



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



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département des Sciences et de la Technologie

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme
de Master académique en

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structures**

Présentée par : **Tourek Ahmed et Bahet Abdelkader**

Thème

Étude et Analyse sismique d'un établissement hospitalier en R+4

Soutenu le, 11/06/2023

Devant le Jury :

Bouزيد Haytham	Président	M.C.A.	Univ-Tissemsilt
Boubekeur Toufik	Encadreur	Prof	Univ-Tissemsilt
Djeffal Houcine	Examineur	M.C.B	Univ-Tissemsilt

Année universitaire : 2022-2023



Remerciement

Tous d'abord nous tenons à remercier le bon **ALLAH** tout puissant et miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous exprimons nos profondes gratitude et respectueuses reconnaissances à notre encadrant Monsieur **Boubekeur Toufik** pour son encadrement, conseils et sacrifices afin de donner le meilleur et pour son suivi durant la période de préparation de notre mémoire d'afin d'étude.

Nos remerciements vont aux membres du jury **Mr Bouzid**

Haytham et **Mr Djeffel Houcine** qui m'ont fait l'honneur d'accepter de jurer notre travail.

Nous adressons nos sincère remerciements à tous les professeurs qui par leurs conseils et leurs efforts durant tous les années passées nous sommes là, vraiment un grand remerciement pour leurs qualité d'enseignement qui nous a été dispensé.





Dédicace



En témoignage d'amour et d'affection, je dédie ce modeste travail avec une grande fierté à tous ceux qui me sont chers :

Ma très chère mère **Mimouna, qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie.*

** Mon très cher père **Mohamed**, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie.*

***Que Allah vous protège et que la réussite soit toujours à ma portée pour que je suis puisse vous combler de bonheur.*

Mes belles sœurs **Khadidja, Yakouta et Fatama puisse Allah vous donne santé, bonheur et réussite.*

** Ma cher binôme **Abdelkader***

A toute mes chères ami (e)s et mes collègue paramédiaux de travaille surtout : **Rabeh, Mohamed, Rachid Et Abd Elraouf.*



Dédicace

*En témoignage d'amour et d'affection, je dédie ce modeste travail avec
une grande fierté à tous ceux qui me sont chers :*

Ma très chère mère **Mis Oumfalou , qui a œuvré pour ma
réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et
ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma
vie.*

** Mon très cher père **Benchohra** qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues
années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie.*

**Que Allah vous protège et que la réussite soit toujours à ma portée pour que je suis
puisse vous combler de bonheur.*

** binôme **Ahmed.***



Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un établissement hospitalier (Clinique) constitué d'un Rez de chaussée plus (04) étages, implanté dans la wilaya de Saida. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties : La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges. La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, ascenseur, et dalle pleine). L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique). En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, poteau, poutre, résistance mécanique, résistance sismique.

Abstract

This project presents a detailed study of a hospital building consists of a ground floor addition (04) floors, located in the wilaya of Saida. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003. Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts: The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load. The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab). The dynamic study of the structure was begun in the third part software SAP2000 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading). At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Keywords: Building, column, beam, mechanical strength, seismic strength.

الملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة معمقة لمؤسسة استشفائية (عيادة) مكونة من طابق أرضي+4 طوابق. تقع في ولاية

سعيدة. هذه المنطقة مصنفة حسب قانون الزلازل الجزائري 1999 اصدار 2003 في المنطقة ا

في هذا المشروع نستعمل القوانين الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (قانون الزلازل الجزائري

1999 اصدار 2003 و قانون الخرسانة المسلحة في الحالات الحدية 1991 المعدل 1999)

هذه الدراسة مقسمة الى أربعة مراحل :

المرحلة الاولى تتحدث عن عموميات المشروع مع عرض خصائص المواد وبعدها ما قبل القياسات للبنية وفي الاخير

نزول الاحمال

المرحلة الثانية خاصة بدراسة العناصر الثانوية للبنية سوليفات.السلالم.جدار حافة السطح.مصعد

الدراسة الديناميكية للبنية تم التطرق إليها في المرحلة الثالثة باستعمال برنامج الحساب ETABS من اجل معرفة

مختلف الضغوطات المراجعة الى الاحمال (الاحمال الدائمة. الاحمال المتغيرة. الاحمال الزلزالية) .

وفي النهاية دراسة العناصر المقاومة للبنية (الاعمدة. الروافد. جدار.الأساس المستمر) حيث تم حسابهم في

هذه المرحلة وهي المرحلة الاخيرة.

الكلمات المفتاحية: مؤسسة استشفائية. اعمدة. روافد. الاحمال الزلزالية. الاساسات المستمرة.

Table des matieres

Remerciements.....	I
Dédicace I.....	II
Dédicace II.....	III
Résumé	IV
Abstract.....	V
Liste des matieres	VI
Liste des figures.....	XII
Liste des tableaux	XV
Introduction générale.....	1

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Introduction	4
I.2. Description de l'ouvrage	4
I.3. Caractéristiques géométriques.....	4
I.4. Ossature et système constructif adopté	6
I.4.1. Ossature	6
I.4.2. Planchers.....	6
I.4.3. Terrasse.....	7
I.4.4. Escaliers.....	7
I.4.5. Maçonnerie	7
I.4.6. Acrotère	7
I.4.7. Revêtement	7
I.4.8. Isolation	8
I.5. Caractéristiques géotechniques du sol.....	8
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	8
I.6.1. Béton.....	8
I.7. Contrainte limite.....	11
I.7.1. État limite ultime de résistance (E.L.U.R).....	11
I.7.2. État limite de service de résistance (E.L.S)	12
I.8. Contrainte admissible de cisaillement.....	13
I.9. Modules de déformation longitudinale	13
I.9.1. Module de déformation instantanée	13
I.9.2. Module de déformation différé.....	13
I.10. Coefficient de poisson.....	14

I.11. Aciers de construction	14
I.12. Module d'élasticité longitudinale	15
I.13. Contrainte de calcul	15
I.13.1. État limite ultime de résistance (E.L.U.R)	15
I.13.2. État limite de service (E.L.S)	15
I.14. Allongement de rupture	16
I.15. Hypothèses de calcul	16
I.15.1. États limite ultime de résistance (E.L.U.R)	16
I.15.2. États limite de service (E.L.S)	16
I.16. Règles des trois pivots	17
I.17. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites	18
I.17.1. Combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R)	18
I.17.2. Combinaisons de calcul à l'état limitent service de résistance (E.L.S)	18
I.18. Conclusion	18

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction	20
II.2. Pré-dimensionnement des planchers pour les deux blocs A et B	20
II.2.1. Plancher à corps creux	20
II.3. Pré-dimensionnement des poutres pour les deux blocs A et B	21
II.3.1. Poutres principales	22
II.3.2. Poutres secondaires	22
II.4. Descente des charges	22
II.4.1. Charges permanentes	23
II.4.2. Charges d'exploitations	23
II.5. Loi de dégression des charges d'exploitations	24
II.6. Pré dimensionnement des poteaux pour les deux blocs A et B	27
II.7. sollicitation	28
II.8. Dimensionnement des poteaux bloc A et bloc B	29
II.8.1. Poteau rectangulaire	29
II.9. Vérification des conditions du R.P.A 99/version 2003	31
II.10. Pré dimensionnement des voiles	31
II.11. Conclusion	32

CHAPITRE III : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

III.1. Introduction	34
III.2. Acrotère	34
III.2.1. Hypothèses de calcul.....	34
III.2.2. Dimensions	34
III.2.3. Evaluation des charges et surcharges.....	35
III.2.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme	35
III.2.5. Calcul des sollicitations	35
III.2.6. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue.....	36
III.2.7. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R	37
III.2.8. Vérification à l'E.L.S	39
III.3. Planchers.....	40
III.3.1. Dimensionnement des poutrelles pour les deux blocs (A) et (B)	41
III.3.2. Méthode de calcul des poutrelles	42
III.3.3. Calcul du poutrelle (Étage courant)	46
III.3.4. Calcul du poutrelle (Terrasse).....	52
III.3.5. Calcul de ferrailage des poutrelles à l'E.L.U.R	57
III.4. Escaliers.....	65
III.4.1. Etude d'escalier pour le bloc A	66
III.4.2. Étude de la poutre palière	75
III.5. Conclusion	81

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction	83
IV.2. Séisme	83
IV.2.1. Présentation et historique du séisme.....	83
IV.2.2. Définition d'un séisme.....	84
IV.2.3. Causes du séisme	84
IV.2.4. Effets du séisme sur les structures	84
IV.3. Étude sismique	85
IV.3.1. Méthodes de calcul	85
IV.4. Modélisation des structures	85
IV.4.1. Présentation du logiciel ETABS V9.7.4.....	86
IV.4.2. Démarches de modélisation sur ETABS V 9.7.4 à suivre.....	87
IV.5. Calcul de la masse du structure	88

IV.5.1. Détermination des poids (W_i)	88
IV.6. Détermination et estimation du période fondamentale	90
IV.6.1. Période fondamentale de bloc A.....	90
IV.6.2. Période fondamentale de bloc B.....	90
IV.7. Détermination de la force sismique totale (V)	91
IV.7.1. Force sismique totale (V) pour le bloc A.....	92
IV.7.2. Force sismique totale (V) pour le bloc B :.....	92
IV.8. Disposition des voiles.....	93
IV.9. Calcul des coefficients de participation modale.....	96
IV.10. Vérification des déplacements.....	97
IV.11. Vérification de l'effet P-Delta.....	98
IV.11.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	98
IV.12. Caractéristiques Géométriques.....	100
IV.12.1. Centre de masse	100
IV.12.2. Calcul de l'excentricité.....	100
IV.13. Justification de la largeur du joint sismique.....	101
IV.14. Conclusion.....	102

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction.....	104
V.2. Ferrailage des poteaux	104
V.2.1. Méthode de calcul	104
V.2.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99/ Version 2003	105
V.2.3. Calcul des armatures longitudinale	106
V.3. Ferrailage des poutres	112
V.3.1. Méthode de calcul	112
V.3.2. Recommandation du R.P.A 99/Version 2003 pour le ferrailage des poutres	113
V.3.3. Ferrailage des poutres principales (30×50) cm ² (Terrasse)	113
V.3.4. Ferrailage des poutres secondaires (30×45) cm ² (Terrasse)	115
V.3.5. Vérifications nécessaires pour les poutres principale (30×50) cm ²	116
V.3.6. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	116
V.3.7. Calcul des armatures transversales	116
V.3.8. Vérification à l'E.L.S	119
V.3.9. Vérification de la flèche.....	120
V.3.10. Ferrailage des différents niveaux des poutres pour les deux blocs.....	121

V.4. Ferrailage des voiles	122
V.4.1. Voiles assurant	123
V.4.2. Système de contreventement.....	123
V.4.3. Recommandations du R.P.A 99/version 2003	124
V.4.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes.....	124
V.4.5. Calcul de voile 1 pour le bloc A	126
V.5. Conclusion	134

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction	136
VI.2. Fondation.....	136
VI.2.1. Combinaisons des charges	136
VI.2.2. Fonctions assurées par les fondations.....	136
VI.2.3. Choix de type de fondation.....	137
VI.2.4. Détermination du type de fondation	137
VI.2.5. Vérification des semelles isolées	137
VI.2.6. Vérification des semelles filantes	138
VI.2.7. Calcul de la semelle filante pour le bloc (A)	140
VI.3. Ferrailage de poutre de libage	143
VI.3.1. Résultats obtenues	143
VI.3.2. Contrainte de cisaillement	144
VI.3.3. Armatures transversales.....	144
VI.3.4. Vérification au poinçonnement.....	144
VI.3.5. Vérification pour les poteaux et les voiles.....	145
VI.4. Étude de longrine.....	146
VI.4.1. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R	146
VI.5. Voile périphérique.....	147
VI.5.1. Dimensionnement et ferrailage du voile.....	147
VI.5.2. Calcul de la section d'armature	147
VI.6. Conclusion.....	148
Conclusion générale	150

Bibliographie

Annexes

Plans

Liste des figures

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

Figure I.1: Vue en plan de deux blocs A et B	5
Figure I.2: Diagramme contraintes-déformations du béton	11
Figure I.3: Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.U (compression-flexion).....	12
Figure I.4: Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.S.	13
Figure I.5: Diagramme contrainte déformation de l'acier.	15
Figure I.6: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.	17

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Figure II.1: Coupe du plancher à corps creux.....	20
Figure II.2: Plancher terrasse inaccessible.....	23
Figure II.3: Plancher RDC, étages courant	23
Figure II.4: Remplissage extérieur	25
Figure II.5: Détail d'un mur intérieur	25
Figure II.6: Poteau le plus sollicité	27
Figure II.7: Coupe de voile en élévation	31

CHAPITRE III : CALCUL ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Figure III.1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.	34
Figure III.2: Section d'acrotère à ferrailer.....	37
Figure III.3: Schéma de ferrailage d'acrotère	40
Figure III.4: Schéma d'un plancher à corps creux.	41
Figure III.5: Types des travées	42
Figure III.6: Poutres continues à plusieurs appuis.....	44
Figure III.7: Isolant deux travées adjacentes	45
Figure III.8: Type 01 de la poutrelle	46
Figure III.9: Diagramme des efforts tranchants T [KN].....	51
Figure III.10: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m].	51
Figure III.11: Type 01 de la poutrelle terrasse	52
Figure III.12 Diagramme des efforts tranchants T [KN]:.....	55
Figure III.13: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]	56
Figure III.14: Section de poutrelle calculée (en T),.....	58
Figure III.15: Schéma de ferrailage de la dalle de compression	65

Figure III.16: Schéma de ferrailage des poutrelles terrasse	65
Figure III.17: Schéma d'escalier	66
Figure III.18: Schéma statique de l'escalier type 1.	66
Figure III.19: Schéma statique des charges de l'escalier type 1.....	69
Figure III.20: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants	70
Figure III.21: Section d'escalier à ferrailer	70
Figure III.22: Schéma de ferrailage d'escalier type 1	75
Figure III.33: Diagramme du moment pour la poutre palière.	76
Figure III.34: Schéma de ferrailage d'une poutre palière type 1.....	80

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE

Figure IV.1: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4. Bloc A	94
Figure IV.2: Disposition des voiles bloc A.....	94
Figure IV.3: Modes principaux de la vibration pour le bloc A.....	95
Figure IV.4: Disposition des voiles bloc B	95
Figure IV.5: Joint de sismique	102

CHAPITRE V : FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1: Zone nodale	106
Figure V.2: Schéma de ferrailage pour le poteau rectangulaire.....	112
Figure V.3: Schéma de ferrailage d'une poutre principale (Terrasse).....	122
Figure V.4: Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire (Terrasse).....	122
Figure V.5: Section de voile à calculé	126
Figure V.6: Schéma de ferrailage du voile	131

CHAPITRE VI : FERRAILAGE D'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1: Ferrailage de la semelle filante	145
Figure VI.2: Ferrailage de longrine	147
Figure VI.3: Ferrailage de voile périphérique	148

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1: Dimensions en élévation.....	5
Tableau I.2: Dimensions en plan du bloc A	5
Tableau I.3: Dimensions en plan du bloc B.....	6
Tableau I.4: Déformations limitent du pivot 10‰	17

CHAPITRE II : PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau II.1: Plancher terrasse inaccessible	23
Tableau II.2: Charge et surcharge placher RDC+etage courat	24
Tableau II.3: Dégression des charges d'exploitations d'un poteau	24
Tableau II.4: Charges Remplissage extérieur.....	25
Tableau II.5: Charge et surcharge des murs intérieurs	25
Tableau II.6: Evaluation des charge du poteau le plussollicite variat I.....	26

CHAPITRE III : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

Tableau III.1: Vérification à l'état limite de service de l'acrotère	39
Tableau III.2: Rapport entre les travées successives.....	46
Tableau III.3: Sollicitations des poutrelles (Terrasse inaccessible) pour bloc A.	56
Tableau III.4: Sollicitations des poutrelles (1 ^{er} étage . 2 ^{eme} étage et 3 ^{eme} étage) pour bloc A.....	56
Tableau III.5: Sollicitations des poutrelles (Terrasse inaccessible) pour bloc B.	57
Tableau III.6: Sollicitations des poutrelles (1 ^{er} étage . 2 ^{eme} étage et 3 ^{eme} étage) pour bloc B.	57
Tableau III.7: Calcul de ferrailage de poutrelle en travée.....	59
Tableau III.8: Vérification à l'état limite de service E.L.S sur travée	63
Tableau III.9: Vérification à l'état limite de service E.L.S en appuis.....	64
Tableau III.10 : Ferrailage des poutrelles	64
Tableau III.11: Évaluation des charges et des surcharges de paillasse.	68
Tableau III.12: Évaluation des charges et des surcharges de palier.....	68
Tableau III.13: Calcul de ferrailage d'escalier en travée	71
Tableau III.14: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis	71
Tableau III.15: Calcul de ferrailage d'escalier en travée	73
Tableau III.16: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis	74
Tableau III.17: Calcul de ferrailage de poutre paliere en travée.....	76

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE

Tableau IV.1: Détermination des poids de 4eme étage W(KN) bloc A.	88
Tableau IV.2: Détermination des poids de RDC , 1 ^{er} ,2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage W(KN) bloc A.	89
Tableau IV.3: Détermination des poids de 4eme étage W(KN) bloc B.	90
Tableau IV.4: Détermination des poids de RDC , 1 ^{er} ,2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage W(KN) bloc B.	90
Tableau IV.5: Poids de chaque étage.	90
Tableau IV.6: Valeurs des pénalités Pq	92
Tableau IV.7: Tableau des modes et des périodes pour le bloc A.....	96
Tableau IV.8: Tableau des modes et des périodes pour le bloc B.....	97
Tableau IV.9: Déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens pour bloc A.	98
Tableau IV.10: Déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens pour bloc B.	98
Tableau IV.11: Vérification à l'effet P- Δ pour bloc A.....	99
Tableau IV.12: Vérification à l'effet P- Δ pour bloc B.....	99
Tableau VI.13: Centre de masse et Centre de rigidité pour bloc A.....	101
Tableau VI.14: Centre de masse et Centre de rigidité pour bloc A.....	101

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1: Sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99.....	106
Tableau V.2: Calcul de ferrailage pour poteau rectangulaire pour 1er genre	108
Tableau V.3: Calcul de ferrailage pour poteau rectangulaire pour 3eme genre	109
Tableau V.4: Ferrailage des poteaux rectangulaires pour le bloc B.....	110
Tableau V.5: Calcul de ferrailage de la poutre principale en travée.....	114
Tableau V.6: Calcul de ferrailage de la poutre principale sur appuis.....	114
Tableau V.7: Calcul de la poutre secondaire en travée.....	115
Tableau V.8: Calcul de la poutre secondaire sur appuis.....	116
Tableau V.9: Vérification à l'état limite de service en travée.....	119
Tableau V.10: Vérification à l'état limite de service sur appuis.....	120
Tableau V.11: Ferrailage des différents niveaux poutres principale pour le bloc A.....	121
Tableau V.12: Ferrailage des poutres secondaires aux différents niveaux pour le bloc A.	121
Tableau V.13: Ferrailage des différents niveaux (poutres principale) bloc B.	121
Tableau V.14: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaire) bloc B.	121
Tableau V.15: Ferrailages des voiles pour le bloc A.....	131
Tableau V.17: Ferrailages des voiles pour le bloc A.....	132

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.1: Sollicitations de bloc A sens x-x	138
Tableau VI.2: Sollicitations de bloc A sens y-y	139
Tableau VI.3: Sollicitations de bloc B sens x-x	139
Tableau VI.4: Sollicitations de bloc B sens y-y	139
Tableau VI.5: Calcule de Ferrailage pour la semelle bloc A.....	142
Tableau VI.6: Calcul de ferrailage de la poutre de libage en travée	143
Tableau VI.7 : Calcul de ferrailage sur appui de la poutre de libage	144
Tableau VI.8 : Sections des différentes semelles filante pour le bloc A.	145
Tableau VI.9 : Sections des différentes semelles filantes pour le bloc B.....	145

Introduction

Générale

Introduction générale :

La construction dans une zone sismique nécessite des normes et des règlements spéciaux pour assurer la stabilité et la durabilité de la construction, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation des constructions de génie civil est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente, bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages mécaniques comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure

L'objectif de ce travail est d'étudier un établissement hospitalier en R+4 situé à Saida. Dans ce contexte, l'analyse de la réponse des structures de grande hauteur pour les bâtiments sera traitée, et également la conception optimale des bâtiments avec étage sera recherchée.

Afin d'entreprendre cette objectif, le contenu de ce mémoire est composé de sept chapitres, de la présente introduction et d'une conclusion générale.

Le premier chapitre est consacré à la présentation du projet (lieu d'implantation, caractéristiques géométriques, données géotechniques du site d'implantation, caractéristiques des matériaux utilisés,...etc.).Le deuxième, au pré dimensionnement des éléments principaux

(poteaux, poutres et voiles). Le calcul des éléments secondaires (balcon, escaliers, acrotère) et l'étude du plancher sont exposés aux chapitres trois et quatre. Le chapitre cinq est dédié à l'étude de l'effet du nombre d'étage sur le comportement sismique du bâtiment conformément aux règles parasismiques algériennes (RPA99/V2003). Les facteurs considérés sont la période de vibration et la fréquence de chaque structure, déplacements relatifs horizontaux, l'effet P- Δ . Le calcul des éléments structuraux et l'étude de l'infrastructure (fondations) sont présentés respectivement aux chapitres six et sept.

Enfin une conclusion générale dégage les principaux résultats obtenus.

CHAPITRE I :
PRÉSENTATION DE
L'OUVRAGE

I.1. Introduction

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2. Description de l'ouvrage

Le présent projet a pour objectif de faire l'étude génie civil d'un établissement hospitalier en Béton armé, composé d'un **réz de chaussée et de quatre (04) étages** .

Ce projet est un ouvrage implanté à la commune de Saida dans la wilaya de Saida, a été utilisé comme des : RDC - Local Technique, Buanderie, Radiologie.

1^{ER} Etage : Laboratoire, Hémodialyse.

2^{eme} Etage : Maternité, Poste D'Accouchement.

3eme Etage : Poste Opérateur, Bloc Opération

4eme Etage : Logement D'astreinte.

D'après les règles parasismiques Algériennes R.P.A 99/version 2003 :

- La wilaya classée comme une zone de moyenne sismicité (Zone I) ;
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes, ou bien ouvrages de grande importance (Scolaire) de groupe d'usage (Groupe 1B).

La wilaya est considérée comme un lieu à faible action de vent (Zone III), selon le règlement neige et vent R.N.V 2013 (D.T.R C 2-47).

I.3. Caractéristiques géométriques

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée de deux blocs de forme rectangulaire régulière en plan, la structure présente les dimensions suivantes :

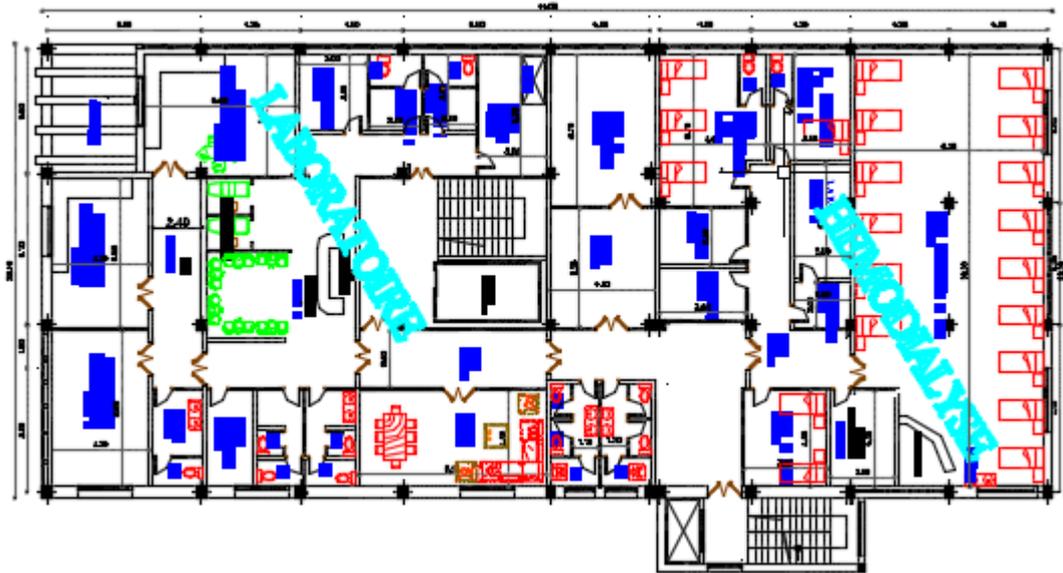


Figure I.1: Vue en plan des RDC+ 4 étage

Tableau I.1: Dimensions en élévation

Bloc A	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage
Hauteur	4,42 m	4,42 m	4,42 m	4,42 m	4,42 m
Hauteur Total de Bloc : 20,10m					
Bloc B	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage
Hauteur	4,42 m	4,42 m	4,42 m	4,42 m	4,42 m
Hauteur Total de Bloc : 20,10m					

Tableau I.2: Dimensions en plan du Bloc A

RDC	1 ^{er} étage
Dimension totale (sens longitudinal) :17,45 m	Dimension totale (sens longitudinal) :17,45 m
Dimension totale (sens transversal) : 23,35 m	Dimension totale (sens transversal) : 23,35 m
2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage
Dimension totale (sens longitudinal) :17,45 m	Dimension totale (sens longitudinal) :17,45 m
Dimension totale (sens transversal) :23,35 m	Dimension totale (sens transversal) : 23,35 m
4 ^{ème} étage	
Dimension totale (sens longitudinal) :17,45 m	
Dimension totale (sens transversal) : 23,35 m	

Tableau I.3: Dimensions en plan du Bloc B

RDC	1^{er} étage
Dimension totale (sens longitudinal) : 26,90 m	Dimension totale (sens longitudinal) : 26,90 m
Dimension totale (sens transversal) : 20,10 m	Dimension totale (sens transversal) : 20,10 m
2^{ème} étage	3^{ème} étage
Dimension totale (sens longitudinal) : 26,90 m	Dimension totale (sens longitudinal) : 26,90 m
Dimension totale (sens transversal) : 20,10 m	Dimension totale (sens transversal) : 20,10 m
4^{ème} étage	
Dimension totale (sens longitudinal) : 26,90 m	
Dimension totale (sens transversal) : 20,10 m	

I.4. Ossature et système constructif adopté

I.4.1. Ossature

La structure proposée est constituée par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les différents sens, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des toutes les actions verticales et horizontales.

