de ferrailage par nappe du voile sens (x-x).

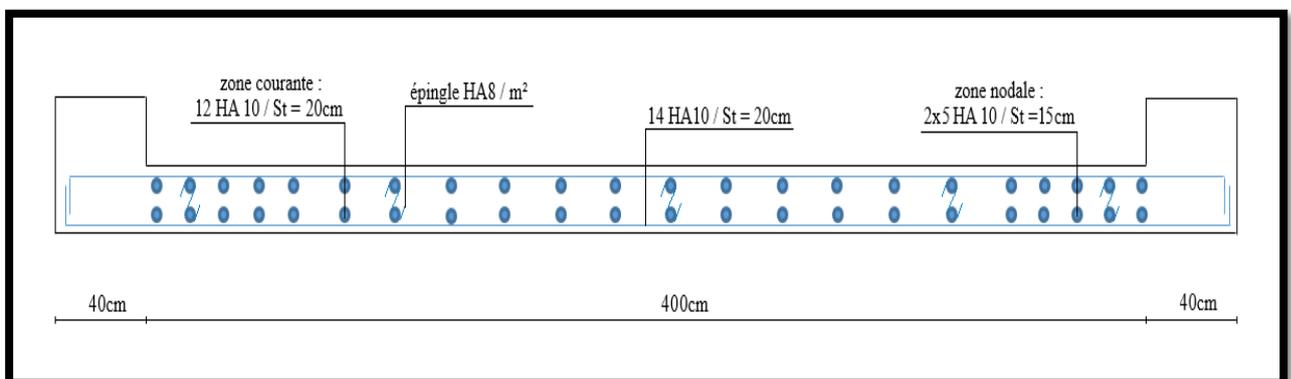


Figure V.10. Schéma de ferrailage par nappe du voile sens (y-y).

Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure.

VI.1.Introduction

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et la caractéristique du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. Classification des fondations

Il existe plusieurs types de fondations :

- **Fondations superficielles :**
 - ✓ Semelles isolées.
 - ✓ Semelles filantes.
 - ✓ Radier général.
- **Fondations profondes :**
 - ✓ Fondations sur puits (semi profondes).
 - ✓ Fondations sur pieux (profondes).
- **Fondations spéciales :**
 - ✓ Fondation avec sous pression d'eau.
 - ✓ Fondation en terrain instable.
 - ✓ Fondation anti-vibratile.

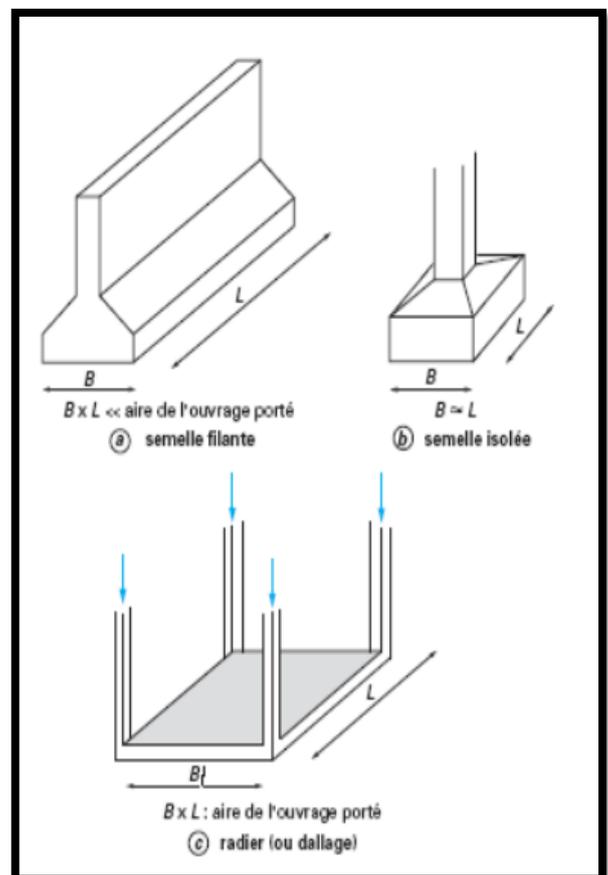


Figure VI.1. Types de fondations superficielles.

VI.3. Stabilité des fondations

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage, des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage.

L'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VI.4. Le type de fondations

Le choix de type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général en fonction des résultats du dimensionnement. On adoptera le type de semelle convenable.

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible 1,35 bars à 2 m de profondeur.

VI.5. Contrainte admissible du sol

D'après le rapport géotechnique de l'étude de sol : $\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$

La profondeur de fondation doit être supérieure à $\frac{H}{10}$

H : hauteur totale du bâtiment H = 16,00m

$$\frac{H}{10} = \frac{16}{10} = 1,6\text{m}$$

La profondeur hors gel est 70cm.

Pour notre projet la profondeur sera 1,6m.

VI.6. Les semelles isolées

VI.6.1. Dimensionnement des semelles isolées

Pour le prédimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base de poteau le plus sollicité du RDC.

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu d'après **Robot 2018**

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

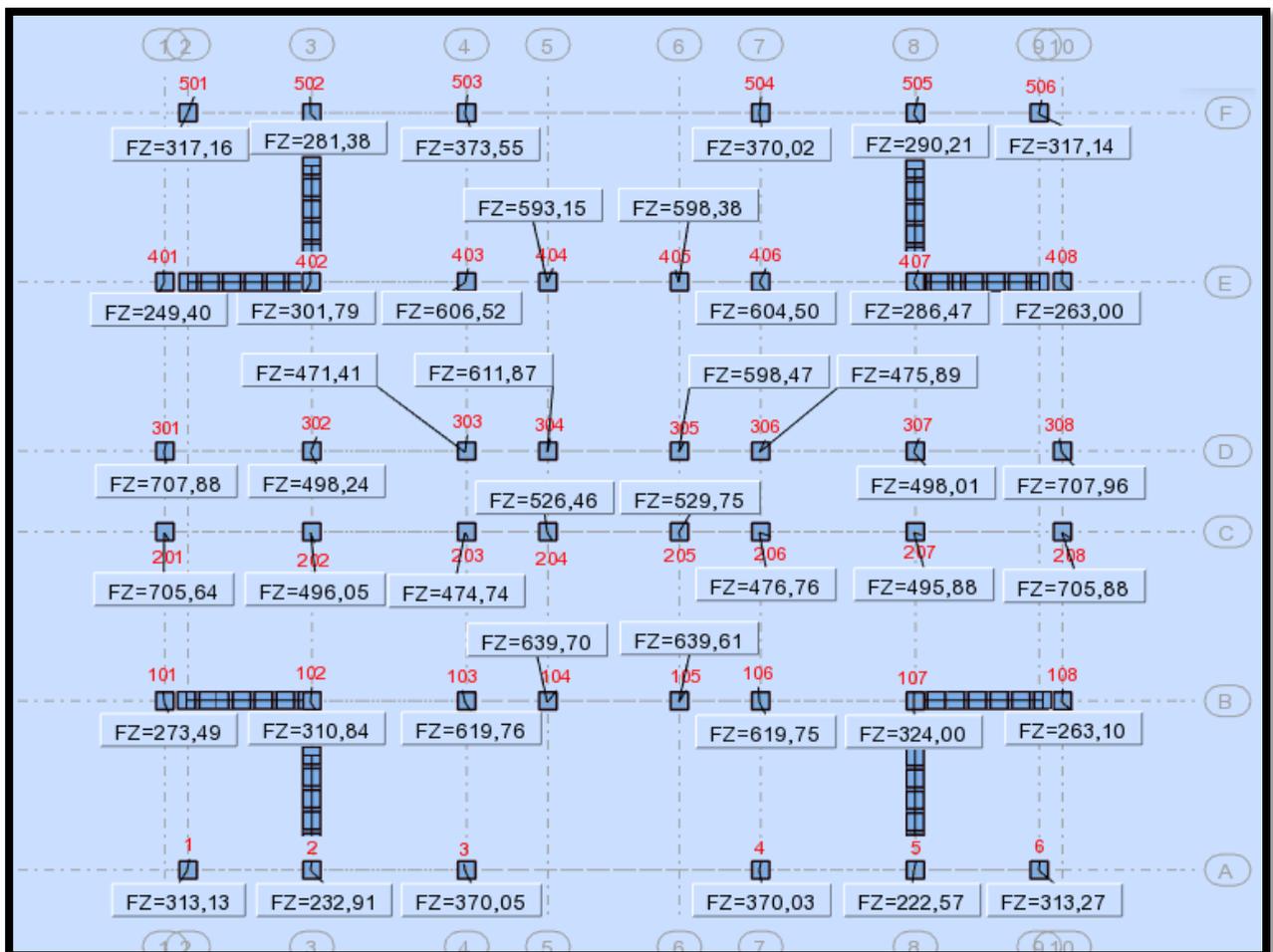


Figure VI.2. L'effort normal agissant sur la semelle à l'ELS.