Le système de contreventement selon le R.P.A 99/version 2003 est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I.4.2. Planchers

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction. Il est capable de supporter des charges.

Notre structure comporte deux types de plancher :

- Planchers en corps creux ;
- Planchers en dalle pleine.

I.4.2.1. Planchers en corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique ;
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

I.4.2.2. Plancher en dalle pleine

La dalle en béton armé coulée en place sur un coffrage plat.

I.4.3. Terrasse

Il existe un seul type de terrasse : Terrasse inaccessible.

I.4.4. Escaliers

Est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers), ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages.

Notre structure comporte deux types d'escaliers :

- Escalier droit à deux volées utilisé pour l'accès de RDC et pour l'accès du 1^{er} étage à un autre étage ;
- Escalier droit à deux volées utilisé pour l'accès de RDC vers les autres étages.

I.4.5. Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés comme suit :

I.4.5.1. Murs extérieurs

Ils sont constitués d'une double cloison de (30 cm) d'épaisseur, brique creuse de (15 cm) d'épaisseur pour les parois externes du mur, une lame d'air de (5 cm) d'épaisseur, et brique creuse de (10 cm) d'épaisseur pour les parois internes du mur.

I.4.5.2. Murs intérieurs

Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements.

I.4.6. Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60 cm.

I.4.7. Revêtement

- Enduit en plâtre pour les plafonds ;
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons ;
- Revêtement à carrelage pour les planchers.

I.4.8. Isolation

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasse ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

I.5. Caractéristiques géotechniques du sol

Selon le rapport géotechnique du laboratoire (LTPO Saida) le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\sigma_{\text{sol}}=1,5$ bars pour un ancrage : $h = 2,4$ m ;
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 1,70$ t/m³ ;
- L'angle de frottement interne du sol : $\varphi = 20,66^\circ$;
- La cohésion : $C = 0,26$ bars ;
- Le site est considéré comme un site meuble (S3).

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes au règlement du béton armé aux états limites B.A.E.L 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien R.P.A 99/Version 2003.

I.6.1. Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de tractions.

La composition approximative de (1 m³) de béton est la suivante :

- 350 Kg de ciment CPJ ;
- 400 L de sable ($D < 5$ mm) ;
- 800 L de gravier ($D < 25$ mm) ;
- 175 L d'eau.

I.6.1.1. Matériaux composant le béton

- Ciment

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange. Dans notre projet on a utilisé un CEMII 42,5 (Ciment à base de calcaire) provenant de la cimenterie de Chlef.

- Granulats

Les granulats comprennent les sables et les graviers :

- Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

– Gravier

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures et propres. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.6.1.2. Principaux caractéristiques et avantages de béton

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte quatre opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Le coulage du béton dans le coffrage.
- Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

– **Économie**

Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

– **Souplesse des formes**

Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.

– **Résistance aux agents atmosphériques**

Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

– **Résistance au feu**

Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies. En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

– **Résistance mécanique**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à (j) jours d'âge.

a. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de (200 cm²) de section. Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de (j) jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance (f_{cj}) Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule.

$$\begin{aligned}
 - \text{ Pour des résistances } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa : } & \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases} \\
 - \text{ Pour des résistances } f_{c28} > 40 \text{ MPa : } & \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}
 \end{aligned}$$

La résistance à la compression à 28 jour (f_{c28}) est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm².

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25MPa.

b. Résistance caractéristique à la traction

Cette résistance est définie par la relation suivante :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases}$$

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents ;
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien) ;
- Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté (a) et de longueur (4a) reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la traction à 28 jours égale à 2,1 MPa.

I.7. Contrainte limite

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou bien ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites et sont classés en deux catégories :

I.7.1. État limite ultime de résistance (E.L.U.R)

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- État limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure ;
- État limite ultime de résistance pour les matériaux constitues béton ou acier ;
- État limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

a) Diagramme parabole – rectangle

C'est un diagramme contraint - déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{bc} &= 3,5\% && \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \varepsilon_{bc} &= \min(4,5; 0,025 \times f_{c28})\% && \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{aligned}$$

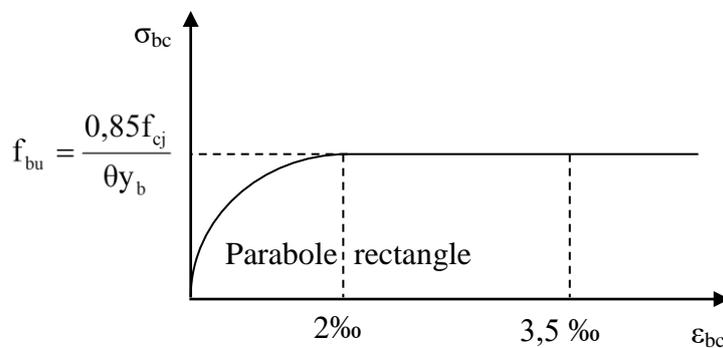


Figure I.2: Diagramme contraintes-déformations du béton

Contrainte ultime du béton en compression : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta y_b}$

Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

- $y_b = 1,5$ pour les combinaisons normales ;
- $y_b = 1,15$ pour les combinaisons accidentelles.

Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- $\theta = 1,00$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h ;
- $\theta = 0,90$ lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

b) Diagramme rectangulaire

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée en flexion simple.

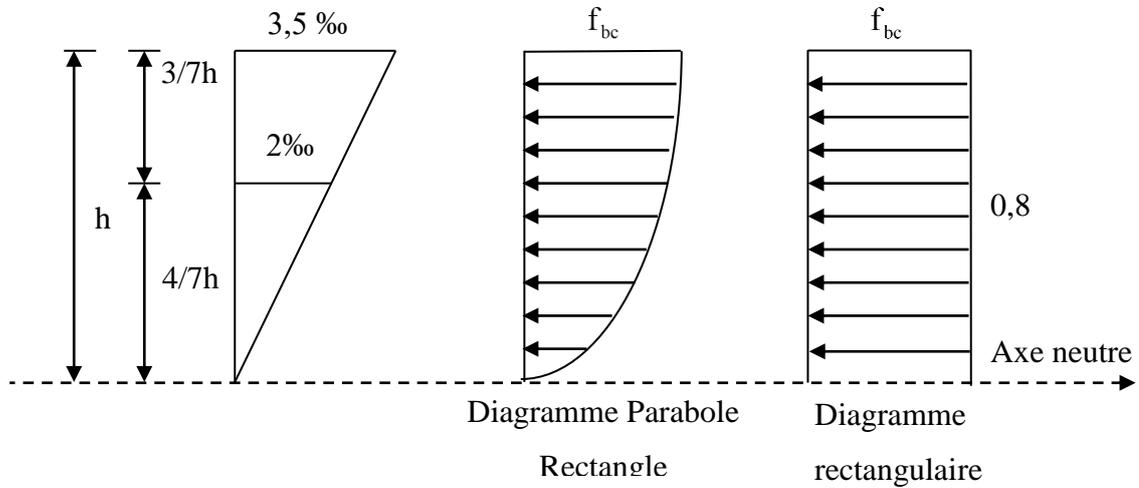


Figure I.3:Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.U (compression-flexion).

I.7.2. État limite de service de résistance (E.L.S)

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions normales d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, excessives des éléments porteurs.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de compression du béton au service est donnée par : σ_{bc}

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

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

Donc : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

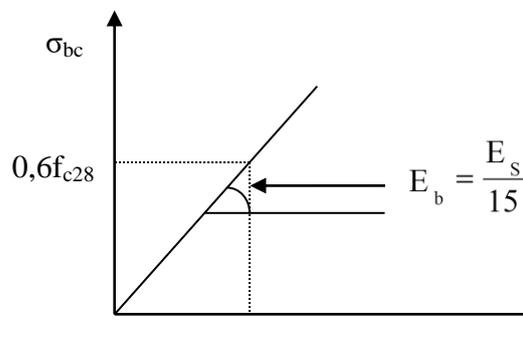


Figure I.4:Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.S.

I.8. Contrainte admissible de cisaillement

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

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min (0,2f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min (0,15f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$

- La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime : T_u
- Largeur de la pièce : b_0
- Haut utile : d

I.9. Modules de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

I.9.1. Module de déformation instantanée

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton âgé de (j) jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2 \rightarrow \text{Avec : } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

I.9.2. Module de déformation différé

Sous des contraintes de durée d'application supérieure à 24 heures on admet qu'à l'âge de jours, le module de déformation longitudinale différée du béton (E_{vj}) est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa} \rightarrow \text{Avec : } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

I.10. Coefficient de poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = [\text{Allongement relatif de la côté de la section} / \text{Raccourcissement relatif longitudinale}]$$

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limitent de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états-limites ultimes de service (béton fissuré).

I.11. Aciers de construction

Les aciers utilisés en béton armé sont des alliages du fer et du carbone en faible pourcentage a pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer

les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées.

Ils distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou à barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Les ronds lisses (ADX) : nuances FeE 215 et FeE 235 pour les armatures transversales ;
- Les barres à haute (H.A) : nuances FeE 400 et FeE 500 pour les armatures longitudinales ;
- Treillis soudés (T.S) : TLE52 $\Phi = 5$ mm pour les dalles.

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité (γ_s) qui a les valeurs suivantes :

- $\gamma_s = 1,15$ cas générale ;
- $\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.

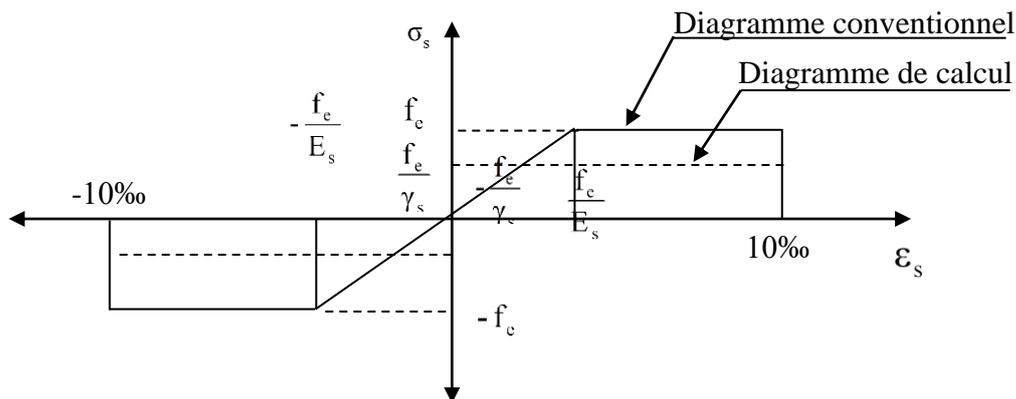


Figure I.5:Diagramme contrainte déformation de l'acier.

I.12. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; Il sera pris égale à : $E_s = 2,1 \times 10^5$ (MPa).

I.13. Contrainte de calcul

I.13.1. État limite ultime de résistance (E.L.U.R)

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte–déformation de la Figure.

La contrainte de calcul, notée (σ_s) et qui est définie par la relation.

Le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

- $\gamma_s = 1,15$ MPa situation durable ou transitoire ;
- $\gamma_s = 1,00$ MPa situation accidentelle.

Rond lisse ($f_e = 235$ MPa)

- $\sigma_s = 204,34$ MPa situation durable ou transitoire ;
- $\sigma_s = 235,00$ MPa situation accidentelle.

Haute adhérence ($f_e = 400$ MPa)

- $\sigma_s = 348$ MPa situation durable ou transitoire ;
- $\sigma_s = 400$ MPa situation accidentelle

I.13.2. État limite de service (E.L.S)

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures :

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq f_e$ pas de limitation ;

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min(0,5f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})$

Coefficient de fissuration : η

- Pour ronds lisses : $\eta = 1,0$
- Pour hautes adhérences, avec $\Phi \geq 6$ mm : $\eta = 1,6$
- Pour hautes adhérences, avec $\Phi \leq 6$ mm : $\eta = 1,6$

I.14. Allongement de rupture

Allongement de l'acier à l'E.L.U.R : $\varepsilon_s = 10\%$.

I.15. Hypothèses de calcul

I.15.1. États limite ultime de résistance (E.L.U.R)

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99/version 2003.

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

- Les sections droites planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\%$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :

- Le béton en compression ;
- L'acier en traction et en compression.
- Le raccourcissement du béton est limité ;

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée}$$

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple}$$

I.15.2. États limite de service (E.L.S)

A l'état limite de service, les calculs sont fait à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées), en cas de fissuration préjudiciable on très préjudiciable.

- Les sections droites restent planes avant et après la déformation ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad \text{et} \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \text{et} \quad \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

Par convention (η) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\text{Coefficient d'équivalence : } \eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.16. Règles des trois pivots

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées partir des déformations limites du béton et de l'acier ;
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau I.4: Déformations limitent du pivot10‰

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

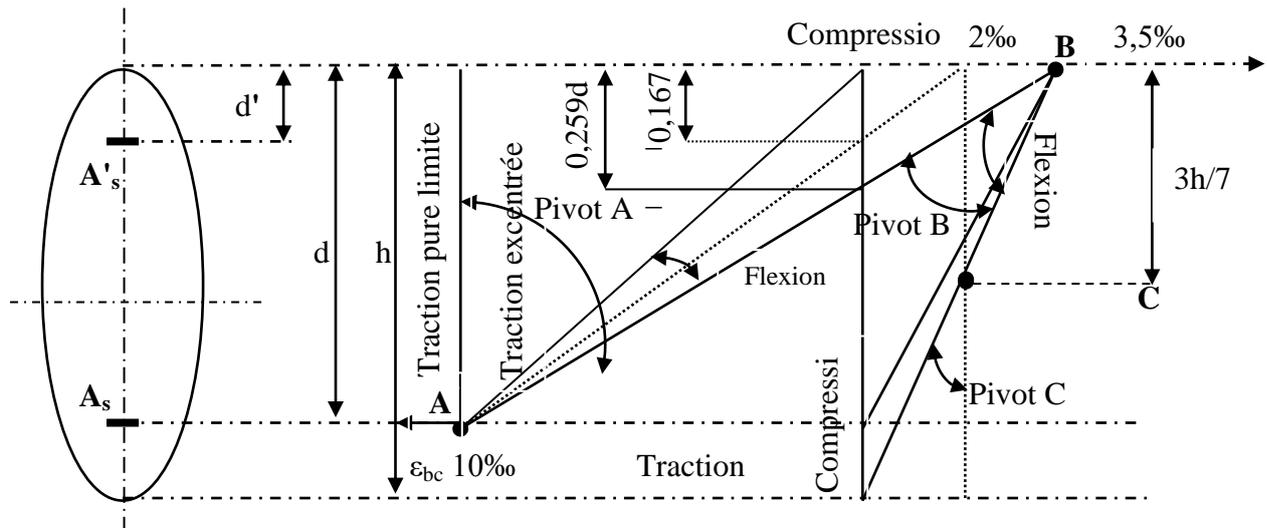


Figure I.6: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.

I.17. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

I.17.1. Combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R)

Pour les situations durables :

- $P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$

Pour les situations accidentelles (séisme, choc...) :

- $P2 = G + Q \pm E$
- $P3 = G + Q \pm 1,2E$
- $P4 = 0,8G \pm E$

Avec :

- Charge permanente : G
- Charge d'exploitation : Q
- L'effort de séisme : E

I.17.2. Combinaisons de calcul à l'état limitant service de résistance (E.L.S)

- $P5 = G + Q$

I.18. Conclusion

Toute étude d'un ouvrage dépend de son contexte, son rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux de construction choisis et utilisés. Le terrain dont lequel le bâtiment est implanté représente une contrainte admissible de 1,5 bars permettre par la suite de penser à des fondationssimples (isolé ou filante).

CHAPITRE II :
PRE-
DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS

II.1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : Poteaux, poutres, voiles planchers, dalle pleine, escaliers, acrotère, et balcons passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré-dimensionnement. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Ces dimensions doivent satisfaire les conditions du béton armé aux états limites B.A.E.L 91 ainsi que le règlement parasismique Algérien R.P.A 99/version 2003.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers pour les deux blocs A et B

Le plancher est la partie horizontale d'une construction constituant une séparation entre deux niveaux, destinés à reprendre les charges et les surcharges et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Nous avons choisi deux types de plancher :

II.2.1. Plancher à corps creux

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

- **Corps creux** : c'est un coffrage perdu permet d'augmenter les qualités d'isolation de plancher, il n'a aucune fonction de résistance.
- **Poutrelles** : ces sont des éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.
- **Dalle de compression** : est une dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure le report des charges en direction des poutrelles.
- **Treillis soudé** : L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis.

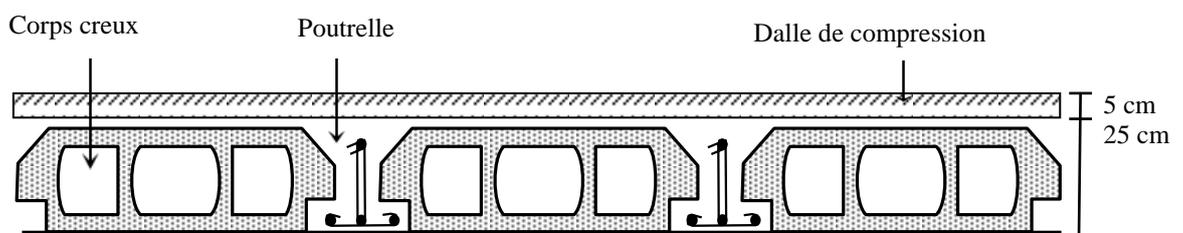


Figure II.7: Coupe du plancher à corps creux.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur (h_t) tel que :

$$h_t = h_{cc} + h_{dc}$$

- Hauteur du corps creux : h_{cc}
- Hauteur de la dalle de compression respectivement : h_{dc}

II.2.1.1. Condition de rigidité

- L : c'est la portée maximale de la poutrelle entre nus.

$$L = \min \begin{cases} L_{\max} (\text{sens } x) \\ L_{\max} (\text{sens } y) \end{cases} = \min \begin{cases} L_{\max} = (690 \text{ cm}) \\ L_{\max} = (640 \text{ cm}) \end{cases} = 640 \text{ cm} = 6,40 \text{ m}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{640}{22,5} \rightarrow h_t = 28,44 \text{ cm}$$

Nous avons adopté un plancher à corps creux d'hauteur totale :

$h_t = 30 \text{ cm}$, soit un plancher (25+5) cm.

II.3. Pré-dimensionnement des poutres pour les deux blocs A et B

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulé sur place, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les B.A.E.L 91, et vérifiées selon le règlement parasismique Algérien en vigueur R.P.A 99/Version 2003, une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux RDM.

Selon le B.A.E.L 91/Version 2003, le critère de rigidité : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$ et $0,3d \leq b \leq 0,4d$.

- Hauteur totale de la poutre : h_t
- Largeur de la poutre : b
- Portée libre entre nus d'appuis : L
- Hauteur utile : d

Selon le R.P.A 99/version 2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions

$$\text{suyvantes: } \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm;} \\ h \geq 30 \text{ cm;} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm;} \\ b_{\max} \leq 1,5h + b_1. \end{cases}$$

Nous avons deux types de poutres :

- Poutre principale : $L_{\max} = 7,40 \text{ m}$
- Poutre secondaire : $L_{\max} = 6,80 \text{ m}$

II.3.1. Poutres principales

Ce sont les poutres qui reçoivent les charges provenant des solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

II.3.1.1. Pré-dimensionnement des poutres principales pour les deux blocs A et B

$$L=680 \text{ cm} \quad \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0,3d \leq b \leq 0,4d. \quad 46\text{cm} \leq h_t \leq 69\text{cm} \quad h_t=50\text{cm}$$

$$d=0,9 \times h_t=0,9 \times 50=45\text{cm} \quad 13,5\text{cm} \leq b \leq 18\text{cm} \quad b=30\text{cm}$$

D'après le R.P.A 99/version 2003 :

- $30\text{cm} \geq 20\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $50\text{cm} \geq 30\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $50\text{cm}/30\text{cm} \leq 4\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

Donc nous avons pris la section des poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$.

II.3.2. Poutres secondaires

Les poutres secondaires qui assurent le chaînage, relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

II.3.2.1. Pré-dimensionnement des poutres secondaires pour les deux blocs A et B

$$\begin{cases} L = 420 \text{ cm} & 42,67 \text{ cm} \leq h_t \leq 60,40 \text{ cm} \rightarrow h_t = 45 \text{ cm} \\ d = 0,9 \times h_t = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm} & 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 16,20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/version 2003 :

- $30\text{cm} \geq 20\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $40\text{cm} \geq 30\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $40\text{cm}/30\text{cm} \leq 4\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée
- $b_{\max} \leq 1,5 \times 40 \text{ cm} + 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

Donc, nous avons pris la section des poutres secondaire : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

II.4. Descente des charges

La descente de charges a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

II.4.1. Charges permanentes

Les charges permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de la vie de l'ouvrage. Celles du plancher sont déterminées à partir de sa composition, ou bien ce sont des actions dont les intensités sont constantes ou très peu variables dans le temps (poids propre des ouvrages ou matériaux les surchargeant).

II.4.2. Charges d'exploitations

Les charges d'exploitation ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation.

– **Plancher terrasse inaccessible**

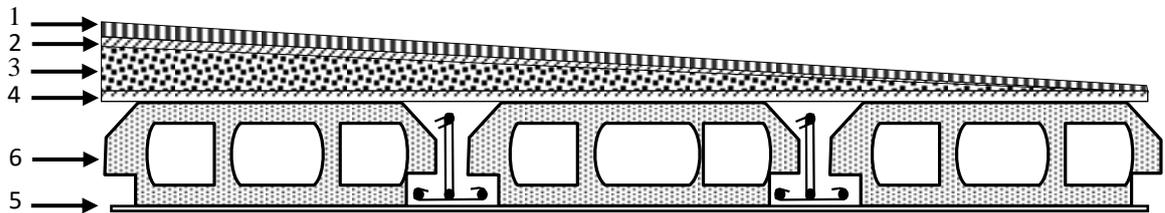


Figure II.8: Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.4: Plancher terrasse inaccessible

Plancher terrasse inaccessible				
Chargement	1	Gravions roulé de protection (4 cm) (4×0,20)	0,85	KN/m ²
	2	Etanchéité multicouche (2 cm)	0,18	KN/m ²
	3	Forme de pente (5 cm)	2,20	KN/m ²
	4	Isolation thermique (2,5 cm)	0,16	KN/m ²
	5	Enduit en plâtre (2 cm)	0,20	KN/m ²
	6	Plancher à corps creux (25+5) cm	4,00	KN/m ²
Charge permanente totale			G = 7,59	KN/m ²
Surcharges d'exploitations			Q = 1,00	KN/m ²

– **Plancher RDC, étages courant**

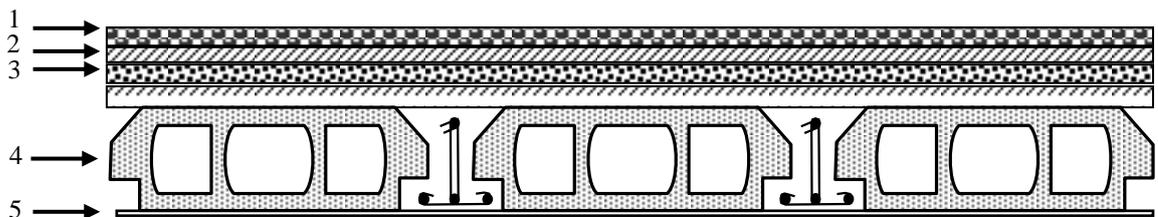


Figure II.9: Plancher RDC, étages courant

Tableau II.5: Charges et surcharges plancher RDC+ étages courant

Plancher RDC et étages courant				
Chargement	1	Carrelage (2 cm)	0,44	KN/m ²
	2	Mortier de pose (2 cm)	0,60	KN/m ²
	3	Lit de sable (2 cm)	0,36	KN/m ²
	4	Plancher à corps creux (25+5) cm	4,00	KN/m ²
	5	Enduit en plâtre (2 cm)	1,00	KN/m ²
			Cloison (10) cm	0,20
Charges permanentes totale			G = 6,60	KN/m ²
Surcharges d'exploitations			Q = 3,50	KN/m ²

II.5. Loi de dégression des charges d'exploitations

Puisqu'il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, Nous avons utilisé la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages, qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut.

Sous terrasse Q_0 .

Sous étage 1 Q_0+Q_1 .

Sous étage 2 $Q_0 +0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 +0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage n $Q_0 + (Q_1+Q_2+..... +Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1,2, ..., n, qui sont numérotés à partir du sommet de la structure.

Tableau II.3: Dégression des charges d'exploitations d'un poteau

Niveau	La loi	La charge (KN/m ²)
Terrasse	$NQ_0= Q_0$	01,00
04	$NQ_1= Q_0+Q_1$.	2,5
03	$NQ_1= Q_0 +0,95 (Q_1 + Q_2)$.	3,85
02	$Q_0 +0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.	5,05
01	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.	6,10
RDC	$Q_0+0,80 (Q_1+ Q_2+ Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00

– Mur extérieur

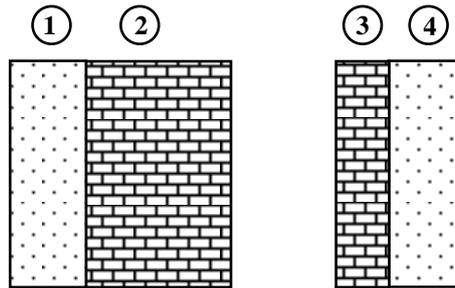


Figure II.10: Remplissage extérieur

Tableau II.4: Charges remplissage extérieur

Remplissage extérieur				
Chargement	1	Brique creuse (e = 5 cm)	0,90	KN/m ²
	2	Brique creuse (e = 15 cm)	1,35	KN/m ²
	3	Enduit extérieur en ciment (e = 2 cm)	0,36	KN/m ²
	4	Enduit intérieur en plâtre (e = 2 cm)	0,20	KN/m ²
Charge permanente totale			G = 2,81	KN/m ²

– Mur intérieur

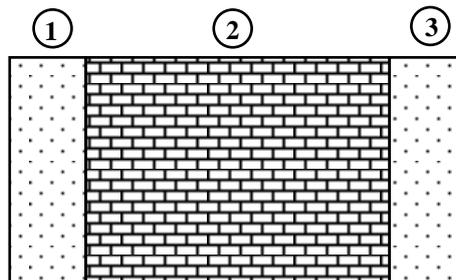


Figure II.11: Détail d'un mur intérieur

Tableau II.5: Charge et surcharge des murs intérieurs

Remplissage intérieur				
Chargement	1	Enduit intérieur en plâtre (e = 10 cm)	0.20	KN/m ²
	2	Brique creuse (e = 15 cm)	1.35	KN/m ²
	3	Mortier de ciment extérieur (e = 2 cm)	0.36	KN/m ²
Charge permanente totale			G = 2,32	KN/m ²

Tableau II.7 : Evaluation des charges du poteau le plus sollicité variant 1.

SECTION	Elément	G_i (KN)	ΣG_i (KN)	ΣQ_i (KN)
N1	Plancher terrasse : $G_T * S_g = 6.39 * 39.26$ -Poutre secondaire Poutre principale : $G_{pp} = l_{pp} * b * h * \gamma_b = 7.4 * 0.3 * 0.5 * 25$	250.87 22.95 27.75	301.57	$39.26 * 1 = 39.26$
N2	- Venant : N 1 Poids propre du poteau : $G_{pot} = 3.80 * 0.4 * 0.5 * 25$	301.57 19	320.57	$39.26 * 2.5 = 98.15$
N3	- Venant : N2. - Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	320.57 212 22.95 27.75	583.27	$39.26 * 3.85 = 151.15$
N4	- Venant : N 3 Poids propre du poteau $3.8 * 0.5 * 0.4 * 25$	583.27 19	602.27	$39.26 * 5.05 = 198.26$
N5	- Venant : N 4 Plancher étage - Poutre secondaire -Poutre principale	602.27 212 22.95 27.75	864.97	$39.26 * 6.1 = 239.48$
N6	- Venant : N 5 Poids propre du poteau $3.8 * 0.4 * 0.5 * 25$	864.97 19	883.97	$39.26 * 7 = 274.82$

II.6. Pré dimensionnement des poteaux pour les deux blocs A et B

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont pré-dimensionnés en compression simple et leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qu'il correspond à un poteau reprend la surface du plancher la plus importante.

Nous avons utilisé un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

D'après le plan architectural, pour chaque poteau nous avons considéré : son poids propre, la charge du plancher qu'il supporte, le poids propre des poutres qu'il supporte.

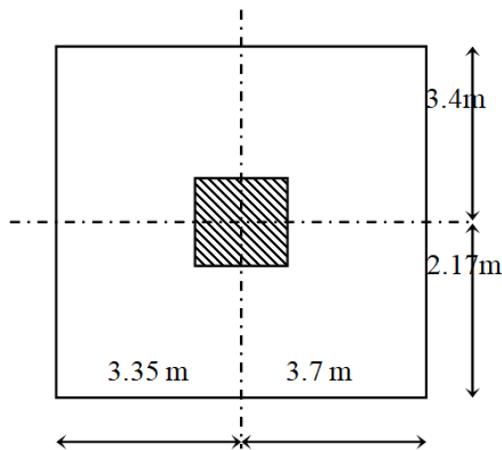


Figure II.12: Poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité (C20) :

1. Surface reprise par le poteau à chaque étage :

Soit S La surface supportée par le poteau (C,5)

$$S = (3.35 + 3.7) * (3.4 + 2.17) = 39.26 \text{ m}^2$$

la longueur de la poutre principale et secondaire entre axe

$$l_{pp} = 7,40 \text{ m}$$

$$l_{ps} = 6,80 \text{ m}$$

a) Poids des planchers :

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } G_T \times S_g = 6.39 * 39.26 = 250.87 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage courant (habitation) : } G_{\text{étage}} \times S_g = 5.4 * 39.26 = 212 \text{ KN}$$

b) Poids des poutres :

$$G_{pp} = l_{pp} \cdot \gamma \cdot b \cdot h = 0.3 \cdot 0.50 \cdot 7.4 \cdot 25 = 27.75$$

$$G_{ps} = l_{ps} \cdot \gamma \cdot b \cdot h = 0.3 \cdot 0.45 \cdot 6.8 \cdot 25 = 22.95$$

- La section afférente de plancher :
- La longueur afférente de poutre secondaire (P.S) :
- La longueur afférente de poutre principale (P.P) :
- Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression.

a. Coffrage

Nous avons deux forme du poteau plus sollicité, ou bien deux cas ; forme rectangulaire pour le coffrage : RDC jusqu'au dernier étage.

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité (centrale), la section offerte est la section résultante de la moitié des panneaux entourant.

b. Matériaux

- Béton de résistance caractéristique : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Acier de limite élastique : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte ultime du béton en compression : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,20 \text{ MPa}$
- Le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur : $\gamma_s = 1,15$
- Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement : $\theta = 1$
- Haute adhérence ($f_e = 400 \text{ MPa}$) : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_b = 1,5$

c. Chargement

- Les poteaux sont chargés par les charges suivantes :
- Charge d'exploitation comprenne toutes les surcharges d'exploitations majorées de 10%.
- Charge permanente comprenne toutes les charges permanentes majorées de 10 %.

II.7. Sollicitations

Leur pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

- Condition de résistance
- Condition de stabilité

- Condition imposée par le R.P.A99/Version 2003

Pour avoir l'équilibre nous devons avoir la valeur théorique de l'effort normal résistant :

$$N_r = B.f_{bc} + A_s.\sigma_s \geq N_u$$

Les règles B.A.E.L 91 apportant des nombreux correctifs sur cette formule :

La section réduite du béton, par hypothèse que le béton dans cette dernière est en réduisant (1 cm) sur tout le périmètre soit : B_r

- $B_r = (b - 0,02)(a - 0,02)$ Pour les sections rectangulaires
- $B_r = \pi(D - 2)^2 / 4$ Pour les sections circulaires

Pour tenir compte de la négligence des effets de second ordre (flambement), nous avons les compensé par la minoration de la valeur de l'effort normal résistant par un coefficient de réduction (en fonction de l'élanement λ)

- $\lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2}$
- $50 < \lambda \leq 70 \rightarrow \alpha = 0,6(50/\lambda)^2$
- $\lambda > 70$: On peut calculer le poteau par la méthode forfaitaire.

II.8. Dimensionnement des poteaux bloc A et bloc B

II.8.1. Poteau rectangulaire

- **Détermination de la distance (a)**

Nous devons dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire : $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad \text{et } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} B = a.b \\ I = \frac{a.b^3}{12} \end{cases} \quad \text{et } i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

- Longueur de flambement : L_f
- Rayon de giration : i
- Section des poteaux : B
- L'élanement du poteau : λ
- Moment d'inertie de la section par rapport à un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement : I

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} L_0 = 4,42 \text{ m} \rightarrow L_f = 0,7 \times 4,42 = 3,09 \text{ m} = 309 \text{ cm} \\ \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{309}{0,289a} \leq 50 \rightarrow a \geq \frac{309}{0,289 \times 50} = 21,38 \text{ cm} \end{cases}$$

Nous avons pris: $a = 40 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{0,7L_0}{i} = \frac{309}{11,56} = 26,73 < 50 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

– **Détermination de la distance (b) :**

Selon les règles du B.A.E.L 91/Version 2003, l'effort normal ultime (N_u) doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2)(b-2) = (40-2)(b-2) = 38(b-2) \text{ cm}^2$$

$$\text{Dans le cas de (zone I), } A_s = 0,7 \% B_r = 0,7 \% [38(b-2)] = 0,226(b-2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda \leq 50 \rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{309}{0,289 \times 40} = 26,73 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2] = 0,85 / [1 + 0,2(26,73/35)^2] = 0,761$$

- B_r : section réduite.
- A_s : section armature longitudinal.
- α : est un coefficient fonction de λ .

$$\text{On a : } N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \rightarrow N_u \leq 0,761 \left[\frac{38(b-2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,226(b-2) \cdot 400}{1,15} \right]$$

$$b \geq 19,56 \text{ cm}$$

Donc : nous avons pris : $b = 50 \text{ cm}$.

II.9. Vérification des conditions du R.P.A 99/version 2003

- $\min(a; b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\min(a; b) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{442}{20} = 22,1 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} = 0,25 \leq 0,80 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Donc nous avons une section rectangulaire : $(40 \times 50) \text{ cm}^2$

II.10. Pré dimensionnement des voiles

L'épaisseur des murs voiles (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismique algériennes R.P.A 99/Version 2003. D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le R.P.A 99/Version 2003 Article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

- Longueur de voile : L ;
- L'épaisseur du voile : e ;
- L'épaisseur minimale est de 15 cm.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

$$\text{Soit: } e \geq \max \left\{ \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right\} = \max \left\{ \frac{420}{25}; \frac{420}{22}; \frac{420}{20} \right\} = \max\{16.8; 19.09; 20\} = 20$$

Nous avons adopté l'épaisseur du voile : $e = 20$ cm

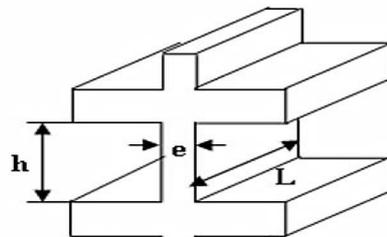


Figure II.13: Coupe de voile en élévation

II.11. Conclusion

Le pré-dimensionnement de la structure, montre que la structure présente les dimensions habituelles appliquées dans la plupart des chantiers en Algérie ; les dimensions des poutres et les poteaux sont les même pour l'ensemble des étages. Et pour minimiser le problème de coffrage et de décoffrage sur sites nous avons minimisé la variation des dimensions des poteaux le plus possible. Aussi les dimensions des voiles représentent le minimum donné par le R.P.A 99/Version 2003.

CHAPITRE III :
FERRAILLAGE DES
ÉLÉMENTS NON
STRUCTURAUX

III.1. Introduction

Les éléments non structuraux tous éléments qui n'apportent pas à la résistance de l'ouvrage, soit qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ces derniers peuvent modifier considérablement le comportement de la structure en modifiant la période d'oscillation et en induisant éventuellement une torsion d'ensemble additionnelle, leur destruction présente parfois un grand danger pour la sécurité des personnes et donner lieu à des désordres importants s'ils ne sont pas conçus pour résister aux sollicitations sismiques.

Dans notre étude nous avons : Planchers, acrotère, balcon, et escalier.

III.2. Acrotère

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

Le rôle de l'acrotère est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger le gravier.

III.2.1. Hypothèses de calcul

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.2.2. Dimensions

- La hauteur d'acrotère : $h = 60$ cm.
- L'épaisseur d'acrotère : $e_p = 10$ cm.

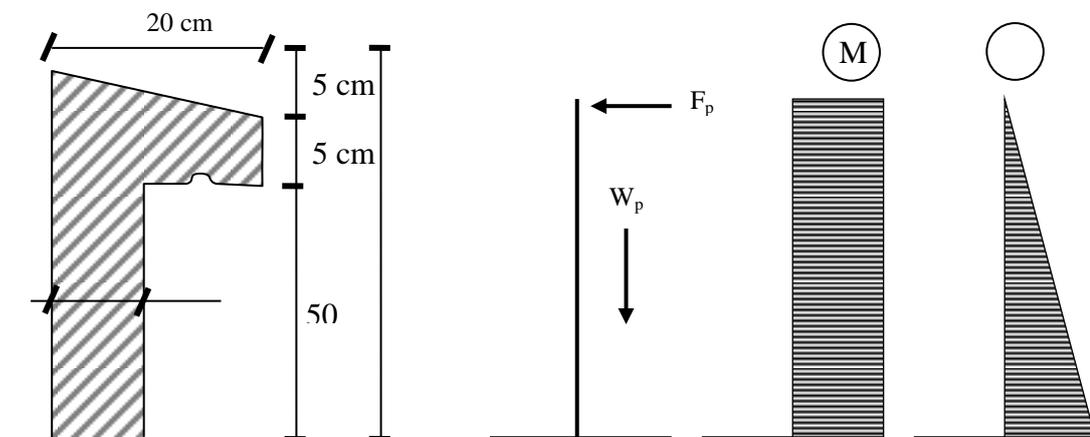


Figure III.14: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

III.2.3. Evaluation des charges et surcharges

III.2.3.1. Poids propre de l'acrotère

$$S = \left[\frac{5(20+10)}{2} + (20 \times 5) + (50 \times 10) \right] = 675 \text{ cm}^2 = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$G = W_p = S \times \gamma_b = 0,0675 \times 25 = 1,69 \text{ KN/ml} \rightarrow G = W_p = 1,69 \text{ KN/ml}$$

III.2.3.2. Surcharge d'exploitation

Une surcharge due à l'application d'une main courante : $Q = 1,00 \text{ KN/m}$

III.2.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après le R.P.A 99/version 2003 Article 6-3, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

Il faut vérifier que : $F_p < 1,5 Q$

$$F_p = 4 \times 0,20 \times 1,69 \times 0,8 = 1,08 \text{ KN},$$

$$F_p = 1,08 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les coefficients C_p , A et W_p sont obtenus par le R.P.A 99/Version 2003 Tableau (6-1)

- Coefficient d'accélération de zone : $A = 0,15$
- Facteur de force horizontal : $C_p = 0,8$
- Poids propre de l'acrotère : $W_p = 1,69 \text{ KN}$
- Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

III.2.5. Calcul des sollicitations

III.2.5.1. État limite ultime (E.L.U.R)

- Effort Normal de compression : $N_u = 1,35G = 1,35W_p = 1,35 \times 1,69 = 2,28 \text{ KN/ml}$;
- Moment fléchissant : $M_u = 1,5F_p \times h = 1,5 \times 1,08 \times 0,6 = 0,972 \text{ KN.m}$;
- Effort tranchant : $V_u = 1,5F_p = 1,5 \times 1,08 = 1,62 \text{ KN}$.

III.2.5.2. État limite de service (E.L.S)

- Effort Normal de compression : $N_{ser} = G = W_p = 1,69 \text{ KN/ml}$;
- Moment fléchissant : $M_{ser} = F_p \times h = 1,08 \times 0,6 = 0,60 \text{ KN.m}$;
- Effort tranchant : $V_{ser} = F_p = 1,08 \text{ KN}$.

III.2.5.3. Enrobage

Vu que la fissuration préjudiciable, on prend : $c = c' = 2 \text{ cm}$

III.2.5.4. Calcul de l'excentricité

$$e_0 = e_1 + e_2 + e_a$$

– Excentricité de 1er ordre

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,972}{2,28} = 0,43 \text{ m}$$

– Excentricité additionnelle

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{1}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}; 0,24 \text{ cm}) = 2 \text{ cm}$$

– Excentricité de 2^{ème} ordre

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{h10^4}(2 + \alpha\Phi)$$

$$l_f = 2l = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m} \rightarrow l_f^2 = (1,2)^2 = 1,44 \text{ m}$$

$$\alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{1,5M_s}\right) = 10\left(1 - \frac{0,972}{1,5 \times 0,648}\right) = 0,0147$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,44}{06 \times 10^4}(2 + 0,0147) = 0,0142 \text{ m}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_0 = 0,43 + 0,0142 + 0,02 = 0,464 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{e_p}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} \\ e_0 = 0,464 \text{ m} \end{array} \right\} e_0 > \frac{e_p}{2} - c' \rightarrow 0,464 \text{ m} > 0,03 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures ou bien la section partiellement comprimé.

III.2.6. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

– État limite ultime (E.L.U.R)

$$e_{uA} = e_0 + \left(d - \frac{e_p}{2}\right) = 0,464 + \left(0,09 - \frac{0,10}{2}\right) = 0,504 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_{uA} \times e_{uA} = 2,28 \times 0,504 = 1,149 \text{ KN.m}$$

– État limite de service (E.L.S)

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,648}{1,69} = 0,383 \text{ m}$$

$$e_{sA} = e_0 + \left(d - \frac{e_p}{2} \right) = 0,383 + \left(0,09 - \frac{0,10}{2} \right) = 0,423 \text{ m}$$

$$M_{sA} = N_{sA} \times e_{sA} = 1,69 \times 0,423 = 0,715 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée :

$$(d - c')N_{uA} - M_{uA} \leq (0,337h - 0,81c') f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_{uA} - M_{uA} = (0,09 - 0,02)2,28 - 1,12 = -0,96 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c') f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,20 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,85 \text{ KN.m}$$

$$-0,96 \text{ KN.m} < 24,85 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire :

$$(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2.$$

III.2.7. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

Le calcul se fait sur une section rectangulaire :

$$M_{uA} = N_{uA} \times e_{uA} = 2,28 \times 0,491 = 1,120 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}, h = 10 \text{ cm}, d = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

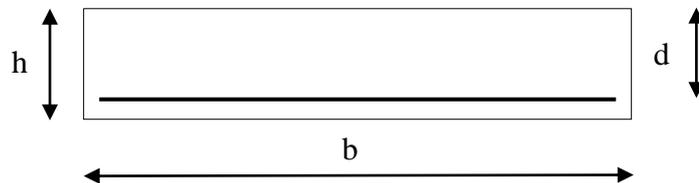


Figure III.15: Section d'acrotère à ferrailier

III.2.7.1. État limite de compression du béton

$$\mu = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,12 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,20} = 0,0097$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1)$$

$$1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74 \rightarrow \alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392$$

$$\mu = 0,0097 < \mu_1 = 0,3920 \rightarrow A' = 0$$

Armatures comprimées non nécessaires.

III.2.7.2. Calcul des paramètres caractéristiques de la section

– Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0097}) = 0,012$$

– Ordonnée de la fibre neutre :

$$y = \alpha \times d = 0,012 \times 0,09 = 0,0011 \text{ m}$$

– Bras de levier du couple interne :

$$z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,012) = 0,09 \text{ m}$$

III.2.7.3. Détermination de la section théorique des aciers tendus

– Section théorique d'acier (section d'armatures en flexion simple)

$$A_u = \frac{M_{uA}}{z_b \times \sigma_s} = \frac{1,12 \times 10}{0,09 \times 348} = 0,358 \text{ cm}^2$$

– Section d'armatures en flexion composée

$$A_k = A_u - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,358 - \frac{2,28 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,292 \text{ cm}^2$$

III.2.7.4. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 9 \times 2,1}{400} = 1,087 \text{ cm}^2$$

III.2.7.5. Armatures principales

$$A_s = \max (A_k ; A_u ; A_{\min}) = 1,087 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

– **Espacement**

D'après le B.A.E.L 91 : $e = \min (3h ; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$.

Nous avons adopté : 4T10 Soit : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III.2.7.6. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

– **Espacement**

D'après B.A.E.L 91 : $e \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

Nous avons adopté : 4T10 soit : $A_r = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

III.2.8. Vérification à l’E.L.S

$$M_{sA} = N_{sA} \times e_{sA} = 1,69 \times 0,423 = 0,715 \text{ KN.m}$$

Tableau III.6: Vérification à l’état limite de service de l’acrotère

Moment service	M_{ELS}	0,715 KN.m
Position de l’axe neutre	$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{1,13}{100} = 0,170 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,170 \times 9 = 3,05 \text{ cm}^2$ $y = -0,170 + \sqrt{0,170^2 + 3,05}$	1,59 cm
Moment d’inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$ $I = \frac{100 \times 1,59^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$	1064,68 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{0,715 \times 10^3}{1064,68}$	0,67 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y = 0,67 \times 1,59$	1,07 MPa
Contrainte dans l’acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,67(9 - 1,59)$	74,47 MPa
Vérification de contrainte dans le béton A 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$	1,07 MPa < 15 MPa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l’acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$	74,47 MPa < 400 MPa Condition vérifiée

III.1.1.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$V_u = 1,5F_p = 1,5 \times 1,08 = 1,62 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,62}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.8.1. Détermination des contraintes dans l'acier tendue : σ_{st}

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{sA}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{715}{1064,68} (9 - 1,59) = 74,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 74,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

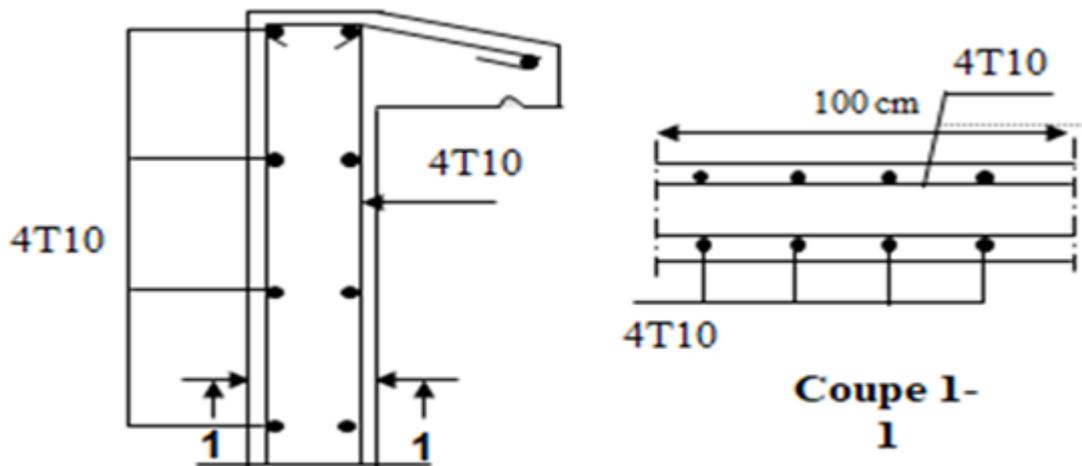


Figure III.16: Schéma de ferrailage d'acrotère

III.3. Planchers

Les planchers sont des éléments de la structure portante, destinée essentiellement à recevoir les actions variables d'exploitation afin de reporter sur les éléments porteurs verticaux qui les descendront aux fondations. Ils sont soit :

- En corps creux constitué par des poutrelles sur lesquelles reposent l'hourdis, l'ensemble est recouvert par une dalle de compression en béton légèrement armé.
- Soit en dalle pleine.

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement deux fonctions :

- Fonction de résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation : Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Comme notre projet est à usage d'éducation, on adopte un plancher à corps creux.

Le plancher à corps creux est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton. Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

III.3.1. Dimensionnement des poutrelles pour les deux blocs (A) et (B)

Notre construction étant une construction courante de surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$).

Dans notre structure on a un seul type de plancher à corps creux :

- Corps creux : 25 cm ;
- Dalle de compression : 5 cm.

Les poutrelles sont disposées perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65 cm, entre axes. Hauteur du plancher : $h_t = 25 \text{ cm}$, Épaisseur de la nervure : $h_0 = 5 \text{ cm}$, Largeur de la dalle de compression : $b_0 = 12 \text{ cm}$.

III.3.1.1. Calcul de la largeur de la poutrelle pour les blocs (A,B,C,D,E,F,G)

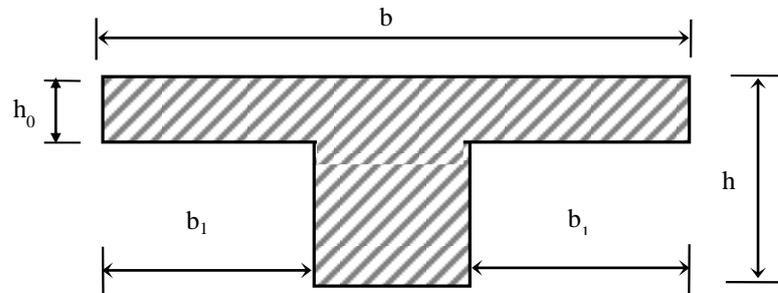


Figure III.4:Schéma d'un plancher à corps creux

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir des conditions suivantes : $b = 2b_1 + b_0$

La portée maximale est : $L = 6,80 \text{ cm}$ et $l_1 = 65 \text{ cm}$

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \rightarrow b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65-12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{680}{10} = 68 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \leq b_1 \leq 40 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

Pour avoir : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$.

III.3.2. Méthode de calcul des poutrelles

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire, pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera la méthode des trois moments car il ne vérifié pas l'une des 4 conditions et pour le plancher haut du premier étage, la méthode de Caquot est utilisée.

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

III.3.2.1. Méthode forfaitaire et les conditions d'application de la méthode

Le règlement B.A.E.L 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants, cette dernière est applicable si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- Le moment d'inertie des sections est constant dans les différentes travées.
- Le rapport des portées successives est de : $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

III.3.2.1.1. Principe de calcul de la méthode

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments Fléchissant isostatiques (M_0) de la travée indépendante.

Selon le B.A.E.L 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2$;
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2$: dans une travée intermédiaire ;
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$: dans une travée de rive.

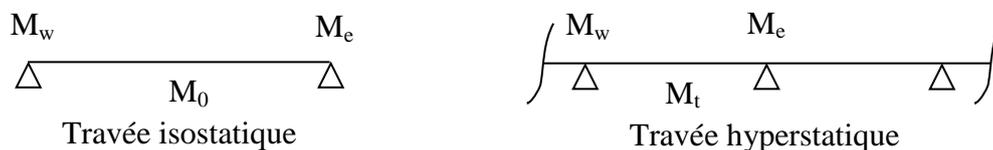


Figure III.5: Types des travées

III.3.2.1.2. Moments

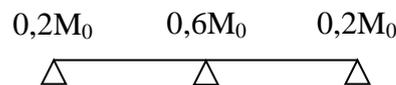
Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques (M_0) de la travée indépendante.

- Le Moment maximal dans la travée indépendante : M_0 ;
- Le Moment maximale dans la travée étudiée : M_t ;
- Le Moment sur l'appui gauche de la travée : M_w ;
- Le Moment sur l'appui droit de la travée : M_e ;
- Le rapport suivant : $\alpha = Q / (G + Q)$.