➤ **Poteaux section carrés :**

Le poteau le plus sollicité a une section carré ($a \times a$), donc $S = B^2$

$$N_s = 707,96 \text{ KN} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{707,96}{200}} \Rightarrow B \geq 1,88\text{m}$$

$$\Rightarrow A = B = 1,90\text{m}$$

➤ **Poteaux section rectangulaire :**

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu d'après **Robot 2018**

S : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

On peut considérer que :

$$A \simeq \frac{a}{b} B$$

Donc on aura :

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\frac{a}{b} \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}}} \quad \text{et} \quad A \geq 0,75 \times B$$

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a \times b$), donc $S = A \times B$

$$N_s = 639,70 \text{ KN} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\frac{a}{b} \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{639,70}{0,75 \times 200}} = 2,07\text{m}$$

$$A \geq 0,75 \times 2,07 = 1,55\text{m}$$

Donc on adopte :

$$A = 1,60\text{m} \quad ; \quad B = 2,10\text{m}$$

Tableau VI.1. Tableau récapitulatif pour les semelles isolées.

Poteau	N (KN)	A (m)	A choisie (m)	B (m)	B choisie (m)
Section rectangulaire					
1	313,13	1,084	1,10	1,445	1,50
3	370,05	1,178	1,20	1,571	1,60
4	370,03	1,178	1,20	1,571	1,60
6	313,27	1,084	1,10	1,445	1,50
103	619,76	1,524	1,55	2,033	2,05
104	639,70	1,549	1,60	2,065	2,10
105	639,61	1,549	1,60	2,065	2,10
106	619,75	1,524	1,55	2,033	2,05
202	496,05	1,364	1,40	1,819	1,85
203	474,74	1,334	1,35	1,779	1,80
204	526,46	1,405	1,55	1,873	2,05
205	529,75	1,409	1,55	1,879	2,05
206	476,76	1,337	1,35	1,783	1,80
207	495,88	1,364	1,40	1,818	1,85
302	498,24	1,367	1,40	1,823	1,85
303	471,41	1,330	1,35	1,773	1,80
304	611,87	1,515	1,55	2,020	2,05
305	598,47	1,498	1,55	1,997	2,05
306	475,89	1,336	1,35	1,781	1,80
307	498,01	1,367	1,40	1,822	1,85
403	606,52	1,508	1,55	2,011	2,05
404	593,15	1,491	1,60	1,989	2,10
405	598,38	1,498	1,60	1,997	2,10
406	604,50	1,506	1,55	2,007	2,05
501	317,16	1,091	1,10	1,454	1,50
503	373,55	1,184	1,20	1,578	1,60
504	370,02	1,178	1,20	1,571	1,60
506	317,14	1,091	1,10	1,454	1,50
Section carrés					
201	705,64	1,878	1,90	1,878	1,90
208	705,88	1,879	1,90	1,879	1,90
301	707,88	1,881	1,90	1,881	1,90
308	707,96	1,881	1,90	1,881	1,90

VI.6.2. Vérification de chevauchement entre les semelles isolées

➤ Sens x :

$$\left[L_{\text{entre axe}} - \frac{A_1 + A_2}{2} \right] \leq 40\% \times L_{\text{entre axe}}$$

– entre (1) et (2) ; L = 3,20m

$$\left[3,20 - \frac{1,15 + 1,10}{2} \right] \leq \frac{40 \times 3,20}{100}$$

$$2,075 \text{ m} > 1,28 \text{ m}$$

Pas de chevauchement entre les semelles (1) et (2)

➤ Sens y :

$$\left[L_{\text{entre axe}} - \frac{B_1 + B_2}{2} \right] \leq 40\% \times L_{\text{entre axe}}$$

– entre (3) et (103) ; L = 4,40 m

$$\left[4,40 - \frac{2,05 + 1,60}{2} \right] \leq \frac{40 \times 3,20}{100}$$

$$2,575 \text{ m} > 1,76 \text{ m}$$

Pas de chevauchement entre les semelles (1) et (2)

Tableau VI.2. Vérification du chevauchement entre les semelles isolées.

Entre les semelles	L (m)	$[L - (D_1 + D_2)/2]$	40%.L	Observation
Sens X-X				
103 ; 104 = 105 ; 106 = 403 ; 404 = 405 ; 406	2,10	0,525	0,84	il y a un chevauchement
104 ; 105 = 404 ; 405	3,40	1,80	1,36	pas de chevauchement
201 ; 202 = 207 ; 208 = 301 ; 302 = 307 ; 308	3,80	2,15	1,52	pas de chevauchement
202 ; 203 = 206 ; 207 = 302 ; 303 = 306 ; 307	4,00	2,625	1,60	pas de chevauchement
203 ; 204 = 205 ; 206 = 303 ; 304 = 305 ; 306	2,10	0,65	0,84	il y a un chevauchement
204 ; 205 = 304 ; 305	3,40	1,85	1,52	pas de chevauchement
Sens Y-Y				
3 ; 103 = 4 ; 106 = 403 ; 503 = 406 ; 504	4,40	2,575	1,76	pas de chevauchement
103 ; 203 = 106 ; 206 = 303 ; 403 = 306 ; 406	4,40	2,475	1,76	pas de chevauchement
104 ; 204 = 105 ; 205 = 304 ; 404 = 305 ; 405	4,40	2,325	1,76	pas de chevauchement
201 ; 301 = 208 ; 308	2,10	0,20	0,84	il y a un chevauchement
202 ; 302 = 207 ; 307	2,10	0,25	0,84	il y a un chevauchement
203 ; 303 = 206 ; 306	2,10	0,175	0,84	il y a un chevauchement
204 ; 304 = 205 ; 305	2,10	0,05	0,84	il y a un chevauchement

Remarque :

Quand il y a un chevauchement des semelles, on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.7. Les semelles filantes

VI.7.1 Dimensionnement des semelles filantes

On a deux types :

- ✓ Semelle filante sous voile.
- ✓ Semelle filante sous poteaux.

$$S = B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

N : charge qui revient à la semelle.

S : section de la semelle.

$$B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

On fixe le débord pour tous les semelles filantes (L = 1,20m)

Donc :

$$L_{\text{total}} = L_{\text{entre axe}} + 2 \times \text{débord} + (a_{\text{poteau}} \text{ ou } b_{\text{poteau}})$$

Tableau VI.3. Tableau récapitulatif pour les semelles filantes.

Semelle	N (KN)	L (m)	B (m)	B choisie (m)
Sous voile				
SF1	1549,94	6,50	1,24	1,30
SF2	1425,69	7,20	0,95	1,20
Sous poteaux				
SF3	1413,84	4,90	1,44	1,50
SF4	994,29	4,90	1,02	1,10
SF5	952,65	4,90	0,97	1,10
SF6	1138,33	4,90	1,16	1,20
SF7	1083,28	4,80	1,13	1,20
SF8	1259,46	4,80	1,31	1,40

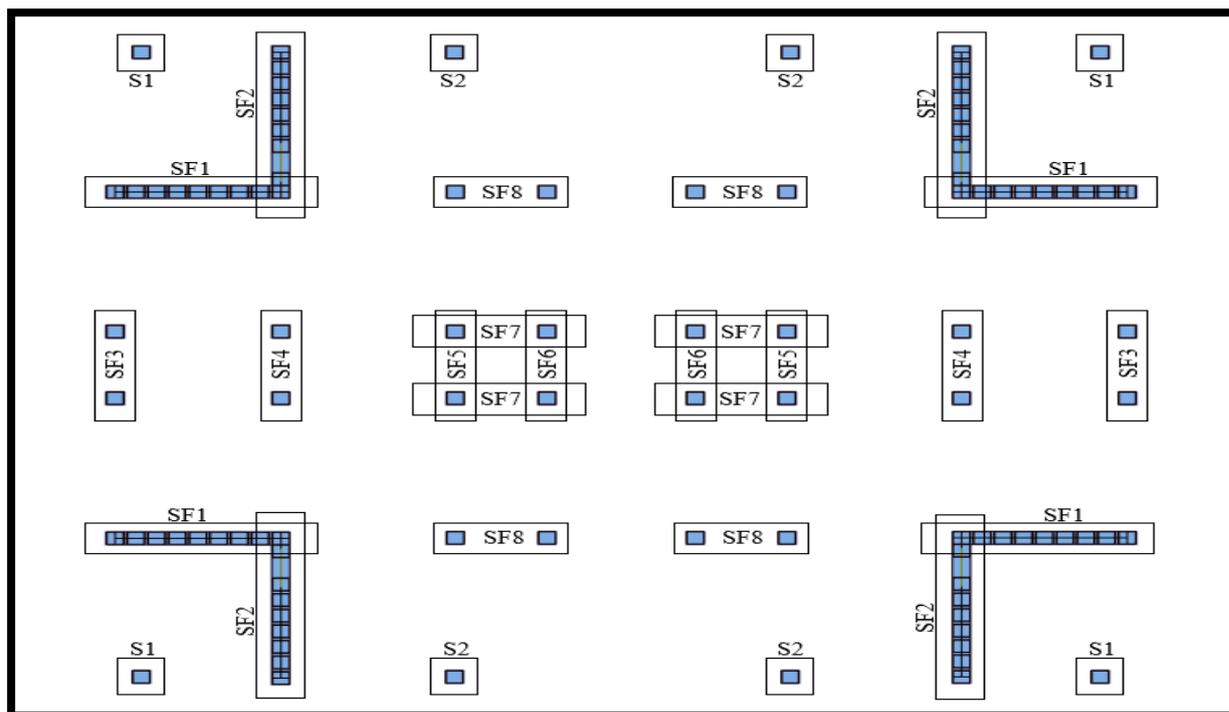


Figure VI.3. Schéma des fondations de bâtiment.