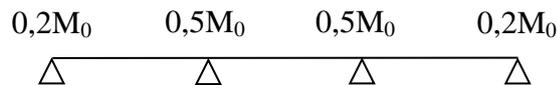
- Moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

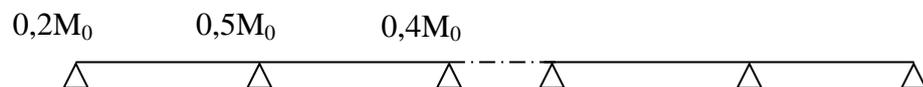
- Poutre contenue a deux travées :



- Poutre contenue à trois travées :



- Poutre contenue a plus de trois travées :



III.3.2.1.3. Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement B.A.E.L 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \qquad T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2}$$

- Effort tranchant à droite : T_w Effort tranchant à gauche : T_e

III.3.2.2. Méthode de trois moments (Méthode R.D.M)

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis, nous avons appliqués cette méthode si la 4^{ème} condition n'est pas vérifié (la condition de fissuration), dans ce cas en peut utiliser une autre méthode dite méthode des trois moments.

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statistiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

Elle est définie par la formule suivante :

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

Avec : $S_0 = S \times a$

- Les portées entre les appuis : l_i, l_{i+1} ;
- Sont les moments aux appuis : M_{i-1}, M_i, M_{i+1} ;
- Représente l'aire du diagramme du moment : S ;
- La distance entre le c g de l'aire de diagramme et l'appui : a .

Pour un diagramme parabolique, c'est-à-dire pour une poutre uniformément chargée. Après résoudre les équations on trouve les moments, puis on trace le diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant.

III.3.2.2.1. Méthode de calcul

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

III.3.2.2.2. Principe de calcul de la méthode des trois moments

Pour les poutres continues à plusieurs appuis

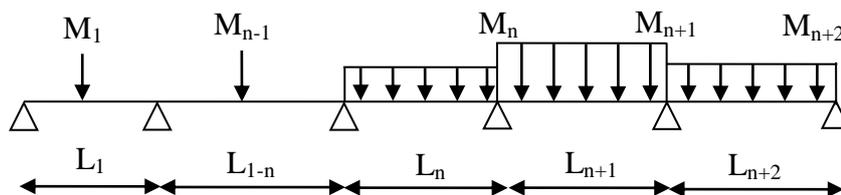


Figure III.6: Poutres continues à plusieurs appuis,

Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque ; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.

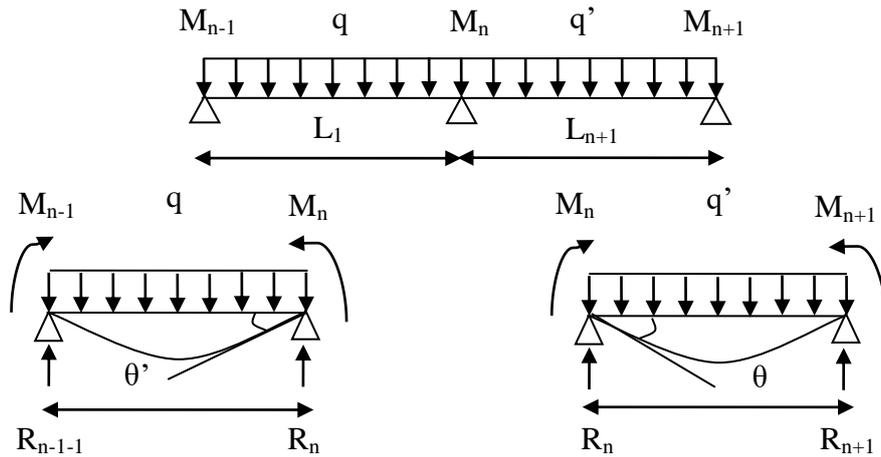


Figure III.7: Isolant deux travées adjacentes

M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), ils sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité, ($\theta' = \theta$).....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q, q' peuvent être tracé selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.

G_n, G_{n+1} : les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont la signification indiqué sur la figure.

S_n et S_{n+1} : les Aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$$

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \theta'' \rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme générale il est applicable à tous les types de chargement. Cette équation est appelée équation CLAPEYRON.

III.3.2.2.3. Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement B.A.E.L 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

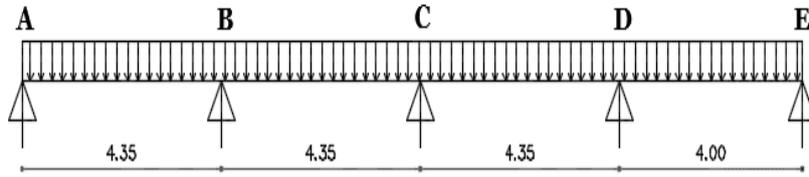
$$T_w = \frac{M_w - M_e}{1} + \frac{ql}{2} \quad \text{et} \quad T_e = \frac{M_w - M_e}{1} - \frac{ql}{2}$$

- Effort tranchant à droite : T_w
- Effort tranchant à gauche : T_e

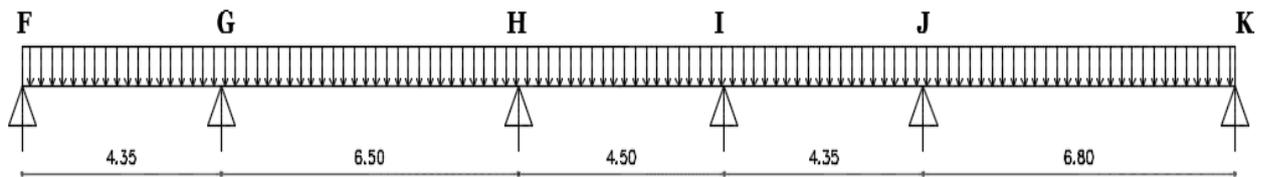
III.3.3. Calcul de la poutrelle (Étage courant)

BLOC A

Type 01 : Les travées AB-BC-CD-DE dans RDC , 1^{er} et 2^{ème} étage, la terrasse



Bloc A



Bloc B

Figure III.8: Type 01 de la poutrelle

III.3.3.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \leq (2 \times 5,40 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow$ Condition vérifiée. (RDC)
- $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2 \leq (2 \times 5,40 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow$ Condition vérifiée. (1^{er} étage, e/sol)
- La charge d'exploitation : $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow$ Condition vérifiée
- Poutrelle à d'inertie constante : $(I = \text{cte}) \rightarrow$ Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable : \rightarrow Condition vérifiée.

Tableau III.7: Rapport entre les travées successives

Type 01	Travées	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
	Portée	4,35	6,50	4,50	4,35	6,80
	Rapport	0,66	1,44	1,03	0,64	

- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les planchers étages Pour RDC , 1^{er} & 2^{ème} et 3^{ème} + 4^{ème} étages.

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.3.3.2. Calcul les sollicitations

$$G = 6,60 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,60 + 1,5 \times 3,5) \times 0,65 = 9,20 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) \times 0,65 = (6,60 + 3,5) \times 0,65 = 6,56 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = Q/(G + Q) = 4/(6,60 + 3,50) = 0,34$$

– Calcul les moments fléchissant Bloc A

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{\text{AB-BC-CD}} = \frac{9,20 \times 4,35^2}{8} = 21,77 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{\text{DE}} = \frac{9,20 \times 4,00^2}{8} = 18,40 \text{ KN.m}$$

– Calcul les moments fléchissant Bloc B

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{\text{FG-IJ}} = \frac{9,20 \times 4,35^2}{8} = 21,77 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{\text{GH}} = \frac{9,20 \times 6,50^2}{8} = 48,60 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{\text{HI}} = \frac{9,20 \times 4,50^2}{8} = 23,92 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{\text{JK}} = \frac{9,20 \times 6,80^2}{8} = 53,19 \text{ KN.m}$$

– Calcul les moments en appuis Bloc A

$$M_A = 0,2M_0^{\text{AB}} = 0,2 \times 21,77 = 4,35 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_0^{\text{AB}}; M_0^{\text{BC}}) = 0,5 \times 21,77 = 11,45 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_0^{\text{BC}}; M_0^{\text{CD}}) = 0,4 \times 21,77 = 8,70 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \max(M_0^{\text{CD}}; M_0^{\text{DE}}) = 0,5 \times 21,77 = 10,88 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,2M_0^{\text{DE}} = 0,2 \times 18,40 = 3,68 \text{ KN.m}$$

– Calcul les moments en appuis Bloc B

$$M_F = 0,2M_0^{\text{FG}} = 0,2 \times 21,77 = 4,35 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,5 \max(M_0^{\text{FG}}; M_0^{\text{GH}}) = 0,5 \times 48,60 = 24,30 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0,4 \max(M_0^{\text{GH}}; M_0^{\text{HI}}) = 0,4 \times 48,60 = 19,44 \text{ KN.m}$$

$$M_I = 0,4 \max(M_0^{\text{HI}}; M_0^{\text{IJ}}) = 0,4 \times 23,29 = 9,31 \text{ KN.m}$$

$$MJ = 0,5 \max(M_0^{IJ}; M_0^{JK}) = 0,5 \times 53,19 = 26,59 \text{ KN.m}$$

$$Mj = 0,2M_0^{IJ} = 0,2 \times 53,19 = 12,60 \text{ KN.m}$$

– Calcul des moments en travées Bloc A

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{4}{6,60 + 3,50} = 0,34 \\ 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,34 = 1,10 > 1,05 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,34}{2} = 0,555 \text{ (travée intermédiaire)} \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,34}{2} = 0,65 \text{ (travée de rive)} \end{array} \right.$$

– Travée de rive (AB) et (DE) :

$$M_T^{(AB)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0^{AB}; [1 + 0,3\alpha]M_0^{AB}) - \frac{M_A + M_B}{2} = 22,86 \text{ KN.m} \\ [1,2 + 0,3\alpha] \frac{M_0^{AB}}{2} = 14,19 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(AB)} = 22,86 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{(DE)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0^{DE}; [1 + 0,3\alpha]M_0^{DE}) - \frac{M_D + M_E}{2} = 19,33 \text{ KN.m} \\ [1,2 + 0,3\alpha] \frac{M_0^{DE}}{2} = 12,00 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(DE)} = 19,33 \text{ KN.m}$$

– Travée intermédiaire (BC), (CD) :

$$M_T^{(BC)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0^{BC}; [1 + 0,3\alpha]M_0^{BC}) - \frac{M_B + M_C}{2} = 22,86 \text{ KN.m} \\ [1 + 0,3\alpha] \frac{M_0^{BC}}{2} = 12,02 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(BC)} = 22,86 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{(CD)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0^{CD}; [1 + 0,3\alpha]M_0^{CD}) - \frac{M_C + M_D}{2} = 22,86 \text{ KN.m} \\ [1 + 0,3\alpha] \frac{M_0^{CD}}{2} = 12,02 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(CD)} = 22,86 \text{ KN.m}$$

– Calcul des moments en travées Bloc B

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{4}{6,60 + 3,50} = 0,34 \\ 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,34 = 1,10 > 1,05 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,34}{2} = 0,555 \text{ (travée intermédiaire)} \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,34}{2} = 0,65 \text{ (travée de rive)} \end{array} \right.$$

– Travée de rive (FG) et (JK) :

$$M_T^{(FG)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0^{FG}; [1+0,3\alpha]M_0^{FG}) - \frac{M_F + M_G}{2} = 22,86 \text{ KN.m} \\ [1,2+0,3\alpha] \frac{M_0^{FG}}{2} = 14,19 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(FG)} = 22,86 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{(JK)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0^{JK}; [1+0,3\alpha]M_0^{JK}) - \frac{M_J + M_K}{2} = 55,86 \text{ KN.m} \\ [1,2+0,3\alpha] \frac{M_0^{JK}}{2} = 34,68 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(JK)} = 55,68 \text{ KN.m}$$

– Travée intermédiaire (GH), (HI) :

$$M_T^{(GH)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0^{GH}; [1+0,3\alpha]M_0^{GH}) - \frac{M_G + M_H}{2} = 51,03 \text{ KN.m} \\ [1+0,3\alpha] \frac{M_0^{GH}}{2} = 26,83 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(GH)} = 51,03 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{(HI)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0^{HI}; [1+0,3\alpha]M_0^{HI}) - \frac{M_H + M_I}{2} = 24,46 \text{ KN.m} \\ [1+0,3\alpha] \frac{M_0^{HI}}{2} = 12,85 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(HI)} = 24,46 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{(IJ)} = \max \left\{ \begin{array}{l} \max(1,05M_0^{IJ}; [1+0,3\alpha]M_0^{IJ}) - \frac{M_I + M_J}{2} = 22,86 \text{ KN.m} \\ [1+0,3\alpha] \frac{M_0^{IJ}}{2} = 12,02 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_T^{(IJ)} = 22,86 \text{ KN.m}$$

– **Calcul les efforts tranchants Bloc A**

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$T^{AB} = \begin{cases} T_w = \frac{4,35-10,88}{4,35} + 9,20 \frac{4,35}{2} = 18,72 \text{ KN} \\ T_e = \frac{4,35-10,88}{4,35} - 9,20 \frac{4,35}{2} = -21,31 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T^{BC} = \begin{cases} T_w = \frac{10,88-8,70}{4,35} + 9,20 \frac{4,35}{2} = 28,89 \text{ KN} \\ T_e = \frac{10,88-8,70}{4,35} - 9,20 \frac{4,35}{2} = -11,13 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T^{CD} = \begin{cases} T_w = \frac{8,70-8,70}{4,35} + 9,20 \frac{4,35}{2} = 26,71 \text{ KN} \\ T_e = \frac{8,70-8,70}{4,35} - 9,20 \frac{4,35}{2} = -13,31 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T^{DE} = \begin{cases} T_w = \frac{8,70-8,70}{4,00} + 9,20 \frac{4,00}{2} = 24,92 \text{ KN} \\ T_e = \frac{8,70-8,70}{4,00} - 9,20 \frac{4,00}{2} = -11,87 \text{ KN} \end{cases}$$

– **Calcul des efforts tranchants Bloc B**

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$T^{EF} = \begin{cases} T_w = \frac{8,70-19,44}{4,35} + 9,20 \frac{4,35}{2} = 24,24 \text{ KN} \\ T_e = \frac{8,70-19,44}{4,35} - 9,20 \frac{4,35}{2} = -15,77 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T^{FG} = \begin{cases} T_w = \frac{19,44-19,44}{6,50} + 9,20 \frac{6,50}{2} = 46,34 \text{ KN} \\ T_e = \frac{19,44-19,44}{6,50} - 9,20 \frac{6,50}{2} = -13,45 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T^{GH} = \begin{cases} T_w = \frac{19,44-9,31}{4,50} + 9,20 \frac{4,50}{2} = 38,07 \text{ KN} \\ T_e = \frac{19,44-9,31}{4,50} - 9,20 \frac{4,50}{2} = -3,32 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T^{HI} = \begin{cases} T_w = \frac{9,31-31,50}{4,35} + 9,20 \frac{4,35}{2} = 22,07 \text{ KN} \\ T_e = \frac{9,31-31,50}{4,35} - 9,20 \frac{4,35}{2} = -17,94 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T^{IJ} = \begin{cases} T_w = \frac{31,50-12,60}{6,80} + 9,20 \frac{6,80}{2} = 60,92 \text{ KN} \\ T_e = \frac{31,50-12,60}{6,80} - 9,20 \frac{6,80}{2} = -1,63 \text{ KN} \end{cases}$$

III.3.3.3. Diagramme des moments et des efforts tranchants

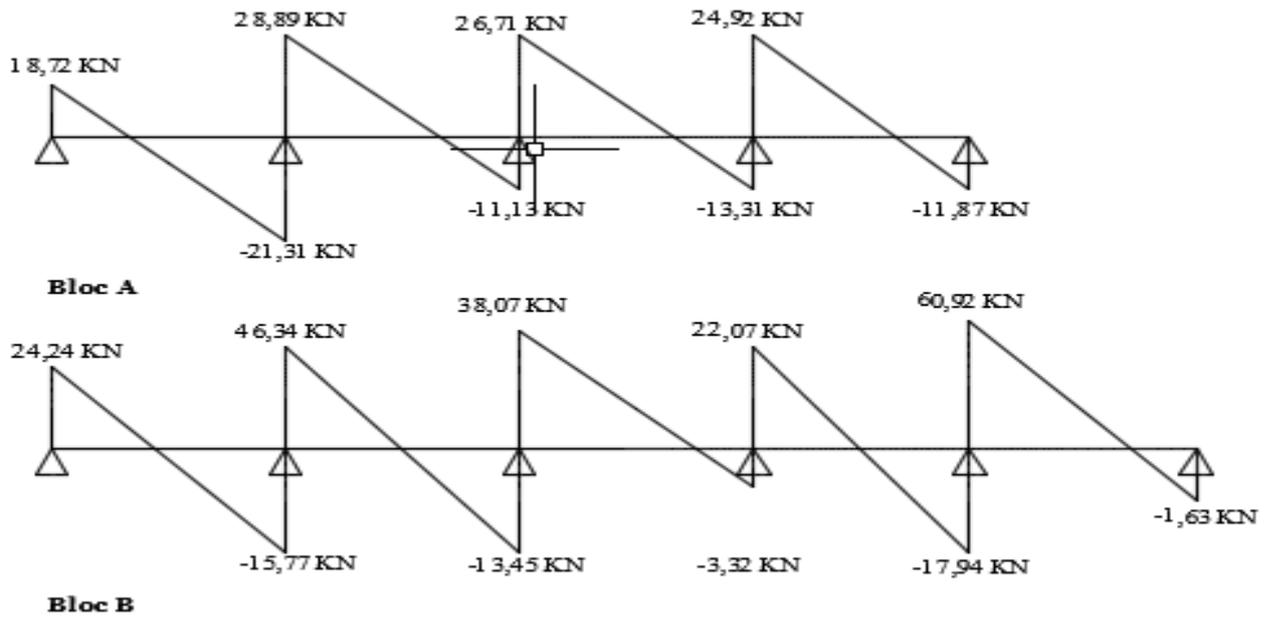


Figure III.8: Diagramme des efforts tranchants T [KN]

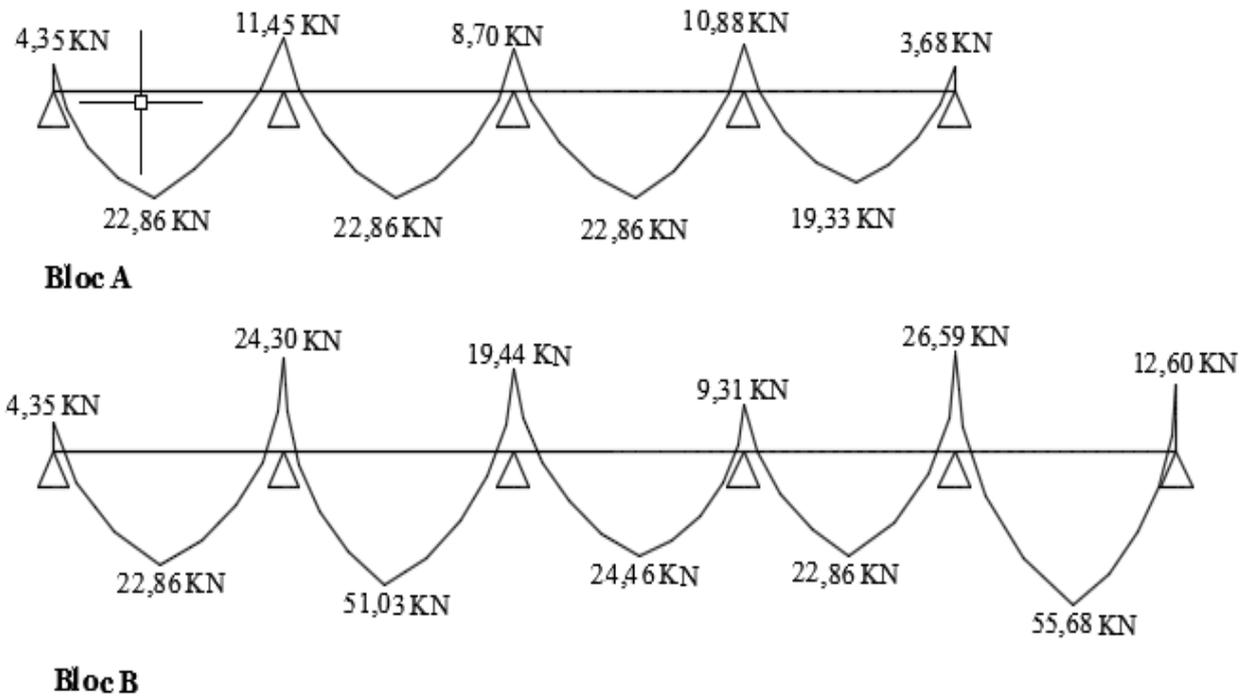


Figure III.9: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

III.3.4. Calcul d'une poutrelle (Terrasse)

Type 01 : Les travées dans RDC, 1^{er} & 2^{ème} & 3^{ème} et 4^{ème} étage.

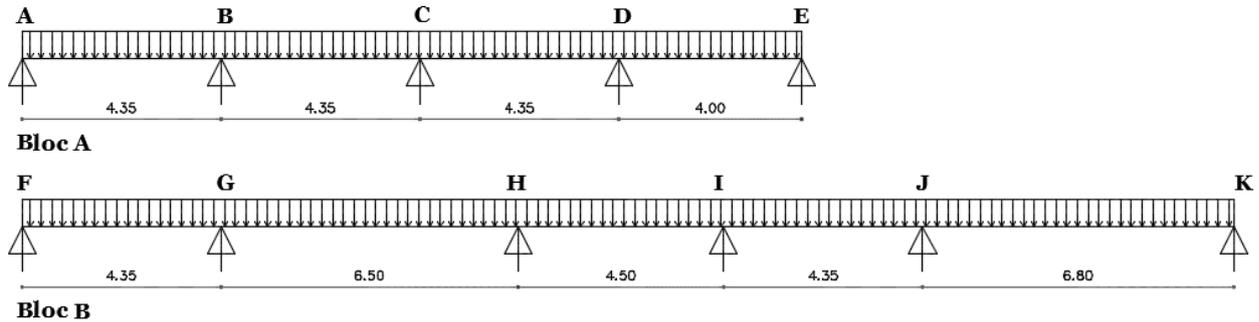


Figure III.10: Type 01 de la poutrelle terrasse

III.3.4.1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- la charge d'exploitation : $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$:
 $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2) = Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 7,59, 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow$ Condition vérifiée.
- Poutrelle à d'inertie constante ($I = \text{Cte}$) \rightarrow Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable \rightarrow Condition non vérifiée.

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode de trois moments.

III.3.4.2. Calcul les sollicitations

$G = 7,59 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 7,59 + 1,50 \times 1) \times 0,65 = 7,64 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (G + Q) \times 0,65 = (7,59 + 1) \times 0,65 = 5,58 \text{ KN/ml}$

Le calcul se fait selon la formule :

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

III.3.4.2.1. Calcul les moments fléchissant

- Calcul les moments fléchissant Bloc A

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{AB-BC-CD} = \frac{7,64 \times 4,35^2}{8} = 18,07 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{DE} = \frac{7,64 \times 4,00^2}{8} = 15,28 \text{ KN.m}$$

– Calcul les moments fléchissant Bloc B

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{FG} = \frac{7,64 \times 6,50^2}{8} = 40,35 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{GH} = \frac{7,64 \times 4,50^2}{8} = 19,34 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = M_0^{IJ} = \frac{7,64 \times 6,80^2}{8} = 44,15 \text{ KN.m}$$

– Calcul des moments en appuis de rive Bloc A

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 18,07 = 3,614 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,2M_0^{DE} = 0,2 \times 15,28 = 3,056 \text{ KN.m}$$

a) Partie AB

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{4,35}{2} = 2,175 \text{ m}$$

$$S_n = L_n \frac{2}{3} M_0^{AB} = 4,35 \times \frac{2}{3} \times 18,07 = 52,40$$

b) Partie BC

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{4,35}{2} = 2,175 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = L_{n+1} \frac{2}{3} M_0^{BC} = 4,35 \times \frac{2}{3} \times 18,07 = 52,40$$

$$4,35M_A + 2(4,35 + 4,35)M_B + 4,35M_C = -6 \left[\frac{52,40 \times 2,175}{4,35} + \frac{52,40 \times 2,175}{4,35} \right]$$

$$4,35M_A + 17,40M_B + 4,35M_C = -314,40$$

$$17,40M_B + 4,35M_C = -307,092 \rightarrow 01$$

c) Partie BC

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{4,35}{2} = 1,6 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = L_{n+1} \frac{2}{3} M_0^{BC} = 4,35 \times \frac{2}{3} \times 8,42 = 17,96$$

d) Partie CD

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{4,35}{2} = 1,6 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = L_n + 1 \frac{2}{3} M_0^{CD} = 4,35 \times \frac{2}{3} \times 18,07 = 52,40$$

$$17,40MB + 4,35MC = -307,09 \rightarrow 2$$

e) Partie CD

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{4,35}{2} = 1,6 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = L_n + 1 \frac{2}{3} M_0^{CD} = 4,35 \times \frac{2}{3} \times 18,07 = 52,40$$

f) Partie DE

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{4,35}{2} = 2,175 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = L_n + 1 \frac{2}{3} M_0^{DE} = 4,35 \times \frac{2}{3} \times 18,07 = 52,40$$

$$4,35MC + 12,8MD = -102,39 \rightarrow 03$$

– Calcul des moments en appuis sur intermédiaire

$$MB = -6,70 \text{ KN.m}$$

$$MC = -5,19 \text{ KN.m}$$

$$MD = -6,70 \text{ KN.m}$$

– Calcul des moments En travées

$$M_{\text{Travée}} = \frac{M_w - M_e}{2} + M_0 \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{Travée}}^{AB} = \frac{M_w - M_e}{2} + M_0^{AB} = \frac{1,68 - 6,70}{2} + 8,42 = 6,75 \text{ KN.m} \\ M_{\text{Travée}}^{BC} = \frac{M_w - M_e}{2} + M_0^{BC} = \frac{6,70 - 5,19}{2} + 8,42 = 9,17 \text{ KN.m} \\ M_{\text{Travée}}^{CD} = \frac{M_w - M_e}{2} + M_0^{CD} = \frac{5,19 - 6,70}{2} + 8,42 = 7,66 \text{ KN.m} \\ M_{\text{Travée}}^{DE} = \frac{M_w - M_e}{2} + M_0^{DE} = \frac{6,70 - 1,68}{2} + 8,42 = 14,28 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