VI.7.2. Vérification le chevauchement entre les semelles filantes

Tableau VI.4. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

Entre les semelles	L (m)	$[L - (D_1+D_2)/2]$	40%.L	Observation
Sens x-x				
SF1 ; SF8	4,00	1,30	1,60	il y a un chevauchement
SF2 ; SF8	4,00	2,05	1,60	pas de chevauchement
SF3. SF4	3,80	2,50	1,52	pas de chevauchement
SF4 ; SF5	4,00	2,90	1,60	pas de chevauchement
SF5 ; SF6	2,10	0,90	0,84	pas de chevauchement
SF6 ; SF6	3,40	2,20	1,36	pas de chevauchement
SF7 ; SF7	3,40	0,70	1,36	il y a un chevauchement
SF8 ; SF8	3,40	0,70	1,36	il y a un chevauchement
Sens y-y				
SF1 ; SF3	4,40	2,00	1,76	Pas de chevauchement
SF1 ; SF4	4,40	2,00	1,76	Pas de chevauchement
SF2 ; SF4	4,40	1,70	1,76	il y a un chevauchement
SF5 ; SF8	4,40	2,05	1,76	Pas de chevauchement
SF6 ; SF8	4,40	2,05	1,76	Pas de chevauchement
SF7 ; SF7	2,10	0,90	0,84	pas de chevauchement
SF7 ; SF8	4,40	3,10	1,76	pas de chevauchement

Remarque :

Nous avons un chevauchement entre deux semelles filantes sur le même fil ce qui nous mène à les prendre comme une seul semelle filante.

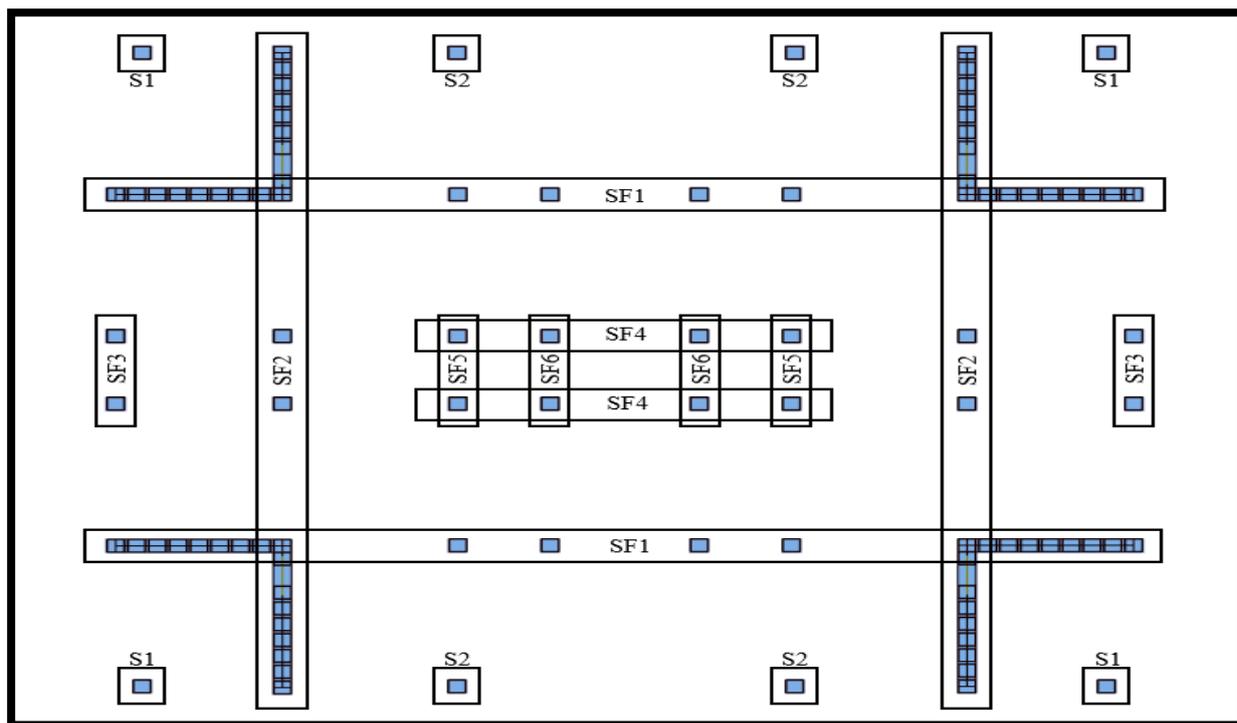


Figure VI.4. Schéma final des fondations de bâtiment.

Tableau VI.5. Tableau récapitulatif pour les semelles filantes.

Semelle	N (KN)	L (m)	B (m)	B choisie (m)
SF1	5615,34	25,90	1,08	1,20
SF2	3763,51	22,50	0,84	1,10
SF3	1413,84	4,90	1,44	1,50
SF4	2157,64	10,30	1,05	1,10
SF5	952,65	4,90	0,97	1,10
SF6	1138,33	4,90	1,16	1,20

VI.7.3. 2^{ème} vérification le chevauchement entre les semelles filantes.

Tableau VI.6. Vérification du chevauchement entre les semelles filantes.

Entre les semelles	L (m)	$[L - (D_1 + D_2)/2]$	40%.L	Observation
Sens x-x				
SF2 ; SF3	3,80	2,40	1,52	pas de chevauchement
SF2. SF5	4,00	2,60	1,60	pas de chevauchement
SF5 ; SF6	2,10	0,90	0,84	pas de chevauchement
SF6 ; SF6	3,40	2,20	1,36	pas de chevauchement
Sens y-y				
SF1 ; SF3	4,40	2,30	1,76	Pas de chevauchement
SF1 ; SF4	4,40	3,10	1,76	Pas de chevauchement
SF1 ; SF5	4,40	2,30	1,76	Pas de chevauchement
SF1 ; SF6	4,40	2,30	1,76	Pas de chevauchement
SF4 ; SF4	2,10	1,00	0,84	Pas de chevauchement

Remarque : la surface totale des semelles ne doit pas dépasser 50% de la surface du bâtiment.

Surface totale des semelles = 184,56 cm² ; Surface du bâtiment = 379,60 cm²

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{bâtiment}}} \leq 50\% \Rightarrow \frac{184,56}{379,60} = 48,6\% < 50\% \Rightarrow \text{le radier générale n'est pas nécessaire}$$

VI.8. Etude des semelles isolées

On a déjà dimensionné les semelles isolées :

- **La hauteur de la semelle isolée :**

$$h = d + 5\text{cm} \quad \text{avec} \quad d \geq \max\left(\frac{A - a}{4}; \frac{B - b}{4}\right)$$

Tableau VI.7. Dimensionnement les semelles isolées.

Semelle	A (m)	B (m)	d (cm)	h (cm)
S1	1,10	1,50	30	35
S2	1,20	1,60	30	35

VI.8.1. Vérification des contraintes

La contrainte obtenue sera calculé par la plus défavorables des combinaisons cité ci-dessous :

$$G + Q \pm E$$

L'excentricité de la résultante des efforts est : $e = \frac{M}{N}$

$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme des contraintes Trapézoïdal.

$e > B/6 \Rightarrow$ Diagramme des contraintes Triangulaire.

a). suivant x :

$e < A/6 \Rightarrow$ Diagramme des contraintes Trapézoïdal.

Donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \left(1 + \frac{6e_0}{A}\right) \frac{N_{\text{ser}}}{A \times B} ; \quad \sigma_2 = \left(1 - \frac{6e_0}{A}\right) \frac{N_{\text{ser}}}{A \times B}$$

Tableau VI.8. Vérification des contraintes suivant x.

Semelle	N (KN)	M (KN.m)	B (m)	A (m)	e (m)	A/6 (m)	Diagramme	σ_{moy} (KN/m ²)	$1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}$ (KN/m ²)	Observation
S1	336,18	9,78	1,50	1,10	0,03	0,18	Trapézoïdal	220,42	2,66	vérifiée
S2	388,34	10,94	1,60	1,20	0,03	0,20	Trapézoïdal	217,43	2,66	vérifiée

b). suivant y :

$e < B/6 \Rightarrow$ Diagramme des contraintes Trapézoïdal.

Donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \left(1 + \frac{6e_0}{A}\right) \frac{N_{\text{ser}}}{A \times B} ; \quad \sigma_2 = \left(1 - \frac{6e_0}{A}\right) \frac{N_{\text{ser}}}{A \times B}$$

Tableau VI.9. Vérification des contraintes suivant y.

Semelle	N (KN)	M (KN.m)	B (m)	A (m)	e (m)	B/6 (m)	Diagramme	σ_{moy} (KN/m ²)	$1,33\bar{\sigma}_{\text{sol}}$ (KN/m ²)	Observation
S1	336,18	9,78	1,50	1,10	0,03	0,25	Trapézoïdal	215,97	2,66	vérifiée
S2	388,34	10,94	1,60	1,20	0,03	0,27	Trapézoïdal	213,64	2,66	vérifiée

VI.8.2. Vérification de la stabilité au renversement par la combinaison $0,8G \pm E$

Pour que les semelles isolées soient stables, il suffit de vérifier la condition suivante :

$$A \geq 4 \times e \quad \text{avec :} \quad e = \frac{M}{N}$$

Tableau VI.10. Vérification de la stabilité au renversement.

Semelle	A (m)	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	$4 \times e$ (m)	observation
S1	1,10	253,80	7,95	0,03	0,12	vérifiée
S2	1,20	288,79	8,67	0,03	0,12	vérifiée

VI.8.3. Ferrailage des semelles isolées

Pour le ferrailage des semelles isolées, nous utilisons la méthode de bielles la quantité d'aciers est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$A_x = \frac{N \times (A - a)}{8 \times (h - c) \times \sigma_s}$$

$$A_y = \frac{N \times (B - b)}{8 \times (h - c) \times \sigma_s}$$

N : effort normale à l'ELU revenant à la semelle.

A : cote de la semelle

a : cote du poteau

h : hauteur de la semelle

c : l'enrobage des aciers

Pour la semelle S1 :❖ **ELU :**

$$N_u = 431,72 \text{ KN}$$

$$\text{Poid de la semelle} = 1,10 \times 1,50 \times 0,35 \times 25 = 14,44 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de l'amorce poteau} = 0,3 \times 0,4 \times 1,6 \times 25 = 4,8 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des terres au dessus de la semelle} = (V_{\text{ancage}} - V_{\text{semelle}} - V_{\text{poteau}}) \times \gamma$$

γ : poids spécifique

$$PP_{\text{terre}} = [(1,10 \times 1,50 \times 1,60) - (1,10 \times 1,50 \times 0,35 + 0,30 \times 0,40 \times 1,6)] \times 18 = 40,58 \text{ KN}$$

$$N = 431,72 + 1,35 \times (14,44 + 4,8 + 40,58) = 512,48 \text{ KN}$$

$$A_x = \frac{512,48 \times (110 - 30)}{8 \times 30 \times 34,8} = 4,91 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{512,48 \times (150 - 40)}{8 \times 30 \times 34,8} = 6,47 \text{ cm}^2$$

❖ **ELS :**

$$N_s = 317,16$$

$$\text{Poid de la semelle} = 1,10 \times 1,50 \times 0,35 \times 25 = 14,44 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de l'amorce poteau} = 0,3 \times 0,4 \times 1,6 \times 25 = 4,8 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des terres au dessus de la semelle} = (V_{\text{ancage}} - V_{\text{semelle}} - V_{\text{poteau}}) \times \gamma$$

$$PP_{\text{terre}} = [(1,10 \times 1,50 \times 1,60) - (1,10 \times 1,50 \times 0,35 + 0,30 \times 0,40 \times 1,6)] \times 18 = 40,58 \text{ KN}$$

$$N = 317,16 + (14,44 + 4,8 + 40,58) = 376,98 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} = 201,6 \text{ MPA}$$

$$A_x = \frac{376,98 \times (110 - 30)}{8 \times 30 \times 20,16} = 6,23 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{376,98 \times (150 - 40)}{8 \times 30 \times 20,16} = 8,57 \text{ cm}^2$$

Pour la semelle S2 :❖ **ELU :**

$$N_u = 431,72 \text{ KN}$$

$$\text{Poid de la semelle} = 1,10 \times 1,50 \times 0,35 \times 25 = 14,44 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de l'amorce poteau} = 0,3 \times 0,4 \times 1,6 \times 25 = 4,8 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des terres au dessus de la semelle} = (V_{\text{ancage}} - V_{\text{semelle}} - V_{\text{poteau}}) \times \gamma$$

$$PP_{\text{terre}} = [(1,10 \times 1,50 \times 1,60) - (1,10 \times 1,50 \times 0,35 + 0,30 \times 0,40 \times 1,6)] \times 18 = 40,58 \text{ KN}$$

$$N = 509,09 + 1,35 \times (14,44 + 4,8 + 40,58) = 589,85 \text{ KN}$$

$$A_x = \frac{589,85 \times (120 - 30)}{8 \times 30 \times 34,8} = 6,36 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{589,85 \times (160 - 40)}{8 \times 30 \times 34,8} = 8,48 \text{ cm}^2$$

❖ **ELS :**

$$N_s = 373,55$$

$$\text{Poid de la semelle} = 1,10 \times 1,50 \times 0,35 \times 25 = 14,44 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de l'amorce poteau} = 0,3 \times 0,4 \times 1,6 \times 25 = 4,8 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des terres au dessus de la semelle} = (V_{\text{ancage}} - V_{\text{semelle}} - V_{\text{poteau}}) \times \gamma$$

$$PP_{\text{terre}} = [(1,10 \times 1,50 \times 1,60) - (1,10 \times 1,50 \times 0,35 + 0,30 \times 0,40 \times 1,6)] \times 18 = 40,58 \text{ KN}$$

$$N = 373,55 + (14,44 + 4,8 + 40,58) = 433,37 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} = 201,6 \text{ MPA}$$

$$A_x = \frac{433,37 \times (120 - 30)}{8 \times 30 \times 20,16} = 8,06 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{433,37 \times (160 - 40)}{8 \times 30 \times 20,16} = 10,75 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.11. Ferrailage des semelles isolées.

Semelle	N (KN)	A _x (cm ²)	A _y (cm ²)	A _x adopté	S _{tx} (cm)	A _y adoptée	S _{ty} (cm)
S1	376,98	6,23	8,57	7HA12 = 7,92	20	7HA14 = 10,78	15
S2	433,37	8,06	10,75	9HA12 = 10,18	17	8HA14 = 12,32	15

VI.8.4. vérification du poinçonnement

Il faut que : $N_p \leq \bar{N}_p$

Avec :

$$\bar{N}_p = 0,045 \times 2 \times (a + b + 2h) \times h \times f_{c28}$$

$$N_p = N_u \left(1 - \frac{(a + h)(b + h)}{AB} \right)$$

Tableau VI.2. Vérification du poinçonnement.

Semelle	N (KN)	A (cm)	B (cm)	a (cm)	b (cm)	h (cm)	N _p (KN)	\bar{N}_p (KN)	Observation
S1	512,48	110	150	30	40	35	361,07	1102,5	vérifiée
S2	589,85	120	160	30	40	35	440,08	1102,5	vérifiée

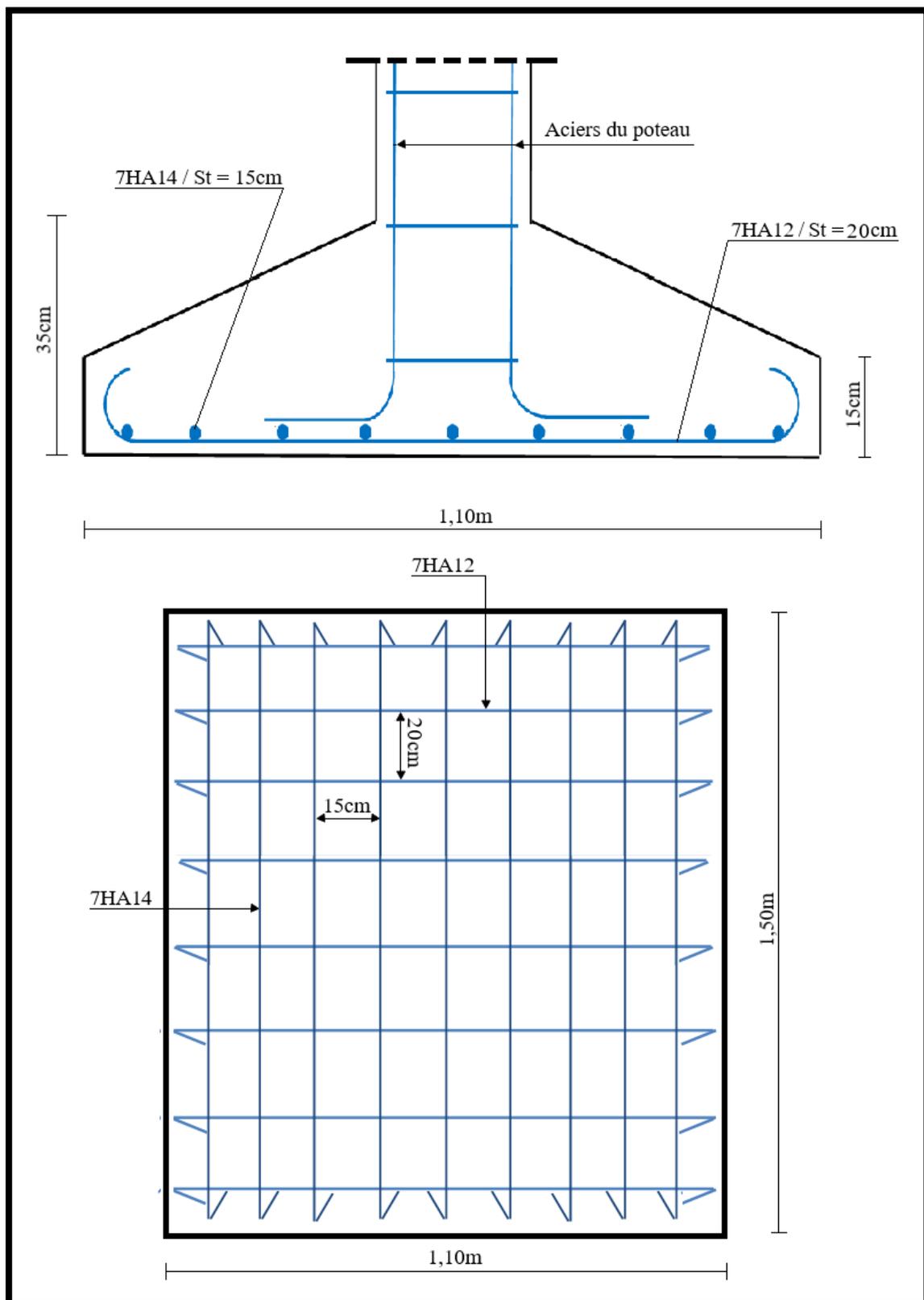


Figure VI.5. Disposition des armatures d'une semelle isolée « S1 »

VI.9. Etude des semelles filantes

On a déjà dimensionné les semelles isolées :

- **La hauteur de la semelle isolée :** $h = d + 5\text{cm}$ avec $d \geq \frac{B-b}{4}$

Tableau VI.13. Dimensionnement les semelles filantes.

Semelle	L (m)	B (m)	d (cm)	h (cm)
SF1	25,90	1,20	30	35
SF2	22,50	1,10	30	35
SF3	4,90	1,50	30	35
SF4	10,30	1,10	30	35
SF5	4,90	1,10	30	35
SF6	4,90	1,20	30	35

VI.9.1 Exemple de calcul de la semelle filante « SF1 »

❖ **ELU :**

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU :

$$A_s = \frac{N \times (B - b)}{8 \times (h - c) \times \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } N_u = \frac{N_{u1} + N_{u2}}{L}$$

$$N_{u1} = \sum N_u = 7686,20 \text{ KN}$$

N_{u2} = poids des terres + poids des semelles + poids des amorces poteaux + poids des amorces voile

Calcul du poids rendant à la semelle :

$$\text{Poids de la semelle} = 25,90 \times 1,20 \times 0,35 \times 25 = 339,94 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de l'amorce poteau} = 8 \times (0,30 \times 0,40 \times 1,60 \times 25) = 38,40 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de l'amorce voile} = 2 \times (0,16 \times 3,80 \times 1,60 \times 25) = 48,64 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des terres au dessus de la semelle} = (V_{\text{ancage}} - V_{\text{semelle}} - V_{\text{poteau}} - V_{\text{voile}}) \times \gamma$$

$$\text{PP}_{\text{terre}} = [(25,90 \times 1,20 \times 1,60) - (25,9 \times 1,20 \times 0,35 + 8 \times 0,30 \times 0,40 \times 1,6 + 2 \times 3,80 \times 1,6 \times 0,16)] \times 18 = 636,63 \text{ KN}$$

$$N_{u2} = 995,62 \text{ KN}$$

On calcul a l'ELU donc :

$$N_{u2} = 1,35 \times 995,62 = 1344,09$$

$$N_u = \frac{7686,20 + 1344,09}{25,90} = 348,66 \text{ KN/ml}$$

$$A_u = \frac{348,66 \times (120 - 40)}{8 \times 30 \times 34,8} = 3,34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **ELS :**

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELS :

$$A_s = \frac{N \times (B - b)}{8 \times (h - c) \times \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } N_s = \frac{N_{s1} + N_{s2}}{L}$$

$$N_{s1} = \sum N_s = 5615,34 \text{ KN}$$

N_{s2} = poids des terres + poids des semelles + poids des amorces poteaux + poids des amorces voile

Calcul du poids rendant à la semelle :

$$\text{Poids de la semelle} = 25,90 \times 1,20 \times 0,35 \times 25 = 339,94 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de l'amorce poteau} = 8 \times (0,30 \times 0,40 \times 1,60 \times 25) = 38,40 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de l'amorce voile} = 2 \times (0,16 \times 3,80 \times 1,60 \times 25) = 48,64 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des terres au dessus de la semelle} = (V_{\text{ancage}} - V_{\text{semelle}} - V_{\text{poteau}} - V_{\text{voile}}) \times \gamma$$

$$PP_{\text{terre}} = [(25,90 \times 1,20 \times 1,60) - (25,9 \times 1,20 \times 0,35 + 8 \times 0,30 \times 0,40 \times 1,6 + 2 \times 3,80 \times 1,6 \times 0,16)] \times 18 = 636,63 \text{ KN}$$

$$N_{s2} = 995,62 \text{ KN}$$

$$N_s = \frac{5615,34 + 995,62}{25,90} = 255,25 \text{ KN/ml}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{255,25 \times (120 - 40)}{8 \times 30 \times 20,16} = 4,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max (A_u ; A_{\text{ser}}) = 4,22 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\Rightarrow \text{on adopte : } 7\text{HA}12 = 7,92 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = 2,38 \text{ cm}^2$$

D'après le BAEL91 pour Fe400 $A_{s \min} = 2 \text{ cm}^2$

⇒ on adopte : 6HA10 = 4,71 cm²

Avec un espacement :

$$e > \max(6\phi + 6 ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

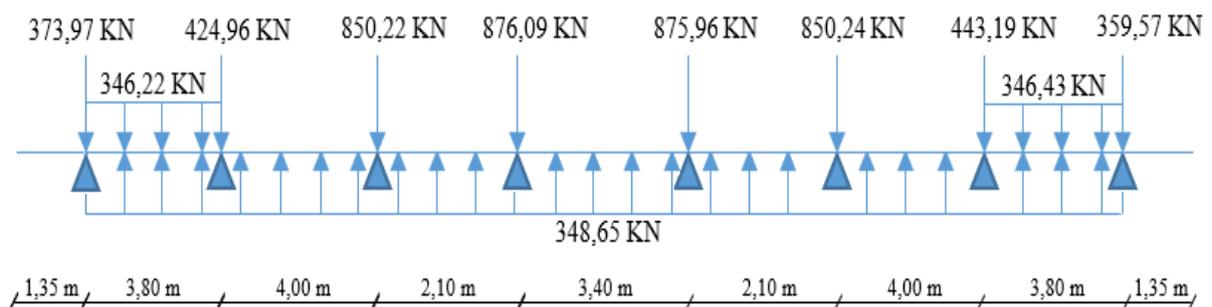
VI.9.2. Détermination des moments et l'effort tranchant de la poutre de rigidité

La semelle sera calculée, dans le sens longitudinal, comme une poutre renversée soumise au niveau de ses deux aux charges N et charge répartie et partie inférieure à une contrainte uniforme d'intensité :

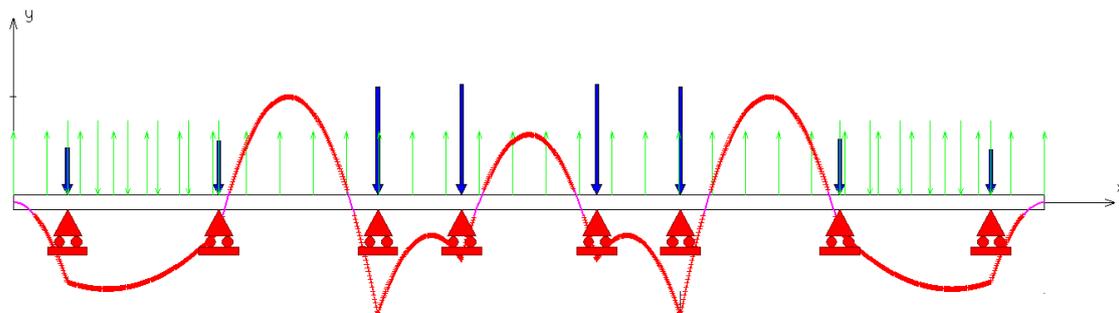
❖ **ELU :**

Calcul réaction de sol :

$$q_{\text{sol}} = \frac{F}{L} = \frac{9030,29}{25,90} = 348,65 \text{ KN/ml}$$



A l'aide d'un logiciel de calcul « RDM 7 » :