III.3.4.2.2. Calcul les efforts tranchants

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$T^{AB} = \begin{cases} T_w = \frac{1,68 - 6,70}{3,20} + 6,58 \frac{3,20}{2} = 8,95 \text{ KN} \\ T_e = \frac{1,68 - 6,70}{3,20} - 6,58 \frac{3,20}{2} = -12,09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T^{BC} = \begin{cases} T_w = \frac{6,70 - 5,19}{3,20} + 6,58 \frac{3,20}{2} = 10,99 \text{ KN} \\ T_e = \frac{6,70 - 5,19}{3,20} - 6,58 \frac{3,20}{2} = -10,05 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T^{CD} = \begin{cases} T_w = \frac{5,19 - 6,70}{3,20} + 6,58 \frac{3,20}{2} = 10,05 \text{ KN} \\ T_e = \frac{5,19 - 6,70}{3,20} - 6,58 \frac{3,20}{2} = -10,99 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T^{DE} = \begin{cases} T_w = \frac{6,70 - 1,68}{3,20} + 6,58 \frac{3,20}{2} = 12,09 \text{ KN} \\ T_e = \frac{6,70 - 1,68}{3,20} - 6,58 \frac{3,20}{2} = -8,95 \text{ KN} \end{cases}$$

III.3.4.3. Diagramme des moments et des efforts tranchants

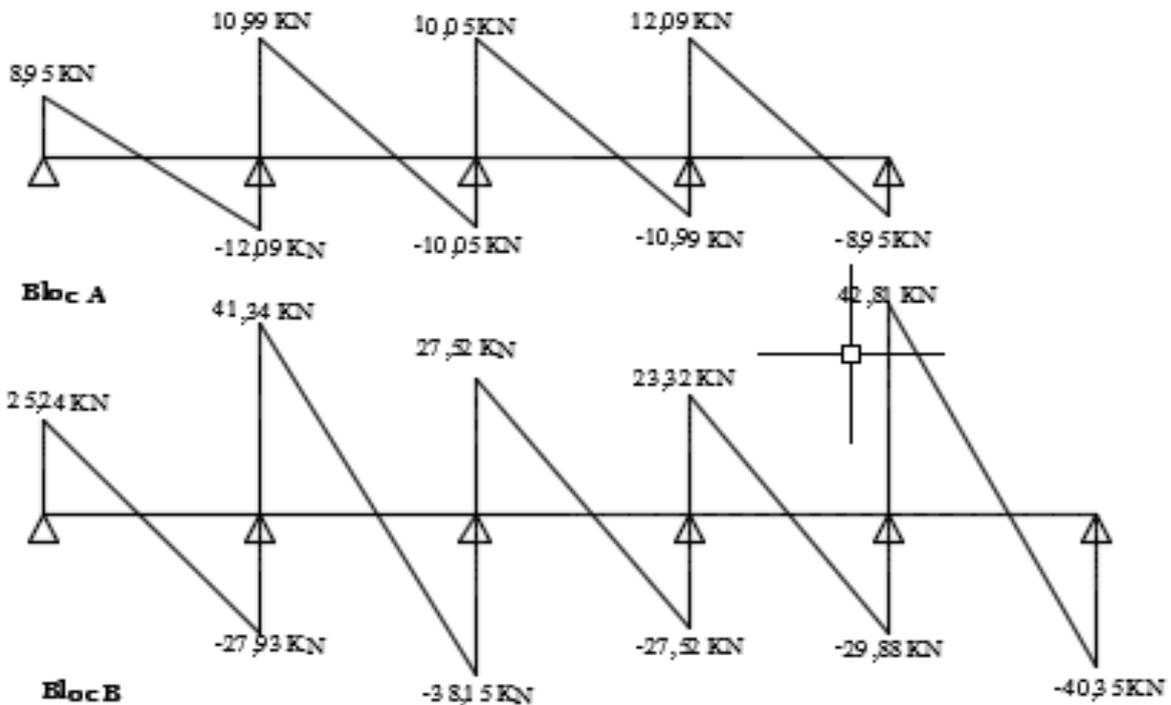


Figure III.11: Diagramme des efforts tranchants T [KN]

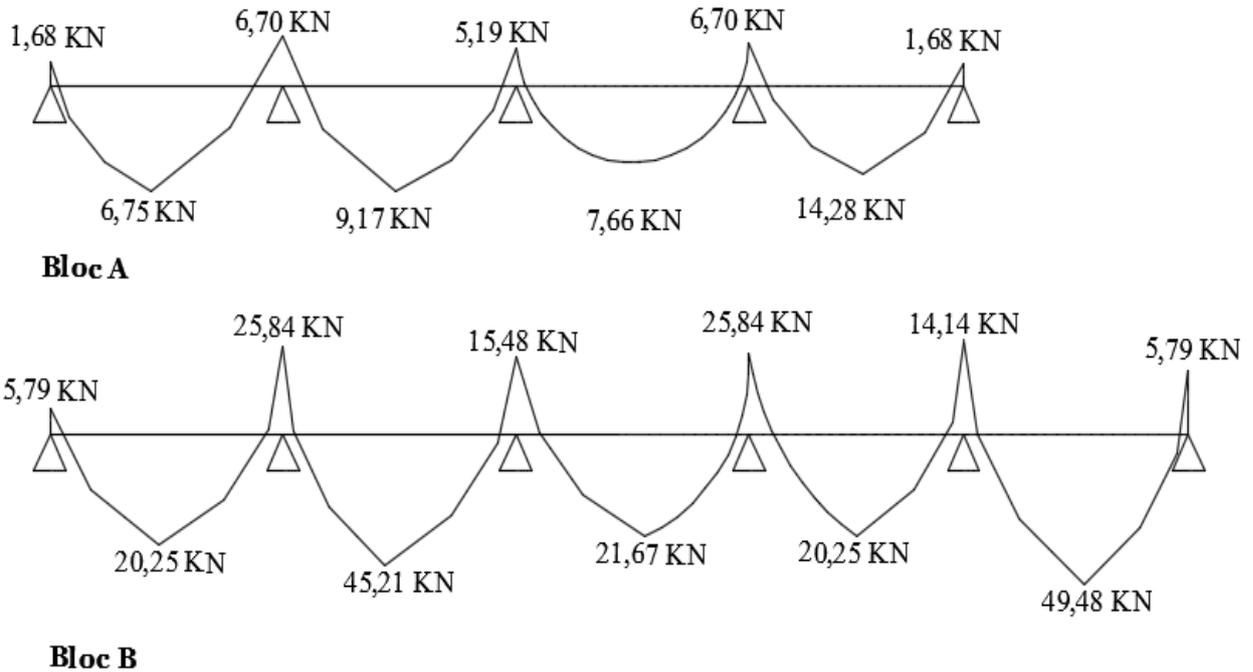


Figure III.12: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

Tableau III.8: Sollicitations des poutrelles (Terrasse inaccessible) pour bloc A.

Type	Travée	L(m)	E.L.U M (KN.m) et T(KN)						E.L.S M (KN.m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	AB	4,35	8,42	1,68	6,70	6,75	8,95	-12,09	6,14	1,22	4,89	4,30	8,67	-10,97
	BC	4,35	8,42	6,70	5,19	9,17	10,99	-10,05	6,14	4,89	3,78	6,69	10,17	-9,47
	CD	4,35	8,42	5,19	6,70	7,66	10,05	-10,99	6,14	3,78	4,89	5,58	9,47	-10,17
	DE	4,35	8,42	6,70	1,68	14,28	12,09	-8,95	6,14	4,89	1,22	7,97	10,97	-8,67

Tableau III.9: Sollicitations des poutrelles (1^{er} & 2^{ème} étage et 3^{ème} étage) pour bloc A.

Type	Travée	L(m)	E.L.U M (KN.m) et T(KN)						E.L.S M (KN.m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	AB	4,35	11,06	2,21	5,53	8,62	12,78	-14,86	7,82	1,56	3,91	6,10	9,03	-10,50
	BC	4,35	11,06	5,53	4,42	7,52	14,17	-13,47	7,82	3,91	3,13	5,31	10,01	-9,50
	CD	4,35	11,06	4,42	5,53	7,52	13,47	-14,17	7,82	3,13	3,91	5,31	9,52	-10,01
	DE	4,35	11,06	5,53	2,21	8,62	14,86	-12,78	7,82	3,91	1,56	6,10	10,50	-9,03

Tableau III.5: Sollicitations des poutrelles (Terrasse inaccessible) pour bloc B.

Type	Travée	L(m)	E.L.U M (KN.m) et T(KN)						E.L.S M (KN.m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	FG	4,35	28,93	5,79	11,57	20,25	25,27	- 27,93	20,32	4,06	9,93	14,22	17,33	- 19,67
	GH	6,5	64,59	25,84	15,48	45,21	41,34	- 38,15	45,37	18,15	8,13	31,76	29,46	- 31,55
	HI	4,5	30,96	15,48	15,48	21,67	27,52	- 27,52	21,74	10,87	10,87	15,22	19,33	- 20,29
	IJ	4,35	28,93	11,57	25,84	20,25	23,32	- 29,88	20,32	8,13	18,15	14,22	16,38	- 17,78
	JK	6,8	70,69	14,14	5,79	49,48	42,81	- 40,35	49,65	9,93	4,06	34,76	30,07	- 33,72

Tableau III.6: Sollicitations des poutrelles (1^{er} & 2^{ème} étage et 3^{ème} étage) pour bloc B.

Type	Travée	L(m)	E.L.U M (KN.m) et T(KN)						E.L.S M (KN.m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	FG	4,35	21,77	4,354	8,708	22,86	29,80	- 31,80	21,17	0,42	10,58	14,82	19,63	- 24,30
	GH	6,5	48,6	24,3	24,3	51,03	46,02	- 46,02	47,27	18,91	23,63	33,09	32,10	- 33,55
	HI	4,5	23,92	9,568	4,784	24,46	32,92	- 30,80	22,65	11,33	11,33	15,86	22,73	- 22,73
	IJ	4,35	21,77	10,885	10,885	22,86	30,80	- 30,80	21,17	8,47	10,58	14,82	21,48	- 22,45
	JK	6,8	53,19	10,638	2,1276	55,68	49,40	- 46,89	51,73	10,35	2,07	36,21	35,56	- 33,12

III.3.5. Calcul de ferrailage des poutrelles à l'E.L.U.R

Les moments maximaux en travée compriment les fibres supérieures et tendra les fibres inférieures, et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en (T) dont les dimensions sont données comme suit :

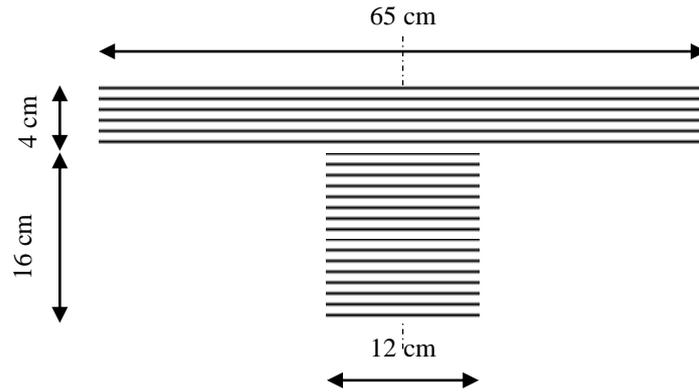


Figure III.13:Section de poutrelle calculée (en T).

Données

- Largeur de la poutrelle : $b = 65$ cm.
- Largeur de la : $b_0 = 12$ cm.
- Hauteur de la section : $h_t = 30$ cm.
- Hauteur de la section : $h_0 = 5$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9 h_t = 27$ cm
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400$ MPa
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa
- Contrainte limite de traction du béton : $f_{t28} = 2,1$ MPa.
- Fissuration peu préjudiciable

On va choisir la poutrelle terrasse, et pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes :

III.3.5.1. Sollicitations

- *État limite ultime (E.L.U.R)*

$$M_{T_{\max}} = 19,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{A_{\text{inter}}} = 10,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{A_{\text{rive}}} = 4,37 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 20,89 \text{ KN.m}$$

- *État limite de service (E.L.S)*

$$M_{T_{\max}} = 13,38 \text{ KN.m}$$

$$M_{A_{\text{inter}}} = 7,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{A_{\text{rive}}} = 3,09 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = 14,77 \text{ KN.m}$$

III.3.5.2. Calcul des armatures longitudinales à l'E.L.U.R

– Vérification de l'étendue de la zone comprimée

Dans l'étude d'une section en (T), il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibre par la table (M_t)

$$M_{t,ab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times (18 - 2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,max} = 19,37 \text{ KN.m} < M_{t,ab} = 58,95 \text{ KN.m}$$

– Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ et $d = 18 \text{ cm}$ et $\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$ soumise à :

III.3.5.2.1. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

a. En travée

$$M_{t,max} = 19,37 \text{ KN.m}$$

Tableau III.7: Calcul de ferrailage de poutrelle en travée

Moment ultime M_u	M_u	19,37 KN.m	$\mu = 0,0649 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,0649	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,083	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,966	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	5,89 cm^2	

Nous avons adopté : $3T16 A_s = 6,03 \text{ cm}^2$

– Condition de non fragilité

Selon B.A.E.L 91 Article A.4.2.1 section en T

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow A_{min} \geq \max(1,3; 1,41)$$

$$A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{Adoptif} = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(1,41; 5,89) = 5,89 \text{ cm}^2.$$

Le choix : $A_s = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2$.

b. Sur appuis

1. Sur appuis intermédiaire

$$M_{A_{inter}} = 10,93 \text{ KN.m}$$

Au niveau des appuis les moments sont négatifs donc la table de compression est tendue, le calcul sera fait pour une section rectangulaire $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$ et $d = 18 \text{ cm}$;

$$\sigma_b = 14,17 \text{ MPa.}$$

Tableau III.10: Calcul de ferrailage de poutrelle sur appuis intermédiaire

Moment ultime M_u	M_u	10,93 KN.m	$\mu = 0,019 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,019	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,023	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,99	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	2,66 cm^2	

Nous avons adopté : 2T14 Soit $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$

2. En appuis de rive

$$M_{A_{rive}} = 4,37 \text{ KN.m}$$

Tableau III.11: Calcul de ferrailage de poutrelle sur appuis en rive

Moment ultime M_u	M_u	4,37 KN.m	$\mu = 0,079 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,079	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,1	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,96	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	1,50 cm^2	

Nous avons adopté : 1T14 $A_s = 1,54 \text{ cm}^2$

– Condition de non fragilité

Selon B.A.E.L 91 Article A.4.2.1 section en T

– Pour appuis intermédiaire

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow A_{\min} \geq \max(0,24; 0,26)$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{S(\text{inter})} = 2,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,76) = 1,76 \text{ cm}^2.$$

Le choix : $A_s = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$.

1. Pour appuis de rive

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \rightarrow A_{\min} \geq \max(0,24; 0,26)$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{S(\text{Rive})} = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,50) = 1,50 \text{ cm}^2.$$

Le choix : 1T14 = 1,54 cm².

– Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal d'après le BAEL91 (Art A.5.1.1) : $T_{\max} = 20,89 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{20,89 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,96 \text{ MPa}$$

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu préjudiciable
Fissuration peu préjudiciable selon l'Article A.5.1.1 B.A.E.L91

Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \min(0,17 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 4,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

– Ferrailage transversal

Selon le B.A.E.L 91 Article A.7.2.2

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi_{L \min}\right\}$$

$$\Phi \leq \min\left\{\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10\right\} = 5,71 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\Phi = 6 \text{ mm}$

On adopte : $2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

– Espacement

Selon le B.A.E.L 91 Article A.5.5.22

S_t : Doit être égale à la plus petite valeur des trois suivantes :

$$S_t \leq 0,9 \times f_c \times A_t \times \frac{(\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \text{ K}$$

$K = 1 \rightarrow$ flexion simple ou pas reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ (Les armatures sont perpendiculaires).

$$\begin{cases} S_t \leq 0,8 \times f_c \times \frac{A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \\ S_t \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} S_t \leq 0,8 \times 400 \times \frac{0,57}{12(0,96 - 0,3 \times 2,1)} = 46 \text{ cm} \\ S_t \leq \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 12} = 47,5 \text{ cm} \end{cases}$$

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

Selon le R.P.A 99/Version 2003 Article 7.5.2.2

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 12 = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,57 \text{ cm}^2 > A_{t_{\min}} = 0,54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis Art : A.5.1 .313/ BAEL91

Influence sur le béton : on doit vérifier que :

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times d \times b_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow V_u \leq 0,4 \times 16,2 \times 12 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-1} = 129,60 \text{ KN}$$

$$V_u = 17,03 \leq 129,60 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures Art : A.5.1,321/ BAEL91

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left[V_u + \frac{M_{au}}{0,9 \times d} \right] \rightarrow A_s \geq \frac{1,15}{400} \left[20,89 + \frac{10,93 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right] = 0,25 \text{ cm}^2 < A_s$$

Les armatures ne sont soumises à aucune traction, donc pas de vérification à effectuer.

Vérification de liaison de table de compression à la nervure

$$\text{On a : } b_1 = \frac{b - b_1}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times b \times d \times h_0} = \frac{20,89 \times 26,5 \times 10}{0,9 \times 65 \times 18 \times 4} = 1,31 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \frac{0,2 \times 2,1}{1,5} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.3.5.2.2. Vérification à E.L.S

– En travée

$$M_{ELS} = 19,37 \text{ KN.m}$$

Tableau III.12: Vérification à l'état limite de service E.L.S sur travée

Moment service	M_{ELS}	19,37KN.m
Position de l'axe neutre	$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{3,39}{65} = 0,78 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,78 \times 18 = 28,16 \text{ cm}^2$ $y = -0,78 + \sqrt{0,78^2 + 28,16}$	4,58 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{65 \times 4,58^3}{3} + 15 \times 3,39(18 - 4,58)^2$	11239,46 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{19,37 \times 10^3}{11239,46}$	1,72MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y = 1,72 \times 4,58$	7,89MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 1,72(18 - 4,58)$	346,23MPa
Vérification de contrainte dans le béton A 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$	4,33 MPa < 15 MPa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$	346,23MPa < 400 MPa

– Sur appuis

$$M_{ELS} = 10,93 \text{KN.m}$$

Tableau III.13: Vérification à l'état limite de service E.L.S en appuis

Moment service	M_{ELS}	10,93KN.m
Position de l'axe neutre	$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{2,26}{65} = 0,52 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,52 \times 18 = 18,77 \text{ cm}^2$ $y = -0,52 + \sqrt{0,52^2 + 18,77}$	3,84 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{65 \times 3,84^3}{3} + 15 \times 2,26(18 - 3,84)^2$	8023,97 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{10,93 \times 10^3}{8023,97}$	1,362 MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y = 1,36 \times 3,84$	5,23MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 1,36(18 - 3,84)$	288,86MPa
Vérification de contrainte dans le béton Art 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$	6,53 MPa < 15 MPa condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{MPa}$	288,86MPa < 400 MPa

Tableau III.10: Ferrailage des poutrelles

		Terrasse	RDC	1 ^{er} & 2,3 ^{ème} Etage
Sur travée		3T16 = 6,03	3T16 = 6,03	3T16 = 6,03
En appuis	Rives	1T14 = 1,54	1T14 = 1,54	1T14 = 1,54
	Intermédiaire	2T14 = 3,08	2T14 = 3,08	2T14 = 3,08

III.3.5.3. Ferrailage de la dalle de compression

L : distance entre l'axe des poutrelles (L = 65 cm).

$$A \geq 4 \times \frac{L}{f_e} = 4 \times \frac{65}{400} = 0,52 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, Nous avons adopté un treillis Soudés de (150×150) de diamètre Φ6

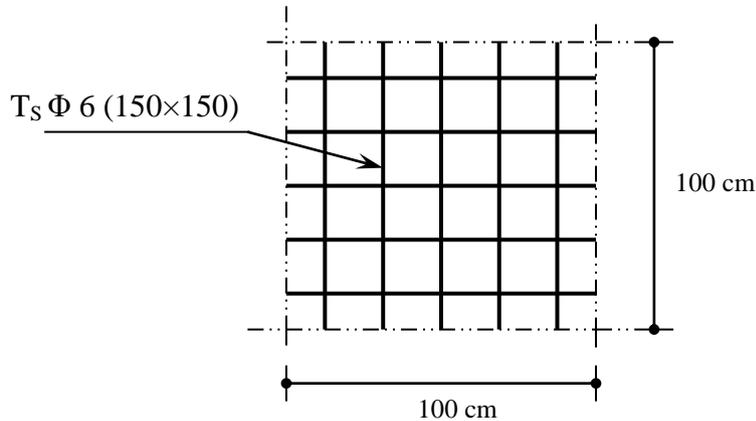
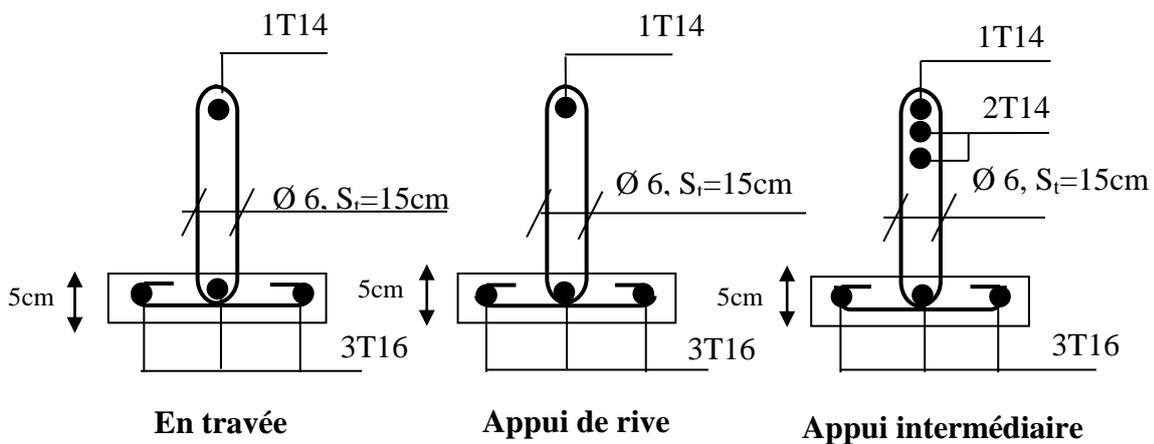


Figure III.15: Schéma de ferrailage de la dalle de compression



III.4. Escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche (g) s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche (h), le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

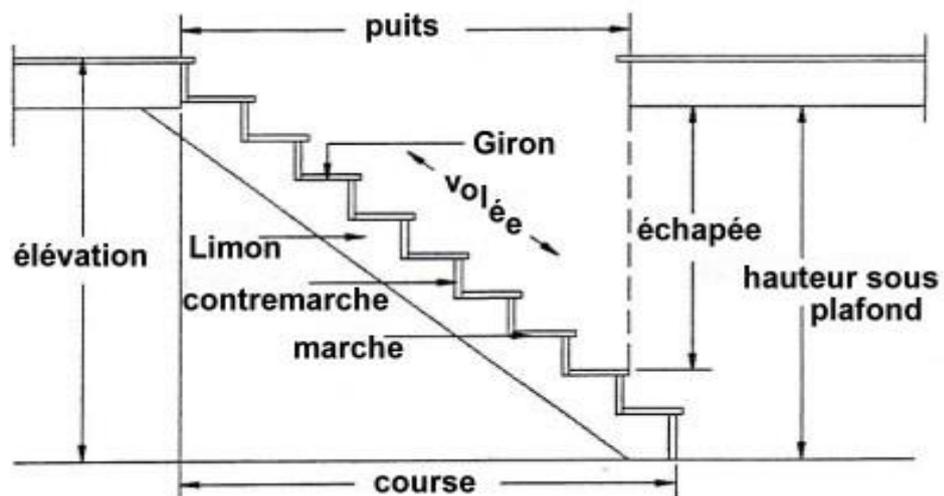


Figure III.17: Schéma d'escalier

Notre bâtiment dispose trois types d'escalier :

- Type 1 : Escalier à 2 volées se trouve au niveau du RDC jusqu'au dernier étage ;
- Type 2 : Escalier à 2 volées se trouve au niveau du 1^{er} étage jusqu'au dernier étage.

III.4.1. Etude d'escalier pour le bloc A

Escalier à 2 volées se trouve au niveau du RDC jusqu'au dernier étage.

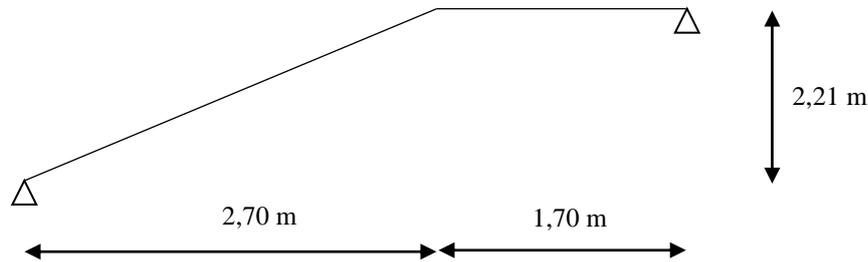


Figure III.18: Schéma statique de l'escalier type 1.

III.4.1.1. Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de Blondel : $59 \leq 2h + g \leq 66$ cm

- Hauteur de la marche (contre marche) : h
- Largeur de la marche : g

On prend : $2h + g = 64$ cm

- Nombre de contre marches : n
- Projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n-1) \times g$
- Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage : $H = n \times h = \frac{h_e}{2}$

III.4.1.2. Dimensionnement des marches et contre marches

$$H = n \times h \rightarrow h = H/n$$

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

D'après Blondel on a : $m n^2 - (m+1+2H) n + 2H = 0$

Avec : $m = 64$ et $H = 420/2 = 221$ cm et $l = 270$ cm

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 674n + 420 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 10$ contre marches

Donc le, membres de marche : $n-1 = 09$ marches

$$\text{Puis: } h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{270}{09} = 30 \text{ cm}$$

- D'après la formule de BLONDEL on a : $\begin{cases} 59 \leq 2h + g \leq 66 \\ 2 \times 17 + 30 = 64 \end{cases} \rightarrow 59 < 64 < 66$

– L'inégalité vérifiée, on a 09 marches avec : $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

$$\text{tga} = \frac{17}{30} = 0,567 \rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

– Epaisseur de la paillasse (e_v)

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \quad L=4,40$$

$$\frac{440}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{440}{20 \times 0,87} \leftrightarrow 16,85 \leq e_v \leq 25,28 \text{ cm}$$

On prend : $e_v = 20 \text{ cm}$.