On trouve :

$$M_{\text{appui}} = 426,91 \text{ KN.m} ; \quad M_{\text{travée}} = 403,28 \text{ KN.m} ; \quad T_{\text{max}} = 760,79 \text{ KN}$$

➤ **Aux appuis** : $M_a = 426,91 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{426,91 \times 10^6}{14,2 \times 500 \times 750^2} = 0,11 \leq \mu_l = 0,391$$

⇒ $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

➤ **Calcul de la section des armatures longitudinales :**

$$A_u^a = \frac{M_a}{z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,12)}) = 0,15$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$\text{Donc : } Z = 705 \text{ mm} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u^a = \frac{426,91 \times 10^6}{705 \times 348} = 1740,07 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_u^a = 17,40 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux travées** : $M_t = 403,28 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{403,28 \times 10^6}{14,2 \times 500 \times 750^2} = 0,10 \leq \mu_l = 0,391$$

⇒ $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

➤ **Calcul de la section des armatures longitudinales :**

$$A_u^t = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,11)}) = 0,13$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

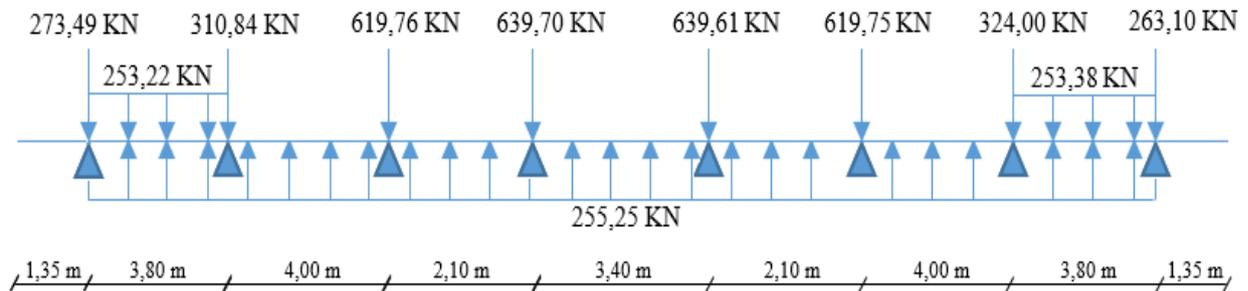
$$\text{Donc : } Z = 711 \text{ mm} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u^t = \frac{403,28 \times 10^6}{711 \times 348} = 1629,89 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_u^t = 16,30 \text{ cm}^2$$

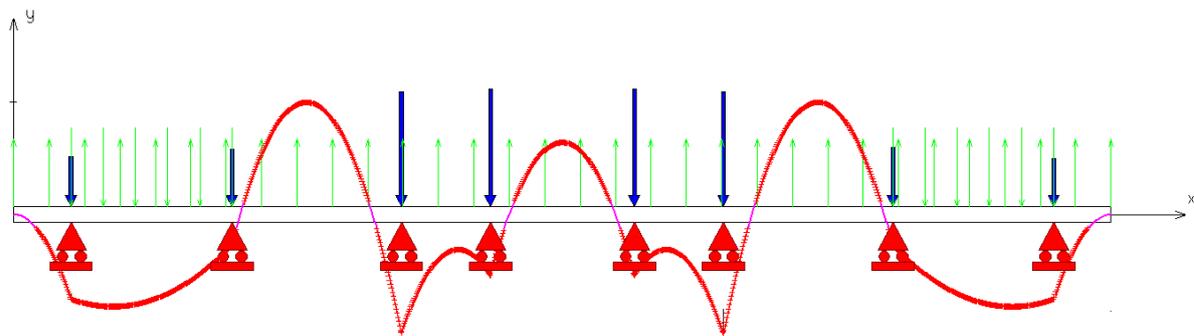
❖ ELS :

Calcul réaction de sol :

$$q_{\text{sol}} = \frac{F}{L} = \frac{6610,96}{25,90} = 255,25 \text{ KN/ml}$$



A l'aide d'un logiciel de calcul « RDM 7 » :



On trouve :

$$M_{\text{appui}} = 312,47 \text{ KN.m} ; \quad M_{\text{travée}} = 295,15 \text{ KN.m} ; \quad T_{\text{max}} = 556,90 \text{ KN}$$

➤ Aux appuis : $M_a = 312,47 \text{ KN.m}$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_a}{f_{\text{bu}} \times b \times d^2}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{312,47 \times 10^6}{14,2 \times 500 \times 750^2} = 0,06 \leq \mu_l = 0,391$$

⇒ $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

➤ Calcul de la section des armatures longitudinales :

$$A_{\text{ser}}^a = \frac{M_a}{z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,06)}) = 0,08$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$\text{Donc : } Z = 726 \text{ mm} \quad ; \quad \sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} = 201,6 \text{ MPA}$$

$$A_{ser}^a = \frac{312,47 \times 10^6}{726 \times 201,6} = 2134,92 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_u^a = 21,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux travées :** $M_t = 295,15 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu_{bu} = \frac{295,15 \times 10^6}{14,2 \times 500 \times 750^2} = 0,06 \leq \mu_l = 0,391$$

⇒ $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

➤ **Calcul de la section des armatures longitudinales :**

$$A_{ser}^t = \frac{M_t}{z \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,11)}) = 0,08$$

$$Z = d(1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$\text{Donc : } Z = 726 \text{ mm} \quad ; \quad \sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} = 201,6 \text{ MPA}$$

$$A_{ser}^t = \frac{295,15 \times 10^6}{726 \times 201,6} = 2016,58 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_u^t = 20,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = \max(A_u^a ; A_{ser}^a) = 21,35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s^a = 8 \text{ HA } 20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = \max(A_u^t ; A_{ser}^t) = 20,17 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s^t = 4 \text{ HA } 20 + 4 \text{ HA } 16 = 20,61 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de peau :**

La hauteur de la poutre de rigidité dépasse 60cm donc on pose les armatures de peau :

D'après ([BAEL 91]/A.8.3) : $A_{min} = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

⇒ On adopte : $4 \text{ HA } 12 = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{760,79 \times 10^3}{500 \times 750} = 2,03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales seront des armatures droites. Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales.

Selon l'expression :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

Par ailleurs ce même diamètre doit en outre respecter les autres conditions suivantes :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{l \max}; \frac{b}{10}\right) = 20\text{mm}$$

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et deux étrier de 8mm, soit une section total de : $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$

a). selon CBA93 :

$$S_t \leq \min(15\phi_l ; 40\text{cm} ; a + 10\text{cm}) = 24\text{cm}$$

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

On adopte un espacement de 15cm. On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$1. \frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,8 \times f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{40 \times 15} \geq \frac{2,03 - 0,3 \times 2,1}{0,8 \times 400} \Rightarrow 5,23 \times 10^{-3} > 4,38 \times 10^{-3}$$

$$2. \frac{A_t \times f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4\text{MPa}\right) \Rightarrow \frac{3,14 \times 400}{40 \times 15} = 2,09\text{MPa} > 1,02 \text{ MPA}$$

b). selon RPA :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right) = 24 \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{cases}$$

Donc on prend :

$$S_t = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale} .$$

$$S_t = 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone courante}.$$

Tableau VI.14. Ferrailage des semelles filantes.

Semelle		SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6
L (m)		25,90	22,50	4,90	10,30	4,90	4,90
B (m)		1,20	1,10	1,50	1,10	1,10	1,20
h (m)		0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
N _{u1} (KN)		7686,20	5150,17	1943,78	2968,08	1311,16	1565,92
N _{u2} (KN)		1344,09	1076,34	314,55	485,14	235,68	251,69
N _u (KN/ml)		348,66	276,74	460,88	335,26	315,68	370,94
N _{s1} (KN)		5615,34	3763,51	1413,84	2157,64	952,65	1138,33
N _{s2} (KN)		995,62	797,29	233,27	359,36	174,58	186,44
N _s (KN/ml)		255,25	202,70	336,15	244,37	230,05	270,36
A _{principales} (cm ² /ml)		4,22	3,35	7,64	3,54	3,80	5,03
Choix (cm ² /ml)		7HA12	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12
A _{répartition} (cm ² /ml)		2,38	2,18	2,97	2,18	2,18	2,38
Choix (cm ² /ml)		6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
Poutre de rigidité	B (m)	0,50	0,40	0,50	0,40	0,40	0,40
	H (m)	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
Moment (KN.m)	ELU						
	Appui	426,91	378,13	451,66	305,51	309,37	363,52
	Travée	403,28	388,48	197,60	244,99	135,36	159,05
	ELS						
	Appui	312,47	276,91	329,43	222,68	225,45	264,95
	Travée	295,15	284,49	144,13	178,57	98,64	115,93
Ferrailage max	Appui	21,35	19,00	22,51	15,09	15,28	18,10
	Travée	20,17	19,52	9,69	12,05	6,60	7,79
Armature de peaux		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
Choix	Appui	8HA20	4HA20 + 4HA16	8HA20	8HA16	8HA16	4HA20 + 4HA16
	Travée	4HA20 + 4HA16	4HA20 + 4HA16	4HA20	4HA16 + 4HA14	4HA16	4HA16