– Epaisseur de palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{20}{0,87} = 22,98 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 15 \text{ cm}$.

III.4.1.3. Évaluation des charges et des surcharges

– Paillasse

Tableau III.11: Évaluation des charges et des surcharges de paillasse.

	N°	Désignation	e_p (m)	Densité KN/m ²	Poids N/m ²	
Chargement	1	Poids propre de la paillasse $e_p \times 25 / \cos \alpha$	00,20	25,00	05,75	
	2	Revêtement en carrelage	Horizontal	00,02	22,00	00,44
			Vertical $e_p \times 22 \times h / g$	00,02	22,00	00,25
	3	Mortier de ciment	Horizontal	00,02	20,00	00,40
			Vertical $e_p \times 20 \times h / g$	00,02	20,00	00,23
	4	Lit de sable		00,02	17,00	00,34
	5	Poids propre des marches $22 / (2h)$		/	22,00	01,87
	6	Garde- corps		/	/	00,10
7	Enduit en plâtre		0,015	10,00	00,18	
Charge permanente				G = 09,56 KN/m ²		
Charge d'exploitation				Q = 03,50 KN/m ²		

$$\begin{cases} Q_{ELU1} = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ m} = (1,35 \times 9,56 + 1,5 \times 4) \times 1 \text{ m} = 18,91 \text{ KN/ml} \\ Q_{ELS1} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (9,56 + 4) \times 1 \text{ m} = 13,56 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

– Palier :

Tableau III.14:Évaluation des charges et des surcharges de palier

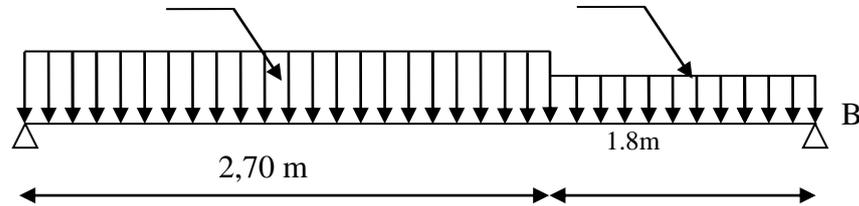
	N°	Désignation	e_p (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Chargement	1	Poids propre du palier $e_p \times 25$	00,20	25,00	05,00
	2	Carrelage	00,02	22,00	00,44
	3	Mortier de pose	00,02	00,20	00,40
	4	Lit de sable	00,02	17,00	00,34
	5	Enduit de plâtre	0,015	00,10	00,15
Charge permanente				G = 06,33 KN/m ²	
Charge d'exploitation				Q = 03,50 KN/m ²	

$$\begin{cases} Q_{ELU2} = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 3,50) \times 1\text{m} = 14,55 \text{ KN/ml} \\ Q_{ELS2} = (G + Q) \times 1\text{m} = (6,33 + 3,50) \times 1\text{m} = 10,33 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.4.1.4. Calcul des sollicitations

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

– Schéma statique



III.4.1.4.1. État **Figure III.19:** Schéma statique des charges de l'escalier type 1.

– Réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 51,05 + 26,19 = 77,24 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \frac{18,91 \times (2,70)^2}{2} + (14,55 \times 1,8(0,9 + 2,70)) - 4,5R_B = 0$$

$$R_B = 36,27 \text{ KN}$$

$$R_A = 77,24 - 36,27$$

$$R_A = 40,97 \text{ KN}$$

$$R_A = 40,97 \text{ KN} \text{ et } R_B = 36,27 \text{ KN}$$

– Efforts tranchants et moments fléchissant

$$0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_1 x = -18,91x + 40,97 \rightarrow T(x) = 0 \rightarrow x = 2,166 \text{ m} \\ T(0) = 40,97 \text{ KN} \\ T(2,7) = -10,08 \text{ KN} \\ M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} = -9,46x^2 + 40,97x \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,7) = 41,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(2,15) = -9,46 (2,16)^2 + 40,97(2,16) = 44,35 \text{ KN.m}$$

$$0 \leq x \leq 1,80 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T(x) = 14,55x - R_B = 14,55x - 36,27 \\ T(0) = -36,27 \text{ KN} \rightarrow T(1,8) = -10,08 \text{ KN} \\ M(x) = -7,28x^2 + R_B x = -7,28x^2 + 36,27x \\ M(0) = 0 \text{ KN.m} \rightarrow M(1,8) = 41,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– Diagrammes des moments et efforts tranchants

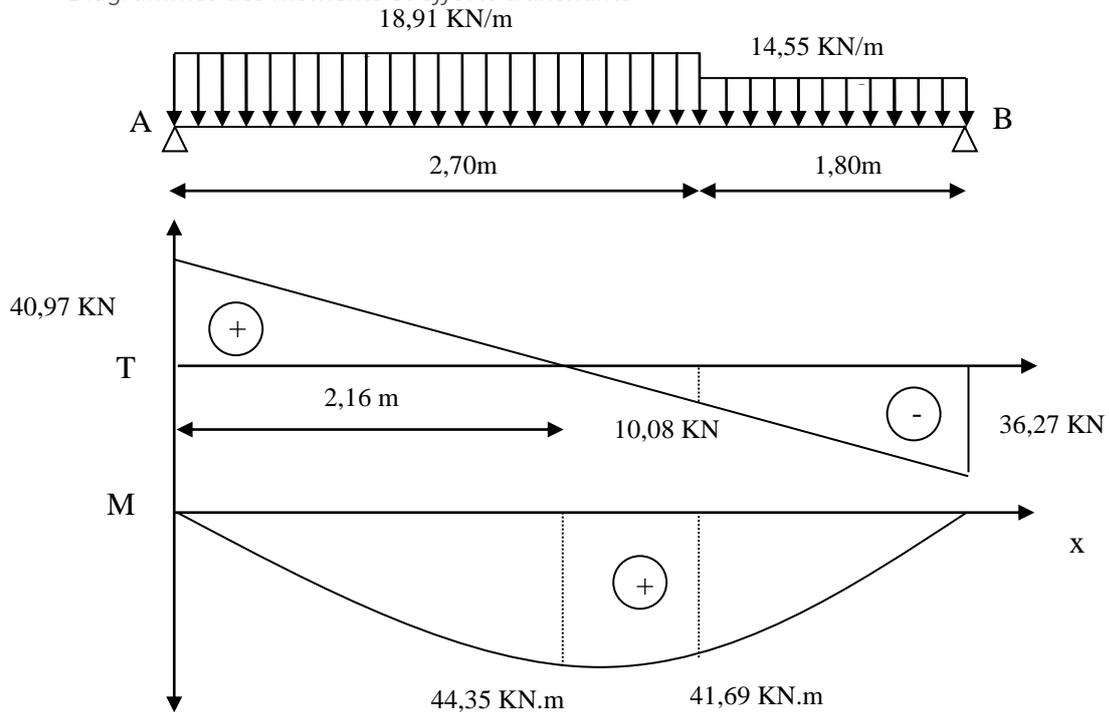


Figure III.20: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

III.4.1.5. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b×h) cm²,
 b =100 cm, h =20 cm d =18 cm

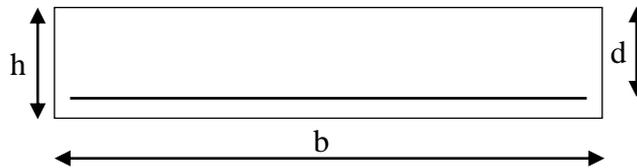


Figure III.17: Section d'escalier à ferrailer

III.4.1.5.1. État limite ultime (E.L.U.R)

$$Q_{ELU1} = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = (1,35 \times 9,56 + 1,5 \times 3,50) \times 1m = 18,91 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ELU2} = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = (1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 3,50) \times 1m = 14,55 \text{ KN/ml}$$

$$M_{max} = 44,35 \text{ KN.m} \quad (x = 2,16 \text{ m})$$

$$M_T = 0,85 \times 44,35 = 37,69 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,40 \times 44,35 = 17,74 \text{ KN.m}$$

– **En travée**

$$M_T = 37,69 \text{ KN.m}$$

Tableau III.13: Calcul de ferrailage d'escalier en travée

Moment ultime M_t	M_t	37,69KN.m	$\mu = 0,08 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_t / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,08	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,105	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,957	
Section d'aciers A_s	$M_t / (\sigma_s \times \beta \times d)$	6,16 cm ²	

Nous avons adopté : 4T14 = $A_{adm} = 6,16 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L 91 Article A-8.2.42:

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.1.5.2. Armatures de répartition

Selon le B.A.E.L 91 Article E.8.2.41

$$A_{\text{rep}} = \frac{A_{\text{adm}}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T10 = $A_{\text{rep}} = 3,14 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L 91 Article A-8.2.42 :

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 25 \text{ cm}$

– **Sur appuis**

$$M_a = 17,74 \text{ KN.m}$$

Tableau III.14: Calcul de ferrailage d'escaliers sur appuis

Moment ultime M_a	M_a	17,47 KN.m	$\mu = 0,038 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_a / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,038	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,048	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,98	
Section d'aciers A_s	$M_a / (\sigma_s \times \beta \times d)$	2,85 cm ²	

Nous avons adopté : 4T10 avec : $A_{\text{adm}} = 3,14 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.1.5.3. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{adm}}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T10 avec : $A_r = 3,14 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(54 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = e \leq 33 \text{ cm}.$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}.$

III.4.1.6. Vérifications à l'E.L.S– **Condition de non fragilité**

Selon le B.A.E.L91 Article A 4.2.1

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

– **Justification vis-à-vis de l'effort tranchant**

Selon le B.A.E.L91 Article A.5.1, 211

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \times 10 = \frac{40,97}{100 \times 18} \times 10 = 0,227 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{cj}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2}{1,5} \times 25; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,227 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

– **Vérification au niveau des appuis**

$$A_{\min} = \frac{1,15}{f_c} \times \left(T + \frac{M_A}{0,9d}\right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left[(40,97) + \frac{17,74 \times 10^2}{0,9 \times 18}\right] = 4,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adm}} = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

– **Vérifications des contraintes à l'E.L.S**

$$Q_{\text{ELS1}} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (9,56 + 4) \times 1 \text{ m} = 13,56 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{ELS2}} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = (6,33 + 4) \times 1 \text{ m} = 10,33 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\max} = 36,27 \text{ KN.m} \quad (x = 2,16 \text{ m})$$

$$M_T = 0,85 \times 36,27 = 30,82 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0,40 \times 36,27 = 14,50 \text{ KN.m}$$

– **En travée****Tableau III.15:** Calcul de ferrailage d'escalier en travée

Moment ultime M_T	M_T	30,82 KN.m	$\mu = 0,067 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_a / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,067	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,086	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,965	
Section d'aciers A_s	$M_T / (\sigma_s \times \beta \times d)$	5,09 cm²	

– Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 76,35y - 1374,3 = 0 \rightarrow y = 4,42 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

– Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,42^3}{3} + (15 \times 5,09) \times (18 - 4,42)^2 = 16958,55 \text{ cm}^4$$

– Détermination de contrainte dans le béton comprimé : σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{t,ser}}{I} \times y = \frac{30,82 \times 10^3}{16958,55} \times 4,42 = 8,03 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 8,03 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

– **Sur appuis**

Tableau III.16: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis

Moment ultime M_a	M_a	14,50 KN.m	$\mu = 0,031 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_a / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,031	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,039	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,984	
Section d'aciers A_s	$M_a / (\sigma_s \times \beta \times d)$	2,35 cm ²	

– Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 35,25y - 634,5 = 0 \rightarrow y = 3,19 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

– Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,19^3}{3} + (15 \times 2,35) \times (18 - 3,19)^2 = 8813,65 \text{ cm}^4$$

– Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{tsr}}{I} \times y = \frac{14,50 \times 10^3}{8813,65} \times 3,19 = 5,24 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 5,24 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

III.4.1.6.1. Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \rightarrow \frac{20}{450} = 0,044 > 0,0333 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b} \times d \geq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0,916 > 0,005 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

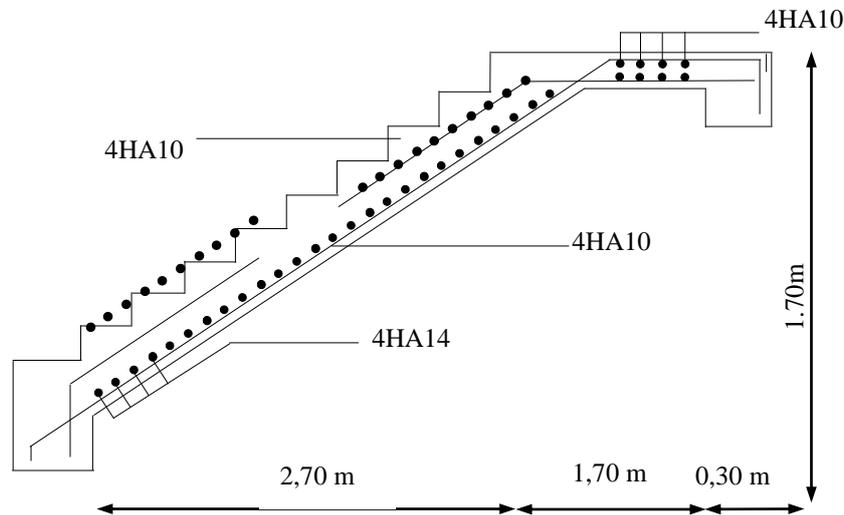


Figure III.23: Schéma de ferrailage d'escalier type 1

III.4.2. Étude de la poutre palière

III.4.2.1. Dimensionnement

Selon le B.A.E.L 91/99, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \rightarrow 30 \leq h \leq 45 \quad L=620$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

$h=40$ $d=36$

$0,3d \leq b \leq 0,4d \rightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,60 \text{ cm}$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

III.4.2.2. Vérifications des conditions du R.P.A 99/Version 2003

- $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = 1,16 < 4 \rightarrow$ Condition vérifiée.

III.4.2.3. Charges supportées par la poutre

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0,35 \times 0,30 \times 1 \times 25 = 2,63 \text{ KN/m}$
- Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm) :

$$G_m = (1,27 \times 1) \times 2,81 = 3,57 \text{ KN/m}$$

- Réaction du palier : $R_b(\text{ELU}) = 36,27 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} Q_{\text{ELU}} = 1,35 \times (2,63 + 3,57) + 36,27 = 44,64 \text{ KN/m} \\ Q_{\text{ELS}} = 2,63 + 3,57 + 36,27 = 42,47 \text{ KN/m} \end{cases}$$

III.4.2.4. Calcul des sollicitations à l'E.L.U.R

$$M_0 = \frac{Q_{\text{ELU}} \times L^2}{8} = \frac{44,64 \times (4,80)^2}{8} = 129,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{t ult}} = 0,85 M_0 = 109,76 \text{ KN.m} ; M_{\text{A ELU}} = 0,40 M_0 = 51,65 \text{ KN.m}$$

- **Diagramme de M_t et M_a :**

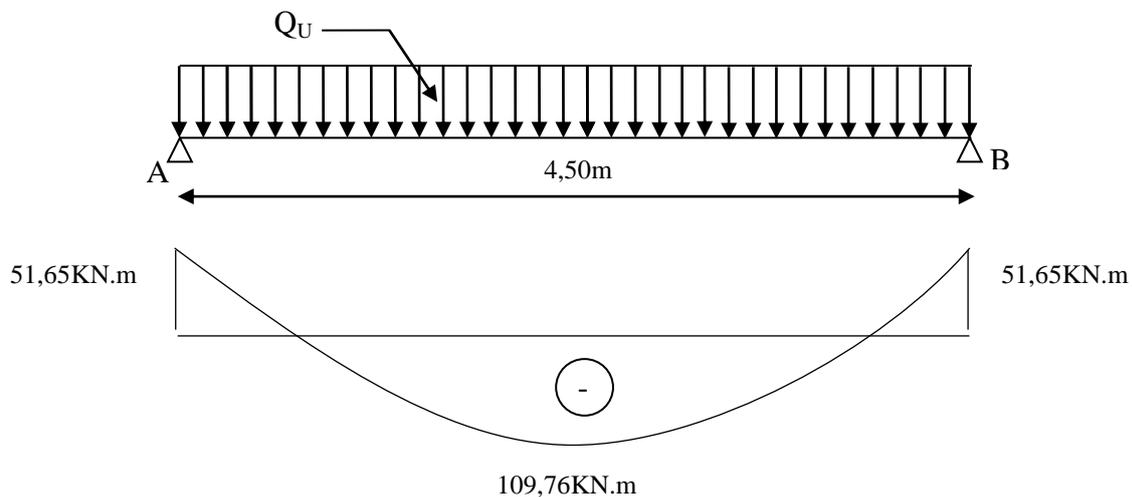


Figure III.18: Diagramme du moment pour la poutre palière.

III.4.2.5. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

- En travée

$$\text{On a: } b = 30 \text{ cm}; h = 35 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 31,5 \text{ cm}$$

Tableau III.17: Calcul de ferrailage de la poutre palière en travée

Moment ultime M_t	M_t	109,76KN.m	$\mu=0,026 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_t/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,026	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,032	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,986	
Section d'aciers A_s	$M_t / (\sigma_s \times \beta \times d)$	9.89 cm²	

Nous avons adopté : 3T14 Fil+3T12 Chapeau : $A_s=10.01\text{cm}^2$

Tableau III.18: Calcul de ferrailage de la poutre palière sur appuis

Moment ultime M_a	M_a	51,65KN.m	$\mu=0,012 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_a/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,012	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,015	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,993	
Section d'aciers A_s	$M_a / (\sigma_s \times \beta \times d)$	4,74 cm²	

Nous avons adopté : 3T14+3T10 Fil avec : $A_s=6.98\text{cm}^2$

III.4.2.6. Vérifications de la poutre palière l'E.L.U.R

– Condition de non fragilité en travée

Selon le B.A.E.L91 Article A 4.2.1

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 3,80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,80 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Condition de non fragilité sur appui (Art A 4.2.1 BAEL91)

$$A_{\min} = 3,80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,80 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.4.2.7. Vérification des contraintes à l'E.L.S

– En travée

$$M_0 = \frac{Q_{ELS} \times L^2}{8} = \frac{42,47 \times (4,8)^2}{8} = 122,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\text{ ser}} = 0,85M_0 = 103,96 \text{ KN.m} ; M_{a\text{ ser}} = 0,40M_0 = 48,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{T\text{ ELS}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{103,96 \times 10^3}{100 \times (31,5)^2 \times 14,17} = 0,073 < \mu_l = 0,392 (\text{acier FeE400}) \rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,096$$

$$\beta = 1 - (0,40\alpha) = 0,961$$

$$A_s = \frac{M_{T\text{ ELS}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{103,96 \times 10^3}{0,961 \times 31,5 \times 348} = 9,86 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,86 \text{ cm}^2$$

– Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 147,9y - 4658,85 = 0 \rightarrow y = 8,35 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

– Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 8,35^3}{3} + (15 \times 8,35) \times (31,5 - 8,35)^2 = 86530,38 \text{ cm}^4$$

– Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{T\text{ ELS}}}{I} \times y = \frac{103,96 \times 10^3}{86530,38} \times 8,35 = 10,03 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 10,03 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

– **En travée**

$$M_0 = \frac{Q_{\text{ELS}} \times l^2}{8} = \frac{51,65 \times 4,8^2}{8} = 148,752 \text{ KN.m}$$

$$M_{T\text{ ELS}} = 0,85M_0 = 126,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{A\text{ ELS}} = 0,40M_0 = 59,50 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{A\text{ ELS}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{59,50 \times 10^3}{100 \times (31,5)^2 \times 14,17} = 0,042 < \mu_l = 0,392 (\text{Acier FeE400}) \rightarrow A' = 0$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,054$$

$$\beta = 1 - (0,40\alpha) = 0,978$$

$$A_s = \frac{M_{A,ELS}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{59,50 \times 10^3}{0,978 \times 31,5 \times 348} = 5,54 \text{ cm}^2$$

– Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 83,24y - 2622,34 = 0 \rightarrow y = 6,36 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

– Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 6,36^3}{3} + (15 \times 5,54) \times (31,5 - 6,36)^2 = 61096,14 \text{ cm}^4$$

– Détermination de contrainte dans le béton comprimé : σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{A,ELS}}{I} \times y = \frac{59,5 \times 10^3}{61096,14} \times 6,36 = 6,19 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 6,19 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.2.8. Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

Selon le B.A.E.L91 Article A.5.1, 211

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{41,45}{30 \times 31,5} \times 10 = 0,43 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ily'a pas risque de cisaillement

III.4.2.9. Ferrailage des armatures transversales

III.4.2.9.1. Détermination du diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_L \right\} = \min \{ 10 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 16 \text{ mm} \} \rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

– **Espacement**

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (28,35 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

D'après le R.P.A 99/2003 Article 7.4.2.2

– **Zone nodale**

$$S_t \leq \min (15; 10\Phi_t) = \min (15 \text{ cm}; 16 \text{ cm})$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

– **Zone courante**

$$S_t \leq 15 \Phi_L \rightarrow S_t \leq 24 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

– **La longueur de scellement droit : L_s**

$$l_s = \frac{\Phi_L f_c}{4\tau_c} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_L = 8,8 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r\right) = 31,5 - (3 + 0,8 + 8,8) = 18,9 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,70} = \frac{56,44 - 19,27 - 18,9}{1,70} = 10,74 \text{ cm}$$

III.4.2.9.2. Calcul de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{480} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,072 > 0,062 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{T,ELS}}{20 \times M_{0,ELS}} \rightarrow \frac{35}{480} > \frac{103,96}{20 \times 122,31} \rightarrow 0,072 > 0,042 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_c} \rightarrow \frac{15,4}{30 \times 31,5} < \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,010 \leq 0,010 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

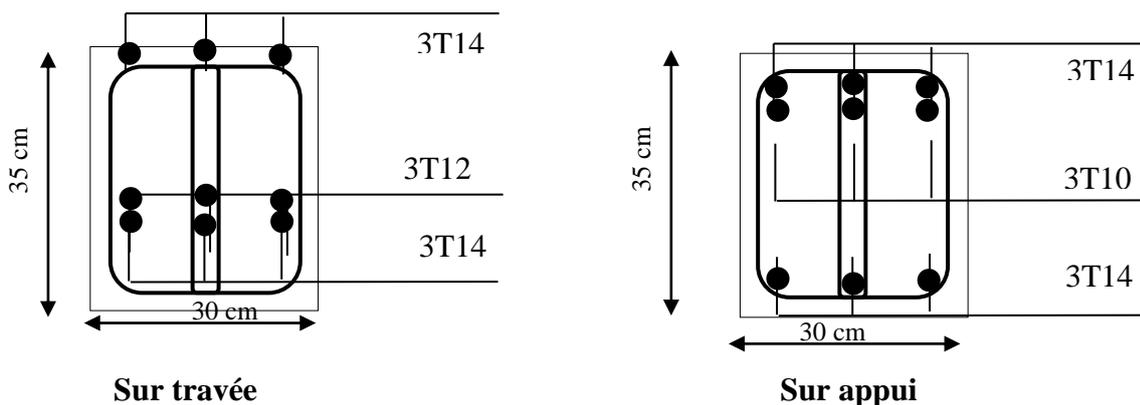


Figure III.24: Schéma de ferrailage d'une poutre palière

III.5. Conclusion

Après que nous avons fini le ferraillage des éléments non structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons pu à réussir à assurer la sécurité tout en tenant compte de l'aspect économique du projet.

CHAPITRE IV :

Étude sismique

IV.1. Introduction

L'étude d'une construction parasismique porte sur le comportement qualitatif de bâtiments soumis aux oscillations du sol d'implantation lors d'un Séisme. Il porte essentiellement sur le comportement de la superstructure.

L'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.2. Séisme

IV.2.1. Présentation et historique du séisme

Le mot séisme vient du grec seismos qui signifie (secousse). C'est une série de secousses du sol, plus ou moins violentes, soudaines, imprévisibles et localisées. On parle également de tremblement de terre.

Les séismes mettent en évidence l'activité interne de la planète Terre. Souvent, un séisme se compose d'une ou de plusieurs secousses principales, brèves (quelques dizaines de secondes) suivies par d'autres secousses (répliques) au cours des heures et jours suivants.

La terre n'est pas un astre mort mais une planète vivante : les séismes et les éruptions volcaniques sont l'expression de l'instabilité de l'écorce terrestre.

Un séisme, ou tremblement de terre, est provoqué par un brusque déplacement de matière en profondeur (foyer du séisme), il se produit lors d'un relâchement brutal des tensions (de part et d'autre d'une faille, par exemple) à l'intérieur de la croûte terrestre ; la rupture qui s'ensuit provoque des vibrations, légères ou fortes, de la surface du sol. Le foyer du séisme est le point initial de la rupture. Immédiatement au-dessus, l'épicentre est le lieu d'intensité maximale du choc en surface, les destructions sont les plus importantes : éboulements, ouverture de larges fissures dans le sol, effondrements de bâtiments.

Ces ondes de choc se propagent en cercles concentriques à partir du foyer et de l'épicentre, diminuant d'intensité à mesure qu'elles s'en éloignent.

La principale cause des tremblements de terre est liée à la tectonique des plaques et aux contraintes engendrées par les mouvements d'une douzaine de plaques majeures et mineures qui constituent la croûte terrestre. La plupart des séismes tectoniques se produisent aux limites des plaques, dans les zones où une plaque glisse le long d'une autre.

Il est difficile de les prévoir mais on peut diminuer les risques humains en évitant de construire dans les régions réputées dangereuses. Des règles de construction ont été mises au point, préconisant l'usage de matériaux dotés d'une certaine élasticité : béton armé et acier.

Cependant ces normes antisismiques ne sont pas adoptées partout (souvent pour des raisons économiques), d'où les récents séismes meurtriers, comme celui de Boumerdes le 21 mai 2003.

IV.2.2. Définition d'un séisme

Le séisme est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeurs se nomme le foyer.

Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principale est le sismographe.

IV.2.3. Causes du séisme

- Activités volcaniques (explosions, ascension des matières fondues).
- Actions de l'eau souterraine.
- Mouvements tectoniques (tension et rupture dans l'écorce causées par les mouvements des plaques).