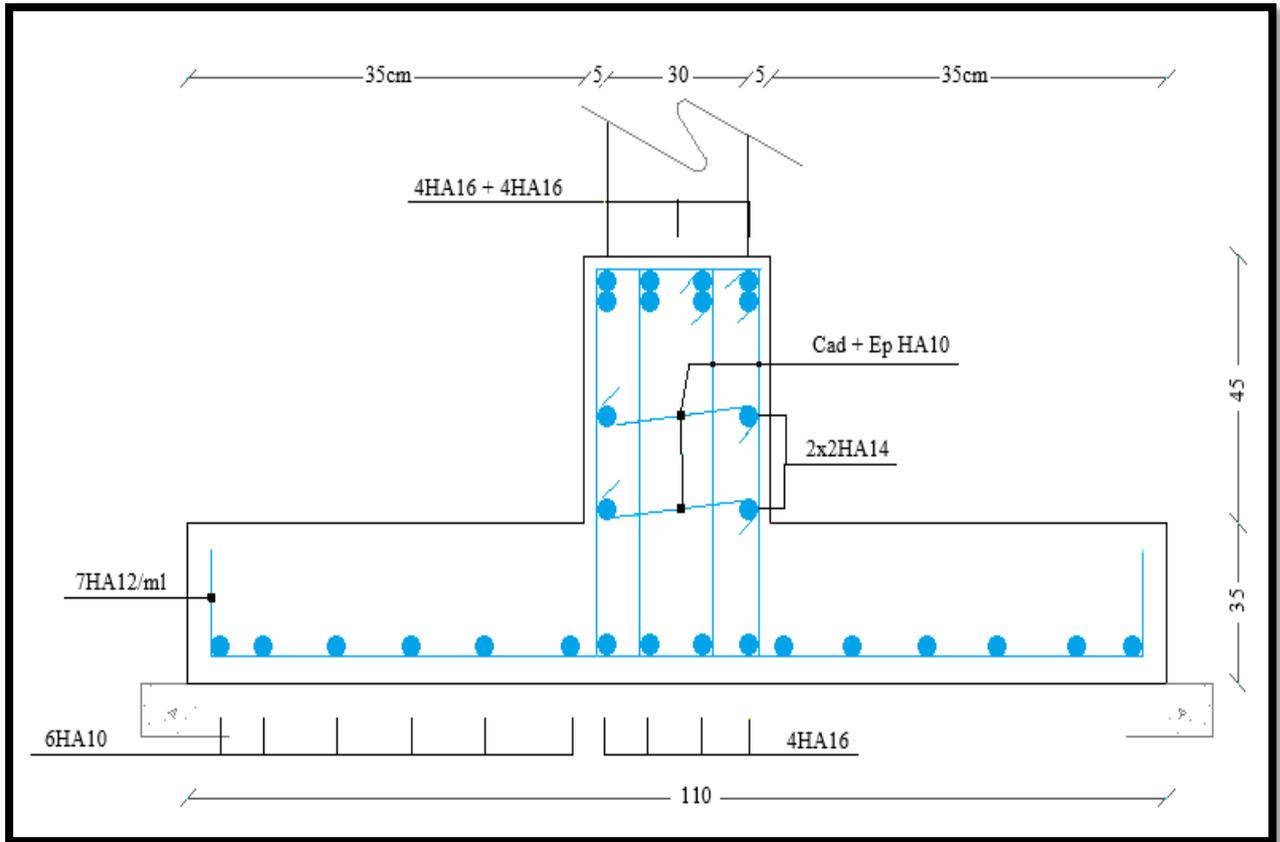


Figure VI.6. Schéma de ferrailage de la semelle filante « SF5 »

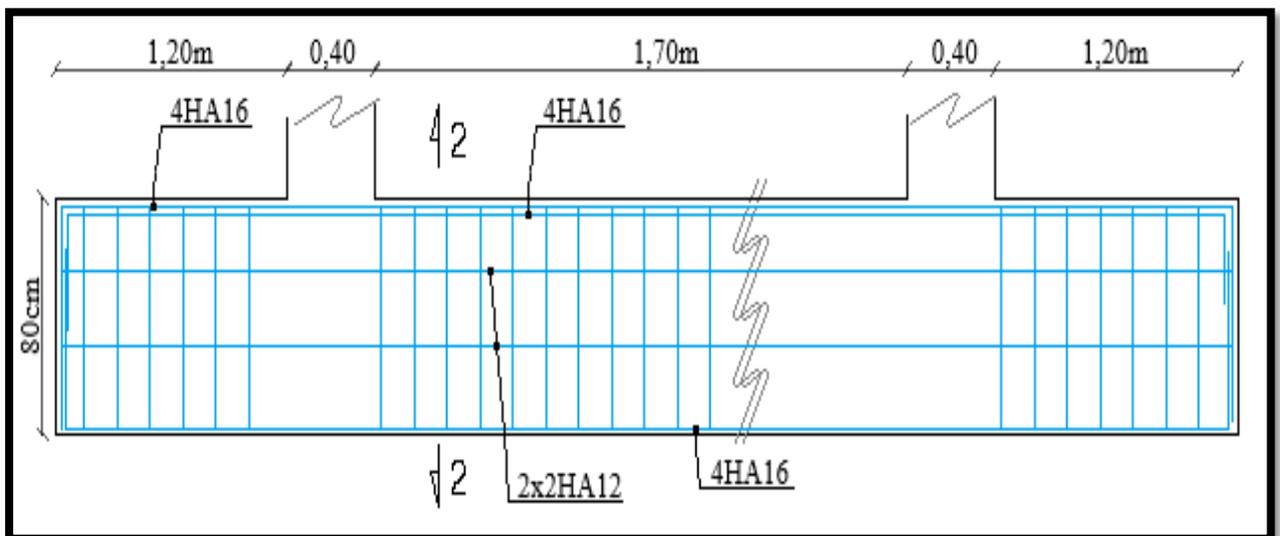


Figure VI.7. Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité « SF5 »

VI.10. Les longrines

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction « F ».

VI.10.1. Dimensionnement de la longrine

Selon [RPA 99] (art.10-1-1), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

✓ (25 × 30) cm² Sites de catégorie S2, S3.

✓ (25 × 30) cm² Site de catégorie S4.

Pour notre projet, la section de longrine est : (25 × 30) cm²

VI.10.2. Ferrailage de la longrine

➤ Armature longitudinale :

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une forces est égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{KN} \quad [\text{RPA99/2003}]$$

N : l'effort normal du poteau le plus sollicité

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$\alpha = 12$ (Site S3 et Zone IIa)

➤ Etat limite ultime : $N_u = 973,33 \text{ KN}$

$$F = \frac{973,33}{12} = 81,11 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$A_u = \frac{F}{\bar{\sigma}_s} = \frac{81,11}{34,8} = 2,33 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite service : $N_s = 707,96 \text{ KN}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} = 201,6 \text{ MPA}$$

$$F = \frac{707,96}{12} = 58,99 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{F}{\bar{\sigma}_s} = \frac{58,99}{20,16} = 2,93 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA} ; f_e = 400 \text{ MPA} ; d = 0,9 \cdot h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$A_{\min} \geq b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 3,54 \text{ cm}^2$$

➤ **Recommandation de RPA99/2003 :**

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton :

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = \max(A_u ; A_{\text{ser}} ; A_{\min} ; A_{\min \text{ RPA}}) = 4,5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA12 = 6,79 cm²

➤ **Armatures transversales :**

On prend : 4HA8 = 2,01 cm²

Avec un espacement de :

$$S_t = \min(20 \text{ cm} ; 15\phi_l) = 18 \text{ cm}$$

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

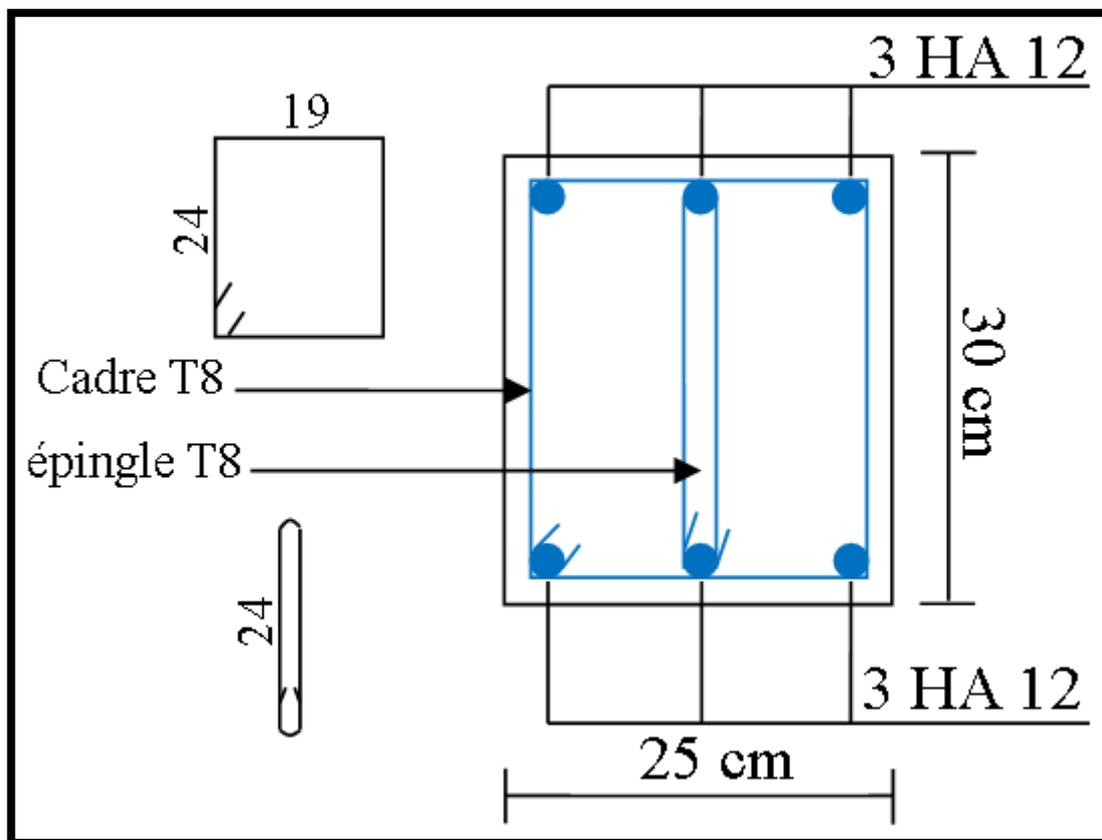


Figure VI.8. Schéma de ferrailage de longrine.

Conclusion
générale.

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude, m'a permis de mettre en pratique toutes mes connaissances acquises durant mon cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir mes connaissances sur les documents techniques, réglementaires, et les principes de bases prises en compte dans la conception des bâtiments.

Après avoir effectué le travail, on a pu constater que la conception que ce soit architectural ou structurale est une des tâches la plus difficile dans un projet de construction d'un bâtiment. En effet elle requiert beaucoup de concentration et d'expérience de la part du concepteur. Dans ce cas précis c'est moi qui joue à la fois le rôle de concepteur et calculateur. Lors de son déroulement j'ai été confrontés a beaucoup de problèmes qui sont liés aux manques d'expérience, j'ai été obligés de faire des va et viens.

D'après l'étude que j'ai fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet afin de réaliser une conception parasismique et économique digne des exigences. Ce projet m'a permis de soulever quelques points très important :

- Une agression sismique met grandement un bâtiment à l'épreuve, ainsi tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles en vigueur ;
- La disposition des voiles de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.

Enfin, Mon objectif principal ainsi que l'objectif d'un ingénieur concepteur quelconque est de minimiser les risques sismiques et de faciliter l'exécution de l'ouvrages avec une conception qui satisfait les exigences architecturales et sécuritaires.

J'espère que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et il sera un guide pour les promotions futures.

Bibliographie.

Bibliographie

Règlements :

- ❖ RPA99 : Règles parasismiques algériennes 99 version 2003.
- ❖ BAEL91 : Béton armé aux états limite 91 modifié 99.
- ❖ CBA93 : Calcul des ouvrages en béton armé.
- ❖ DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges), Edition CGS Octobre 1988

Livres et Documents :

- ❖ Précis de calcul de béton armé (H. Renaud & J. Lamirault)
- ❖ Béton Armé, Guide de Calcul. Bâtiment et Génie Civil (H. Renaud & J. Lamirault) Edition Faucher, Paris 1993
- ❖ Pratique du BAEL91 cours avec exercices corrigés (Jean Perchât & Jean Roux, édition Eyrolles).
- ❖ Cours de Béton armé 3ème année (Dr. CHERAIT Yacine)
- ❖ Cours de Béton armé 3ème année (Dr. MADI Rafik).
- ❖ Mémoires de fin d'étude précédentes.

Logiciels :

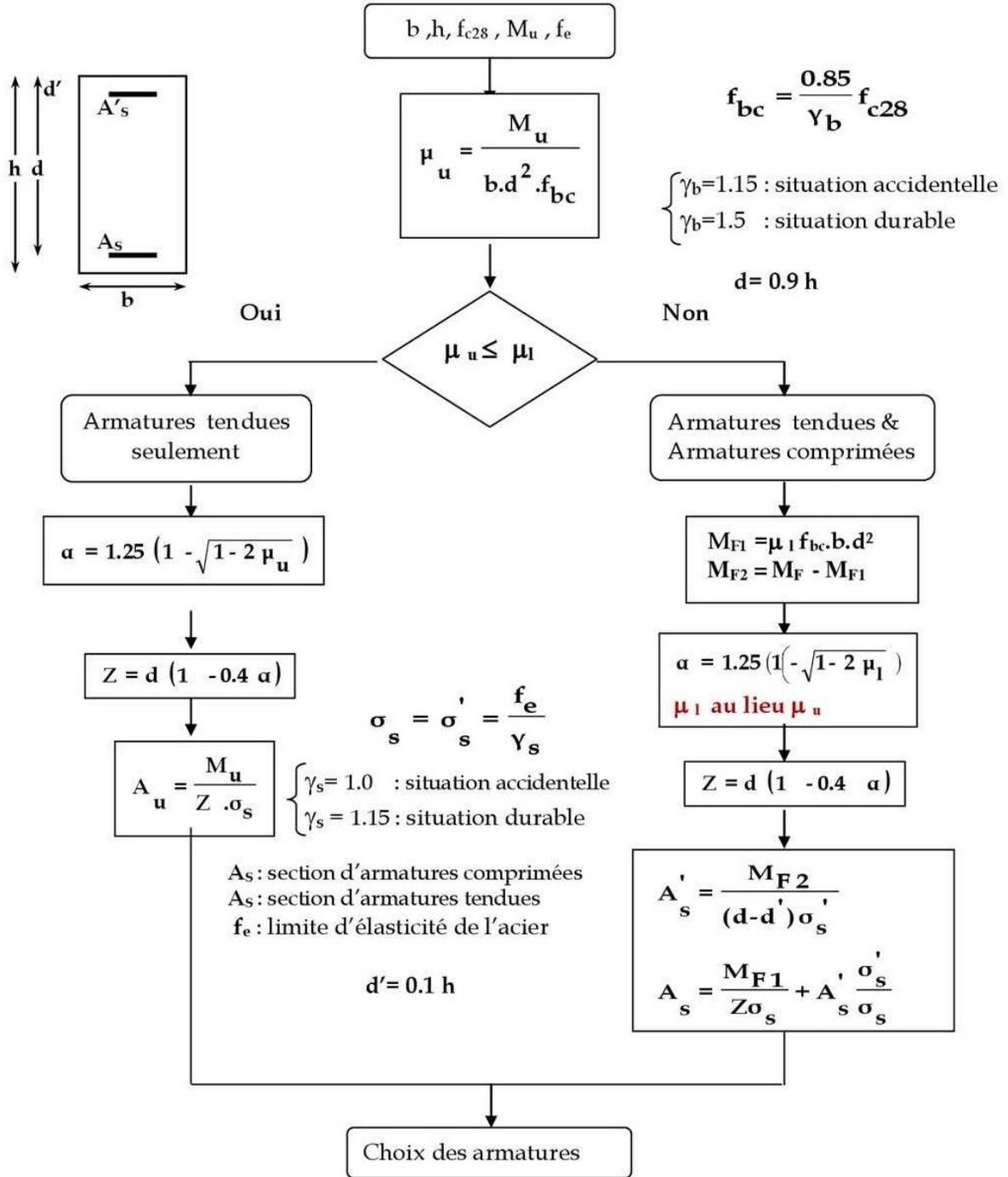
- ❖ Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2018.
- ❖ RDM7 (pour le calcul des moments et des efforts)
- ❖ AUTOCAD 2013 (pour le dessin d'architecture et lire les plans)
- ❖ WORD 2013 (pour le traitement du texte).
- ❖ EXCEL 2013 (pour calculs de manière rapide et précis).
- ❖ EXPERT BA 2018 (pour le choix d'armature)

Annexe.

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0,2$)	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2



Annexe 3

Données :

Combinaison de base : $N_{ser} ; N_u$
 Section de la semelle : $A ; B$
 Section de poteau : $a ; b$
 Matériaux : $f_c ; \bar{\sigma}_{sol} ; \bar{\sigma}_{st}$