IV.2.4. Effets du séisme sur les structures

- La translation du sol entraîne des oscillations forcées dans les structures portées.
- Les composantes horizontales (H) qui sont dangereuses produisent des oscillations latérales de flexion dans les deux directions.
- Dissymétrie de rigidité ou de masse dans la structure qui produit des oscillations de torsion d'axe vertical.
- Les composantes verticales (V) produisent des vibrations longitudinales qui affectent la résistance des poteaux aux charges latérales et leur ductilité.

IV.3. Étude sismique

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée.

IV.3.1. Méthodes de calcul

Selon le R.P.A 99/Version 2003, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV.3.1.1. Méthode statique équivalente

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

IV.3.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maximaux des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

IV.3.1.3. Choix de la méthode

Dans notre cas, la méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque notre bloc ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2, D'où la méthode choisit sera la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4. Modélisation des structures

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul Représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel ETABS V 9.7.4 qui peut les calculer suivant différentes méthodes : (Réponse Spectrum Fonction, Time History Function, ...)

(Réponse Spectrum Fonction) a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes équivalente et la méthode dynamique modale spectrale :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

IV.4.1. Présentation du logiciel ETABS V9.7.4

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Eurocode, UBC, ACI...etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS V 9.7.4 offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds ;
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines) ;
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βq selon RPA99/version 2003 correspondant à la surcharge d'exploitation ;
- La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

IV.4.2. Démarches de modélisation sur ETABS V 9.7.4 à suivre

IV.4.2.1. Modélisation de la structure

Cette étape consiste à construire un modèle équivalent au projet réel, concernant la géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle comme suite :

- **Edite Grid data** : Nous permet de définir les grilles à suivre prochainement.
- **Add New System** : Pour ajoute un autre forme cartésien ou cylindrique.
- **Define materials** : Permet de définir le matériau utilisé et ces différentes propriétés :
 - a) CONC (béton)
 - b) STEEL (acier)
 - c) OTHER (autre)
- **Define/frame section** : Pour saisir les dimensions des sections des éléments et matériel utilisé, ainsi pour définir la nature d'éléments (poteau ; poutre).

- **Define/static load case** : Pour définir les types des charges statiques (G, Q) et leurs coefficients de majoration.
- **Assign /joint /restreint** : Pour définir le degré de liberté de nœuds sélectionnés (translations et rotations).
- **Assign /joint / diaphragme** : Pour l'affectation d'un diaphragme rigide.
- **Assign/frame line load /Distributed** : Permet d'appliquer les charges réparties sur élément frame sélectionné.
- **Define /load combinaison** : Permet de définir les différentes combinaisons d'actions.
- **Define response spectrum function** : Pour introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.
- **Define response spectrum Cases** : Pour la nomination l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application, amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité.
- **Analyse / set options** : Pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à tenir en compte dans le calcul.
- **Analyse / Run** : C'est la commande qui permet de lancer le calcul.

IV.4.2.2. Définition du centre de masse

Lorsque la définition des diaphragmes des plancher ETABS permet une création automatiquement d'un nœud (c'est le centre des masses) ainsi il sera lié tous les nœuds situés à ce plan par ce dernier avec une excentricité qu'il est défini précédemment.

IV.4.2.3. Évaluation des efforts sismiques

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme (Spectre) qui permet de donner donnent les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

IV.5. Calcul de la masse du structure

La valeur (W) à prendre en compte est égale à la somme des poids (Wi) calculés à chaque niveau i de la structure : $W = \sum w_i$ et $w_i = G_i + \beta P_i$

- Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure : G_i
- Charge d'exploitation : P_i
- Coefficients de pondération, est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation : β

Pour notre projet (Bâtiments recevant du public temporairement) $\beta = 0,4$

IV.5.1. Détermination des poids (W_t)

IV.5.1.1. Détermination des poids du chaque niveau du bloc A

La surface du plancher : $S = 380,59 \text{ m}^2$

Tableau IV.15: Détermination des poids de 4eme étage W(KN) bloc A.

Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats	
Plancher	$G \times S = 7,59 \times 380,59$	2888,67	KN
Les murs voiles	$e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,25 \times 1,00 \times 4,02 \times 25 \times 8$	201	KN
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times h_t / 2 = 22 \times 0,50 \times 0,40 \times 2,21 \times 25$	243,1	KN
Poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 96,50$	361,87	KN
Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 69,35$	234,05	KN
L'acrotère	$G \times \sum L = 1,69 \times 81,60$	137,90	KN
Le poids G	$G = \sum G_i$	4066,61	KN
La surcharge $P = Q \times S$	$P = 1 \times 380,59$	380,59	KN
Le poids $W_t = G + B \times p$	$W_t = 4066,61 + 0,4 \times 380,59$	4218,84	KN

Tableau IV.16: Détermination des poids de RDC , 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage W(KN) bloc A.

Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats	
Plancher	$G \times S = 7,59 \times 380,59$	2 511,89	KN
Poteaux	$n \times b \times h \times h_t = 22 \times 0,50 \times 0,40 \times 4,42 \times 25$	486,20	KN
Poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 96,50$	361,88	KN
Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 69,35$	234,06	KN
Murs extérieurs de 30 cm	$G \times h_t \times \sum L = 2,81 \times 4,42 \times 81,63$	1 013,86	KN
Murs voile	$e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,25 \times 1,00 \times 4,02 \times 25 \times 8$	201	KN
Escaliers	$G \times S = 9,65 \times 47,52$	458,57	KN
Le poids G	$G = \sum G_i$	5 401,14	KN
La surcharge P = Q × S	$P = 3,5 \times 380,59$	1 332,07	KN
Le poids $W_t = G + \beta P$	$W_t = 5401,14 + 3,5 \times 1332,07$	5 933,96	KN

IV.5.1.2. Détermination des poids du chaque niveau du bloc B

La surface du plancher : $S = 540,70 \text{ m}^2$.

Tableau IV.3: Détermination des poids de 4eme étage W(KN) bloc B.

Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats	
Plancher	$G \times S = 6,60 \times 540,70$	4103,91	KN
Les murs voile	$e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,25 \times 1,00 \times 4,02 \times 25 \times 8$	201	KN
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times h_t / 2 = 22 \times 0,50 \times 0,40 \times 2,21 \times 25$	243,1	KN
Poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 108,6$	407,25	KN
Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 98,00$	330,75	KN
L'acrotère	$G \times \sum L = 1,69 \times 94,00$	158,86	KN
Le poids G	$G = \sum G_i$	5 444,87	KN
La surcharge P = Q × S _t	$P = 1 \times 540,70$	1 892,45	KN
Le poids $W_t = G + \beta P$	$W_t = 5444,87 + 0,4 \times 540,70$	6 201,85	KN

Tableau IV.17: Détermination des poids de RDC , 1er,2 eme et 3eme étage W(KN) bloc B.

Désignation de l'élément	Formule de calcul	Résultats	
Plancher	$G \times S = 5,4 \times 382,29$	3568,62	KN
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times h_t = 24 \times 0,50 \times 0,40 \times 2,21 \times 25$	265,2	KN
Poutres principales	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,50 \times 25 \times 108,6$	407,25	KN
Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 98,00$	330,75	KN
Murs extérieurs de 30 cm	$G \times h_t \times \sum L = 2,81 \times 3,74 \times 90,05$	0946,38	KN
Murs voile	$e_p \times h \times \gamma_b \times \sum L = 0,25 \times 1,00 \times 4,02 \times 25 \times 8$	201	KN
Escaliers	$G \times S = 8,29 \times 18,14$	0035,70	KN
Murs extérieurs de 30 cm	$G \times h_t \times \sum L = 2,81 \times 4,42 \times 94,00$	1 167,50	KN
Le poids G	$G = \sum G_i$	6 090,70	KN
La surcharge $P = Q \times S_t$	$P = 3,50 \times 540,70$	1892,45	KN
Le poids $W_t = G + \beta P$	$W_t = 6090,70 + 0,4 \times 1892,45$	5691,95	KN

Tableau IV.18: Poids de chaque étage.

Niveaux	Bloc A	Bloc B	Unité
4 ^{ème} Etage	4218,84	6 201,85	KN
3 ^{ème} Etage	5 933,96	5691,95	KN
2 ^{ème} Etage	5 933,96	5691,95	KN
1 ^{er} Etage	5 933,96	5691,95	KN
RDC	5 933,96	5691,95	KN
Poids Totale	27 954,68	28 969,65	KN

IV.6. Détermination et estimation du période fondamentale

IV.6.1. Période fondamentale de bloc A

Période fondamentale de la structure (T) : D'après le R.P.A99/Version 2003 :

$$T = \min (T_1 = C_T h_N^{3/4}; T_2 = 0,09 h_N / \sqrt{D_x}; T_3 = 0,09 h_N / \sqrt{D_y})$$

$$T = \min (T_1 = 0,51 s; T_2 = 0,44 s; T_3 = 0,48 s) = T_3 = 0,44 s$$

IV.6.2. Période fondamentale de bloc B

Période fondamentale de la structure (T) : D'après le R.P.A 99/Version 2003 :

$$T = \min (T_1 = C_T h_N^{3/4}; T_2 = 0,09 h_N / \sqrt{D_x}; T_3 = 0,09 h_N / \sqrt{D_y})$$

$$T = \min (T_1 = 0,51 s; T_2 = 0,44 s; T_3 = 0,38 s) = T_2 = 0,38 s$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.
- D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On doit vérifier aussi que la période dynamique ($T_{\text{dynamique}}$) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale (T_{statique}).

- **Pour Bloc A** : $T_{\text{dyn}} = 0,44 \text{ sec} < 30\% \cdot T = 1,3 \times 0,44 = 0,58 \text{ sec} \rightarrow$ condition vérifiée.
- **Pour Bloc B** : $T_{\text{dyn}} = 0,38 \text{ sec} < 30\% \cdot T = 1,3 \times 0,38 = 0,50 \text{ sec} \rightarrow$ condition vérifiée.

IV.7. Détermination de la force sismique totale (V)

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des

$$\text{R.P.A99/Version 2003 : } V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

A : Coefficient d'accélération de zone : $A = 0,15$

- Zone sismique : (Saida à zone I) [R.P.A 99/Version 2003. Tableau 4.1]
- Groupe d'usage : Bâtiment d'éducation collective à Groupe 1B [R.P.A 99/Version 2003. Tableau 4.1]

D : Facteur d'amplification dynamique moyenne : est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T selon formule :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique : $\xi = 7 \%$

- Voiles ou murs en béton armé/ maçonnerie.
- Remplissage dense.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$: \eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0,882 > 0,7$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Sol ferme site 3 donc $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$.

Q : Facteur de qualité : Pour avoir la valeur de P_q tout dépend des six critères de Q , Critères :

Tableau IV.19: Valeurs des pénalités P_q

Conditions minimales sur les files de contreventement.	Non observé	0,05
Redondance en plan.	Observé	0,00
Régularité en élévation.	Observé	0,00
Régularité en plan.	Observé	0,00
Contrôle de qualité de matériaux.	Non observé	0,05
Contrôle de qualité de l'exécution.	Non observé	0,10

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,20.$$

R : Coefficient de comportement de la structure : $R = 4$

- Portique contreventés par des voiles

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base (V_i) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% du résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

$$\text{Telle que : } V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

IV.7.1. Force sismique totale (V) pour le bloc A

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,15 \times 2,20 \times 1,20 \times 27954,68}{4} = 3162,87 \text{KN}$$

IV.7.2. Force sismique totale (V) pour le bloc B

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,15 \times 2,20 \times 1,20 \times 28969,65}{4} = 3277,70 \text{KN}$$

Sens longitudinal

$$V_{dx} = 2181,6 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 80 \% \times 27954,68 \text{ KN} = 2530,29 \text{ KN}$$

– **Sens transversal**

$$V_{dy} = 2181,6 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 80 \% \times 27954,68 \text{ KN} = 2530,29 \text{ KN}$$

IV.7.3. Force sismique totale (V) pour le bloc B :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,20 \times 2,20 \times 1,20 \times 21184,47}{4} = 2896,96 \text{ KN}$$

– **Sens longitudinal**

$$V_{dx} = 2977,34 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 80 \% \times 2896,96 \text{ KN} = 2622,16 \text{ KN}$$

– **Sens transversal**

$$V_{dy} = 3042,49 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 80 \% \times 2896,96 \text{ KN} = 2622,16 \text{ KN}$$

IV.8. Disposition des voiles

La présence des charges variables dans les dalles des étages de notre structure et la forme architecturale compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs solutions, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismiques algériennes R.P.A 99/Version 2003 tel que période, déplacements, la masse et l'effort tranchant à la base.

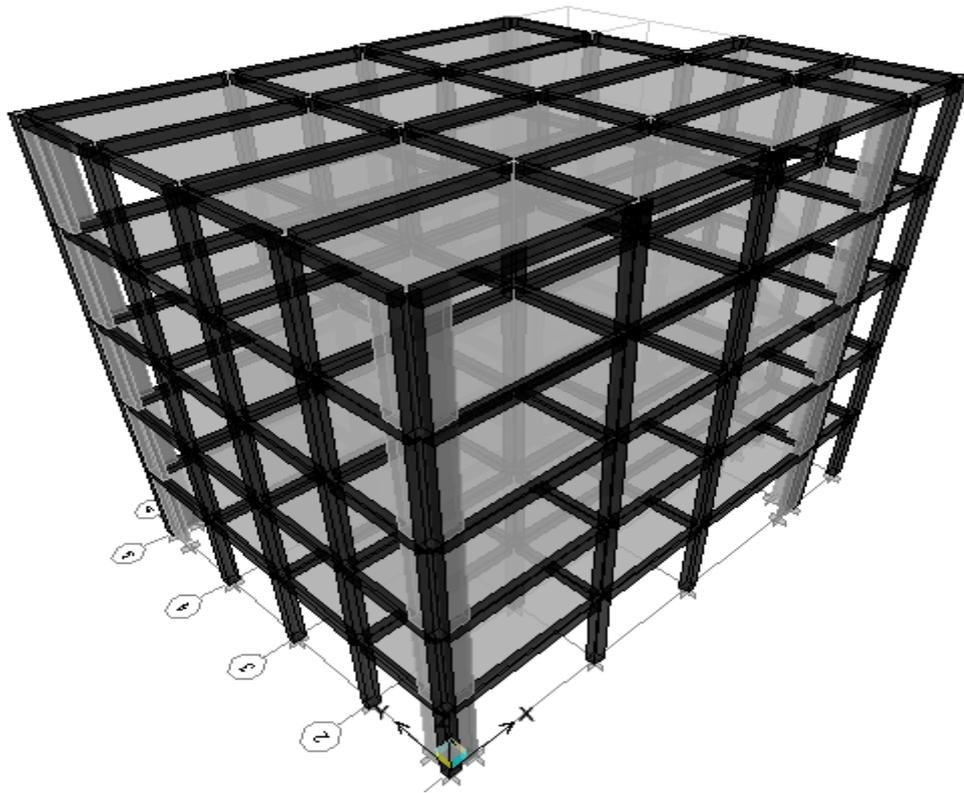


Figure IV.1: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4. bloc A

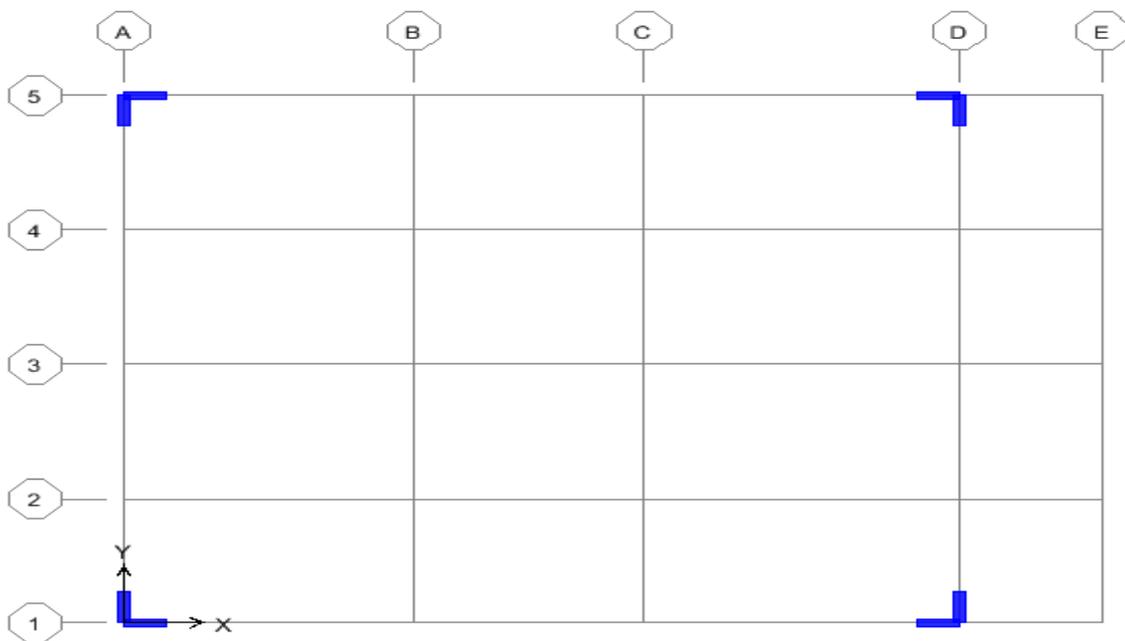


Figure IV.2: Disposition des voiles

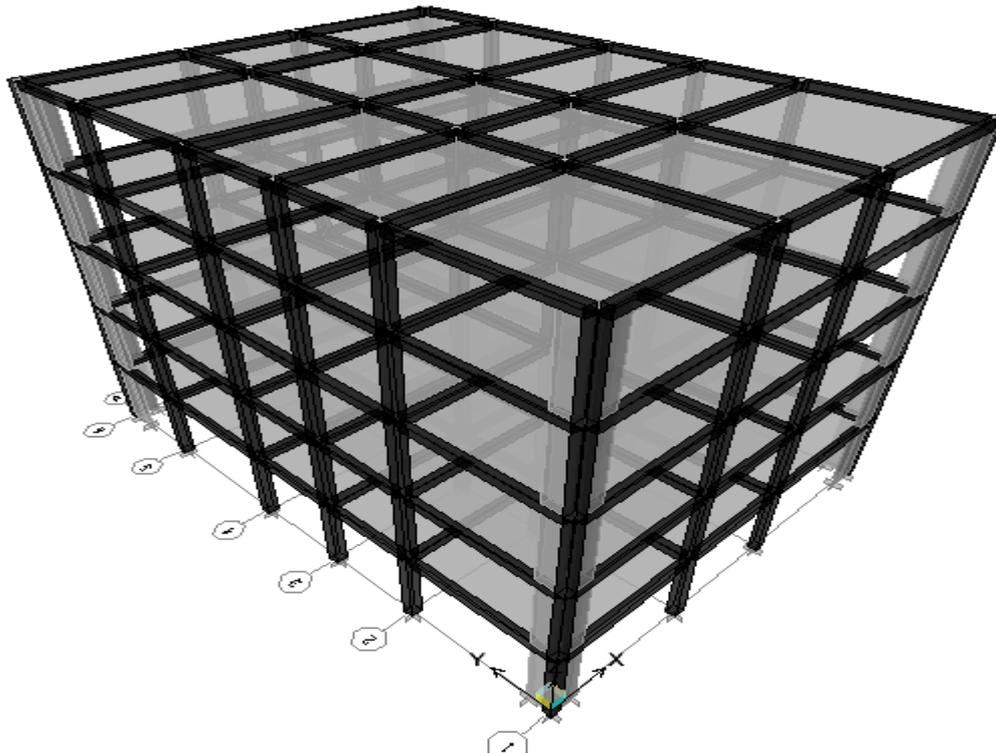


Figure IV.3: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4. bloc B

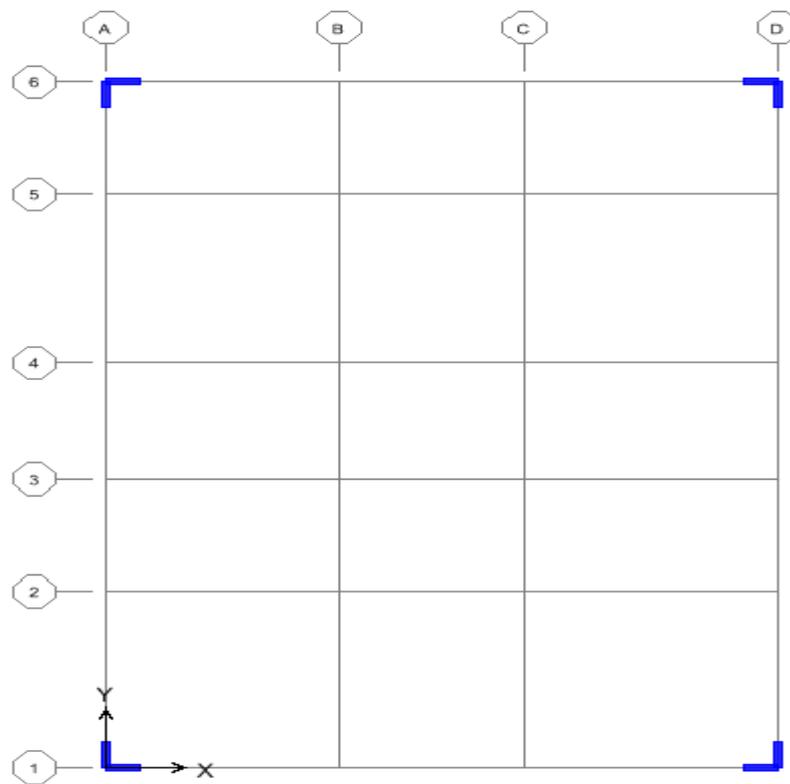


Figure IV.4: Disposition des voiles

IV.9. Calcul des coefficients de participation modale

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Tableau IV.20: Tableau des modes et des périodes pour le bloc A

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,939557	8,5276	55,862	8,5276	55,862
2	0,889251	67,6465	9,0366	76,174	64,8985
3	0,651236	0,6976	12,8207	76,8717	77,7193
4	0,276328	0,2767	11,2604	77,1483	88,9796
5	0,268228	12,3982	0,3348	89,5465	89,3145
6	0,201617	0,0945	0,3321	89,6411	89,6466
7	0,131053	0,0093	5,5027	89,6504	95,1493
8	0,12711	5,5264	0,0105	95,1768	95,1598
9	0,090248	0,0031	0,0152	95,1798	95,175
10	0,068883	0,0115	2,9858	95,1913	98,1608
11	0,06741	2,9763	0,0105	98,1676	98,1712
12	0,045965	0,0003	0,0014	98,1679	98,1726

- **Sens longitudinal:** $\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \rightarrow 95,1768\% \geq 90\% \rightarrow$ Condition vérifiée
- **Sens transversal:** $\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \rightarrow 95,1598\% \geq 90\% \rightarrow$ Condition vérifiée

Tableau IV.21: Tableau des modes et des périodes pour le bloc B

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	1,215633	0,006	77,6459	0,006	77,6459
2	1,166114	77,37	0,0074	77,376	77,6533
3	0,919691	0,393	0,0126	77,7691	77,6659
4	0,34788	0,0002	12,1909	77,7693	89,8568
5	0,332357	12,1044	0,0002	89,8737	89,857
6	0,244343	0,0263	0,0007	89,9	89,8577
7	0,157956	0	5,3906	89,9	95,2484
8	0,151105	5,394	0	95,294	95,2484
9	0,101737	0,0044	0,0001	95,2985	95,2484
10	0,081018	0	3,0377	95,2985	98,2861
11	0,06741	2,9763	0,0105	98,1676	98,1712
12	0,045965	0,0003	0,0014	98,1679	98,1726

- **Sens longitudinal:** $\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \rightarrow 95,294\% \geq 90\% \rightarrow$ Condition vérifiée
- **Sens transversal:** $\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \rightarrow 95,2484\% \geq 90\% \rightarrow$ Condition vérifiée

IV.10. Vérification des déplacements

Sous l'action des forces horizontales ; la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K$$

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

- Déplacement du aux forces sismiques F_i - y compris l'effort de torsion - : δ_{ek}

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau IV.22: Déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens pour bloc A.

Étage	δ_x	Hauteur D'étage	R	ΔX	01% Hauteur	δ_y	Hauteur D'étage	R	ΔY	01% Hauteur
4 ^{ème} étage	0,00232	4,42	4,00	0,04109	0,04420	0,00280	4,42	4,00	0,04945	0,04420
3 ^{ème} étage	0,00283	4,42	4,00	0,04995	0,04420	0,00358	4,42	4,00	0,06326	0,04420
2 ^{ème} étage	0,00324	4,42	4,00	0,05721	0,04420	0,00420	4,42	4,00	0,07431	0,04420
1 ^{er} étage	0,00311	4,42	4,00	0,05490	0,04420	0,00401	4,42	4,00	0,07090	0,04420
RDC	0,00150	4,42	4,00	0,02656	0,04420	0,00190	4,42	4,00	0,03365	0,04420

Tableau IV.23: Déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens pour bloc B.

Étage	δ_x	Hauteur D'étage	R	ΔX	01% Hauteur	δ_y	Hauteur D'étage	R	ΔY	01% Hauteur
4 ^{ème} étage	0,0035	4,42	4,00	0,0625	0,0442	0,0030	4,42	4,00	0,0532	0,0442
3 ^{ème} étage	0,0044	4,42	4,00	0,0787	0,0442	0,0037	4,42	4,00	0,0670	0,0442
2 ^{ème} étage	0,0051	4,42	4,00	0,0913	0,0442	0,0044	4,42	4,00	0,0780	0,0442
1 ^{er} étage	0,0048	4,42	4,00	0,0862	0,0442	0,0042	4,42	4,00	0,0742	0,0442
RDC	0,0023	4,42	4,00	0,0405	0,0442	0,0019	4,42	4,00	0,0351	0,0442

IV.11. Vérification de l'effet P-Delta

Les effets du seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la

condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$

Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

IV.11.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base (V) doit être distribuée sur la hauteur de la structure

selon les formules (4.10) suivantes : $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$

La force concentrée (F_t) au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$

Où (T) est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25V$ et sera prise égale à (0) quand (T) est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule : $F_i = \frac{(V - F_t) Wh_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$

- Effort horizontale revenant au niveau i : F_i
- Niveau du plancher où s'exerce la force i : h_i
- Niveau d'un plancher quelconque : h_j
- Poids revenant au plancher $i ; j$: $W_i ; W_j$
- Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau ($K - 1$) : ΔK
- Hauteur de l'étage (K) : h_K

Si : $\left\{ \begin{array}{l} \theta_K \leq 0,1 \rightarrow \text{Effet (P - } \Delta) \text{ peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \rightarrow \text{Amplifiant les effets de : } \frac{1}{(1 - \theta_K)}. \\ \theta_K > 0,2 \rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{array} \right.$

Tableau IV.24: Vérification à l'effet P- Δ pour bloc A

Niveau	Hauteur	P_K	Sens-x			Sens-y		
			Δ_k	V_k	θ	Δ_k	V_k	θ
4 ^{eme} étage	22,1	442,34	0,0411	62,08	0,0662	0,0495	54,98	0,0900
3 ^{eme} étage	17,68	881,41	0,0499	108,36	0,0919	0,0633	94,79	0,1331
2 ^{eme} étage	13,26	1320,48	0,0572	143,3	0,1193	0,0743	125,18	0,1773
1 ^{er} étage	8,84	1759,55	0,0549	166,34	0,1314	0,0040	145,8	0,0109
RDC	4,42	2198,62	0,0266	176,3	0,0749	0,0336	155,2	0,1078

Tableau IV.25: Vérification à l'effet P-Δ pour bloc B

Niveau	Hauteur	P _k	Sens-x			Sens-y		
			Δ _k	V _k	θ	Δ _k	V _k	θ
4 ^{ème} étage	22,1	585,73	0,0626	313,47	0,1169	0,0495	308,47	0,1010
3 ^{ème} étage	17,68	1128,3	0,0787	524,96	0,1692	0,0633	513,47	0,1472
2 ^{ème} étage	13,26	1670,88	0,0913	683,24	0,2234	0,0743	666,80	0,1956
1 ^{er} étage	8,84	2213,46	0,0863	792,20	0,2410	0,0040	773,23	0,0120
RDC	4,42	2756,03	0,0406	841,57	0,1329	0,0336	822,12	0,1178

D'après le R.P.A 99/version 2003 l'article 5.10, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.4.3, ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_K = 0,01h_i$$

IV.12. Caractéristiques Géométriques

IV.12.1. Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

La masse de l'élément " i " : M_i

Les coordonnées de l'élément " i " : X_{Gi}, Y_{Gi}

IV.12.2. Calcul de l'excentricité

L'excentricité c'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

IV.12.2.1. Excentricité théorique

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

IV.12.2.2. Excentricité accidentelle

L'excentricité exigée par la R.P.A 99/ Version 2003 Article 4.2.7 est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,05 \times L_x \\ e_{ay} = 0,05 \times L_y \end{pmatrix}$$

Tableau VI.26: Centre de masse et Centre de rigidité pour bloc A

Etage	Centre de masse			Centre de rigidité		Excentricité	
	Masse(KN)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	ex(m)	ey(m)
RDC	43,08	10,74	8,12	12,21	7,80	0,6105	0,39
1	43,08	10,74	8,12	13,23	7,53	0,6615	0,3765
2	43,08	10,74	8,12	13,72	7,41	0,686	0,3705
3	42,53	10,59	8,16	13,87	7,36	0,6935	0,368
4	40,80	10,76	8,16	13,52	7,32	0,676	0,366

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,005 \times L_x = 0,05 \times 20,10 = 1,005 \\ e_{ay} = 0,005 \times L_y = 0,05 \times 17,45 = 0,87 \end{pmatrix}$$

$$e_a = \max (e_x; e_y; e_a) = 0,94 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau VI.27: Centre de masse et Centre de rigidité pour bloc B

Etage	Centre de masse			Centre de rigidité		Excentricité	
	Masse(KN)	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	ex(m)	ey(m)
RDC	54,71	9,79	13,03	9,74	13,47	0,49	0,67
1	54,71	9,79	13,03	9,72	13,55	0,49	0,68
2	54,71	9,79	13,03	9,70	13,59	0,49	0,68
3	54,71	9,79	13,03	9,69	13,62	0,48	0,68
4	55,28	9,79	13,30	9,68	13,65	0,48	0,68

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,005 \times L_x = 0,05 \times 20,10 = 1,005 \\ e_{ay} = 0,005 \times L_y = 0,05 \times 26,90 = 1,34 \end{pmatrix}$$

$$e_a = \max (e_x; e_y; e_a) = 1,28 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.13. Justification de la largeur du joint sismique

Deux blocs voisins doivent être séparés par un joint sismique dont la largeur minimale satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (d_1 + d_2) > 40 \text{ mm}$$

Avec : d_1 et d_2 déplacement max des deux blocs adjacent, toute fois d_1 (ou d_2) = $R \times d_{01}$

R coefficient de comportement, et d_{01} déplacement du aux forces sismiques.

$$d_{\min} = 15 + (17,45 + 26,90) = 59,35 \text{ mm}$$

Alors on peut prendre : $d = 100 \text{ mm}$

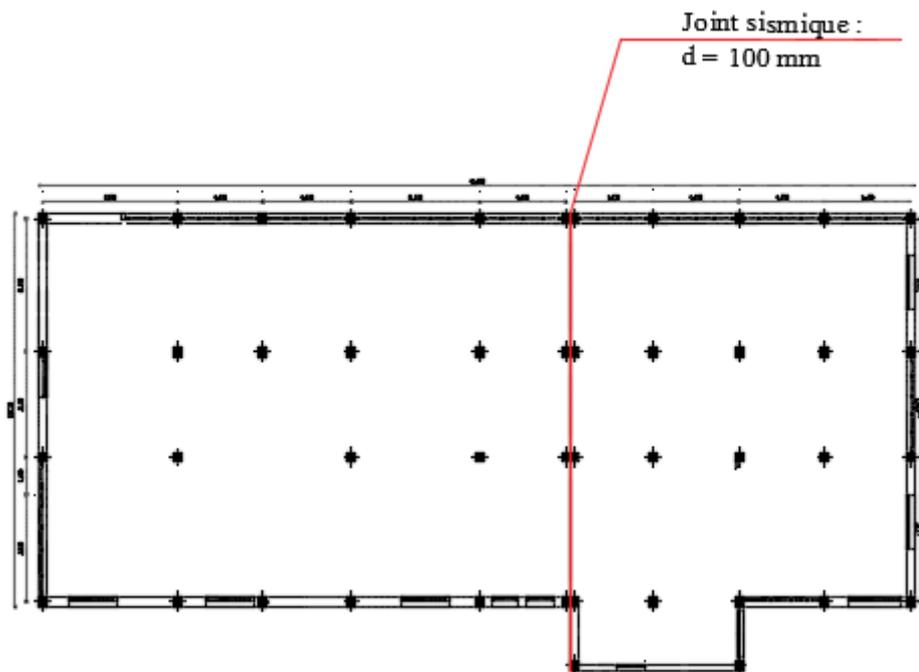


Figure IV.5: Joint sismique

IV.14. Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le R.P.A99/Version 2003, ce qui nous a permis de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre V :
Ferraillage des
éléments
structuraux

V.1. Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A 93 et le R.P.A 99/Version 2003.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux
- Poutres
- Voiles

L'étude des sous charges verticales et horizontales nous a permis de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres et voiles) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations nous avons utilisé le programme d'analyse des structures **ETABS 9.7.4** ce qui nous a permis d'étudier les portiques selon les différentes combinaisons de calcul.

V.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Nous constatons généralement deux types de comportement pour les poteaux :

- La compression simple ;
- La flexion composée.

Une section soumise à la compression simple qui a uniquement un effort normal de compression (N) centré.

Une section est soumise à la flexion composée lorsqu'elle reprend :

- Soit un effort normal (N) et un moment fléchissant (M) appliqués au centre de gravité du béton seul.
- Soit un effort normal (N) excentré de $e_0 = \frac{M}{N}$ par rapport au centre de gravité du béton seul.

Le point d'application de (N) est appelé le centre de Pression.

V.2.1. Méthode de calcul

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

Nous considérons les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} \rightarrow M_{\text{coresp}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{coresp}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} \rightarrow N_{\text{coresp}} \rightarrow A_3 \end{array} \right.$$

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les combinaisons suivantes :

- Situation durable : Selon BAEL 91

1^{er} Genre : 1,35G+1,5Q

- Situation accidentelle : Selon le RPA 99/ Version 2003 Article 5.2

2^{ème} Genre : 0,8G±E

3^{ème} Genre : G+Q+E

Dans le calcul relatif aux E.L.U.R, nous avons introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b) :

- Pour situation accidentelle : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,00 \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{array} \right.$
- Pour les autres cas : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,50 \rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{array} \right.$

V.2.2. Ferrailage exigé par R.P.A99/Version 2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone I)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.
- On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau
- La zone nodale est définie par l'et h' avec : l'= 2h

Nous avons :

- Hauteur d'étage : $h_e = 442$ cm
- Hauteur de la poutre : $h = 50$ cm
- La section du poteau considéré : $b_1 = 50$ cm, $h_1 = 40$ cm

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{442}{6}; 50; 40; 60 \text{ cm}\right) = 73,67 \text{ cm}$$

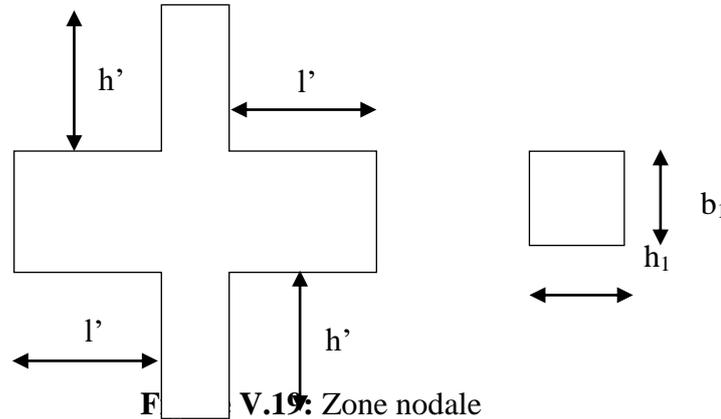


Tableau V.28: Sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99

Famille des poteaux	$A_{\min} = 0,7 \% \times B$	$A_{\max 1} = 4 \% \times B$	$A_{\max 2} = 6 \% \times B$
(50×40) cm ²	14,0 cm ²	80,00 cm ²	120,00 cm ²

V.2.3. Calcul des armatures longitudinale

Données

- Largeur du poteau $b = 50$ cm ;
- Hauteur de la section $h = 40$ cm ;
- Enrobage $c = 3$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h = 36,00$ cm ;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa ;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

V.2.3.1. Ferrailage des poteaux rectangulaire(50×40)cm² pour le bloc A

– **Combinaison du 1^{er} genre : 1,35G + 1,5Q**

$$N_{\max} = 2332,30 \text{ KN} ; M_{\text{corresp}} = 26,26 \text{ KN.m}$$

$$\text{Détermination le centre de pression : } e = \frac{M}{N} = \frac{26,26}{2332,30} = 0,0112 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 2332,30 \left(0,36 - \frac{0,4}{2} + 0,0112 \right) = 399,28 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times B \rightarrow N_u \leq 0,81 \times 14,17 \times 0,5 \times 0,4 \times 10^3 = 2295,54 \text{ KN}$$

$$M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) = 2332,30 \times 0,36 \left(1 - 0,514 \frac{2332,30}{0,5 \times 0,36 \times 14,17 \times 10^3} \right) = 373,13 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 2332,30 \text{ KN} < 2295,54 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition Non vérifiée}$$

$$M_u = 26,26 \text{ KN.m} < 373,13 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La 1^{er} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire. Nous devons d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d - c)N_u - M_u \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{h} \right) b \times h^2 \times f_{cb}$$

$$(d - c)N_u - M_u = (0,36 - 0,025) \times 2332,30 - 26,26 = 755,06$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{h} \right) b \times h^2 \times f_{cb} = \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,025}{0,40} \right) 0,50 \times (0,40)^2 \times 18,48 \times 10^3 = 423,37$$

$$755,06 \geq 423,37$$

Donc la section entièrement comprimée.

– **Combinaison de 2^{ème} genre : 0,8G ± E**

$$N_{\min} = 104,00 \text{ KN} ; M_{\text{corresp}} = 27,9 \text{ KN.m}$$

$$\text{Détermination le centre de pression : } e = \frac{M}{N} = \frac{27,9}{10,40} = 0,26 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 104,00 \left(0,45 - \frac{0,5}{2} + 0,26 \right) = 3542,060 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times B \rightarrow N_u \leq 0,81 \times 18,48 \times 0,5 \times 0,4 \times 10^3 = 2993,76 \text{ KN}$$

$$M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) = 104,00 \times 0,36 \left(1 - 0,514 \frac{104,00}{0,5 \times 0,36 \times 18,48 \times 10^3} \right) = 0,56 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 104,00 \text{ KN} < 2993,76 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$M_u = 0,56 \text{ KN.m} < 27,9 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=0$).

Combinaison de 3^{ème} genre : G+Q+E

$$M_{\max} = 116,22 \text{ KN.m} ; N_{\min} = 150,00 \text{ KN}$$

$$\text{Détermination le centre de pression : } e = \frac{M}{N} = \frac{116,22}{150,00} = 0,77 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 150,00 \left(0,36 - \frac{4,42}{2} + 0,77 \right) = 5184,72 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times B \rightarrow N_u \leq 0,81 \times 18,48 \times 0,5 \times 0,4 \times 10^3 = 2993,76 \text{ KN}$$

$$M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) = 150,00 \times 0,36 \left(1 - 0,514 \frac{150,00}{0,5 \times 0,45 \times 18,48 \times 10^3} \right) = 1,18 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 150,00 \text{ KN} < 2993,76 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$M_u = 116,22 \text{ KN.m} > 1,18 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire. Nous devons d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d - c)N_u - M_u \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{h} \right) b \times h^2 \times f_{cb}$$

$$(d - c)N_u - M_u = (0,36 - 0,025) \times 150,00 - 116,22 = -65,97$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{h} \right) b \times h^2 \times f_{cb} = \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,025}{0,40} \right) 0,50 \times (0,40)^2 \times 18,48 \times 10^3 = 423,37$$

$$-65,97 < 423,37$$

Donc la section partiellement comprimée.

V.2.3.1.1. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

Tableau V.29: Calcul de ferrailage pour poteau rectangulaire pour 1er genre

Moment ultime M_u	M_u	26,26KN.m	$\mu=0,0028$ $< \mu l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/b \times d^2 \times f_{bc}$	0,0028	
Etat limite de compression du béton	$\mu l=0,392$	$\mu < \mu l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,0035	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,99	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	0,21 cm ²	

Les armatures ne sont pas nécessaires : ($A_1=0,21 \text{ cm}^2$).

Tableau V.3: Calcul de ferrailage pour poteau rectangulaire pour 3eme genre

Moment ultime M_u	M_u	116,22KN.m	$\mu=0,012$ $< \mu l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/b \times d^2 \times f_{bc}$	0,012	
Etat limite de compression du béton	$\mu l=0,392$	$\mu < \mu l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,01	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,99	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	0,93 cm ²	

Les armatures ne sont pas nécessaires : ($A_3=0,93 \text{ cm}^2$).

– **Section adoptée**

La section d'armature que nous devons tenir en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par R.P.A 99/Version2003

Donc : $A_{\text{adopté}} = \max(A_1; A_2; A_3; A_{\text{min RPA}}) = \max(0,21; 0; 0,93; 14) = 14 \text{ cm}^2$

Pour une section de béton (50×40) cm²

$$A_{\text{adopté}} = A_{\text{min RPA}} = 14 \text{ cm}^2$$

Nous avons adopté : $4T16 + 4T14 = 14,20 \text{ cm}^2$

V.2.3.2. Ferrailage des poteaux rectangulaires pour le bloc B

Tableau V.4: Ferrailage des poteaux rectangulaires pour le bloc B

étages	Section cm ²	Sollicitations	A _s calculée cm ²	A _s RPA cm ²	Choix des barres	A _s cm ²
Tous les étages	(50×40)	N _{max} = 2859,40 KN	2,46	14,00	4T16 + 4T14	14,20
		M _{corresp} = -31,54KN.m				
		N _{min} = 30,4 KN	0,47			
		M _{corresp} = 0,46KN.m				
		M _{max} = 145,38KN.m	12,14			
		N _{min} = 224,00 KN				

V.2.3.3. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$V_{\max} = 103,80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{103,80}{0,5 \times 0,40} = 519,00 \text{ KN/m}^2 = 0,519 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,4065 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

V.2.3.4. Armature transversale

Selon R.P.A99/Version 2003 Article 7.4.2.2 les armatures transversales des poteaux sont calculées à

$$\text{l'aide de la formule suivante : } \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

- Effort tranchant de calcul : V_u
- Hauteur totale de la section brute : h_1
- Est un coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant : ρ
- Espacement des armatures transversales : S_t

V.2.3.5. Condition d'espacement :

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min(10\Phi_L ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

Nous avons pris : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7(4,42 - 0,50) = 3,92 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{3,92}{0,50} = 7,84 \text{ cm}$$

– **En zone courante**

$$S_t' \leq 15\Phi_L = 18 \text{ cm}$$

Nous avons pris : $S_t = 15 \text{ cm}$

Calcul de l'élanement géométrique : $\lambda_g = \frac{L_f}{b}$

– Longueur de flambement du poteau : L_f

– Dimension de la section droite du poteau : b

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7(4,42 - 0,50) = 2,74 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,74}{0,50} = 5,48 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = 5,48 \text{ cm} > 5 \text{ cm}$$

Donc : $\rho = 2,50$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_c} = \frac{2,50 \times 103,80 \times 10^3}{50 \times 400 \times 10^2} \times 15 = 1,94 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t \times b}$ en % est donnée comme suit :

$3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\text{L'interpolation : } \begin{cases} 5 \rightarrow 0,3\% \\ 4,54 \rightarrow x\% \\ 3 \rightarrow 0,8\% \end{cases}$$

$\frac{A_t}{S_t \times b} = 0,30\%$: La section minimale égale à 0,30%

$$A_{t \text{ min}} = 0,30\% \times S_t \times b = 0,0025 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 5T8 = 2,51 cm²

V.2.3.6. Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa})$$

– **En zone courante**

$$\frac{2,51 \times 10^2 \times 400}{500 \times 150} = 1,33 \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,406; 0,4 \text{ MPa}) = 0,406 \text{ MPa}$$

– **En zone nodale**

$$\frac{2,51 \times 10^2 \times 400}{500 \times 100} = 2,008 \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,406; 0,4 \text{ MPa}) = 0,406 \text{ MPa}$$

V.2.3.7. Schéma de ferrailage

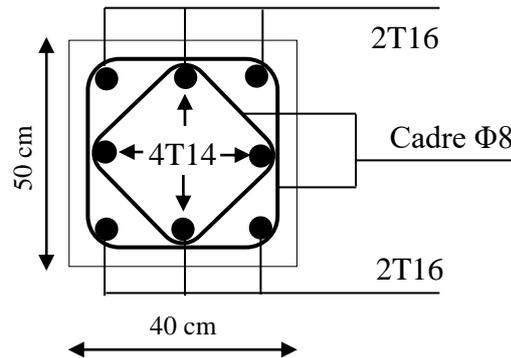


Figure V.20: Schéma de ferrailage pour le poteau rectangulaire

V.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de la R.P.A 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

V.3.1. Méthode de calcul

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc nous avons fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre

– Sollicitation du 1^{er} genre (Moment correspondant M_{sp1}) : $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q$

– Sollicitation du 2^{eme} genre (Moment correspondant M_{sp2}) :
$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p1} = G + Q \pm E \end{cases}$$

Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} ;

Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au (ELU) on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

– Pour situation accidentelle :
$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$$

– Pour les autres cas :
$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

V.3.2. Recommandation du R.P.A 99/Version 2003 pour le ferrailage des poutres

V.3.2.1. Armatures longitudinales (Article 7.5.2.1)

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre et de 0,5%.de section d'armature.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimal de recouvrement est de 40Φ (zone I).
- Pour une poutre de rive, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

V.3.2.2. Armatures transversales (Article 7.5.2.2)

La quantité des armatures transversales doit vérifier : $A_t = 0,003 \times S \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire minimum ($h/4 ; 1,2\Phi$).
- En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$

V.3.3. Ferrailage des poutres principales (30×50) cm² (Terrasse)

V.3.3.1. Armatures longitudinales

Nous calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adoptée, nous avons :

$$A_{\min} = 0,5\% b \times h = 0,5 \times 30 \times 50 / 100 = 7,50 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% b \times h = 4 \times 30 \times 50 / 100 = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \times h = 6 \times 30 \times 50 / 100 = 90 \text{ cm}^2$$

Données

- Largeur de la poutre $b = 30$ cm ;
- Hauteur de la section $h = 50$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h = 45$ cm ;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa ;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

V.3.3.1.1. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

- **En travée**

$$(Sp1) M_{t_{sp1}} = 154,39 \text{ KN.m}$$

(Sp2) $M_{t_{sp2}} = 113,14 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = \frac{113,14}{154,39} = 0,73 < 1,15 \text{ Donc le calcul se fait sous (Sp1) } = 154,39 \text{ KN.m}$$

Tableau V.5: Calcul de ferrailage de la poutre principale en travée

Moment ultime M_u	M_u	154,39 KN.m	$\mu = 0,017 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,017	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,02	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,99	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	0,99 cm ²	

Nous avons adopté : $A_s = 0,99 \text{ cm}^2$

– **Sur appuis**

(Sp1) $M_{a_{sp1}} = 193,89 \text{ KN.m}$

(Sp2) $M_{a_{sp2}} = 142,08 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_{a_{sp2}}}{M_{a_{sp1}}} = \frac{142,08}{193,89} = 0,73 < 1,15 \text{ Donc le calcul se fait sous (Sp1) } = 193,89 \text{ KN.m}$$

Tableau V.6: Calcul de ferrailage de la poutre principale sur appuis

Moment ultime M_u	M_u	193,89 KN.m	$\mu = 0,02 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,02	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,028	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,98	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	1,25 cm ²	

Nous avons adopté : $A_s = 1,25 \text{ cm}^2$

V.3.4. Ferrailage des poutres Secondaires (30×45) cm² (Terrasse)

V.3.4.1. Armatures longitudinales

Nous calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adoptée, nous avons :

$$A_{\min} = 0,5\% b \times h = 0,5 \times 30 \times 45 / 100 = 6,75 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% b \times h = 4 \times 30 \times 45 / 100 = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \times h = 6 \times 30 \times 45 / 100 = 81 \text{ cm}^2$$

Données

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section $h_t = 45 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h = 40,50 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_c = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

V.3.4.1.1. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

- **En travée**

(Sp1) $M_{t_{sp1}} = 47,27 \text{ KN.m}$

(Sp2) $M_{t_{sp2}} = 34,10 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_{t_{sp2}}}{M_{t_{sp1}}} = \frac{34,10}{47,27} = 0,72 < 1,15 \text{ Donc le calcul se fait sous } (S_{p1}) = 47,27 \text{ KN.m}$$

Tableau V.7: Calcul de la poutre secondaire en travée

Moment ultime M_u	M_u	47,27 KN.m	$\mu = 0,005 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,005	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,006	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,99	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	0,33 cm ²	

Nous avons adopté : $A_s = 0,33 \text{ cm}^2$

- **Sur appuis**

(Sp1) $M_{a_{sp1}} = 77,30 \text{ KN.m}$

(Sp2) $M_{a_{sp2}} = 55,92 \text{ KN.m}$

$$\frac{M_{a_{sp2}}}{M_{a_{sp1}}} = \frac{55,92}{77,30} = 0,72 < 1,15 \text{ Donc le calcul se fait sous } (S_{p1}) = 77,30 \text{ KN.m}$$

Tableau V.8: Calcul de la poutre secondaire sur appuis

Moment ultime M_u	M_u	77,30KN.m	$\mu=0,008 < \mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/(b \times d^2 \times f_{bc})$	0,008	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha=1,25(1-\sqrt{1-2\mu})$	0,01	
Coefficient β	$\beta=1-0,4 \alpha$	0,99	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	0,55 cm ²	

Nous avons adopté : $A_s = 0,55 \text{ cm}^2$

V.3.5. Vérifications nécessaires pour les poutres principale (30×50) cm²

– Condition de non fragilité

Selon le B.A.E.L 91 Article A-4.2.1

$$A_{\min} = \frac{0,23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 45 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{Adopté}} < A_{\min} \rightarrow$ condition Non vérifiée.

V.3.6. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{144,90 \times 10^3}{300 \times 450} = 1,07 \text{ MPa}$$

Selon le B.A.E.L 91 Article A.5.1.211

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

$\tau_u = 1,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

V.3.7. Calcul des armatures transversales

V.3.7.1. Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t = \min (h/35; b/10; \Phi_L) = \min (500/35; 300/10; 16) = \min (14,28; 30; 16)$$

$$\Phi_t = 14 \text{ mm}$$

V.3.7.2. Calcul de L'espace

Selon le RPA 99 version 2003

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (45,00; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 30,00 \text{ cm}$$

– Zone nodale :

$$S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_L; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (11,25; 19,2; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 10,00 \text{ cm}$$

– Zone courante :

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 50/2 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

V.3.7.3. Section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min(2,1 \text{ MPa}; 3,3 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{cal}} \geq \frac{(1,07 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \times 25}{0,9 \times 1 \times \frac{235}{1,15}} = 0,060 \text{ cm} \quad (1)$$

V.3.7.3.1. Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left(\frac{1,07}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,53 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq \frac{0,55 \times b}{f_e} = \frac{0,55 \times 30}{235} = 0,068 \text{ cm} \quad (2)$$

De (1) et (2) : On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où : A_t \geq 1,05 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \Phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

V.3.7.3.2. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis

$$T_{\text{max}} = 50,90 \text{ KN} \quad M_{\text{app}} = 77,30 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{\text{app}}}{Z} = \frac{77,30}{0,927 \times 45} = \frac{77,30 \times 10^2}{41,71} = 185,30$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

V.3.7.3.3. Entraînement des armatures

a. Vérification des contraintes d'adhérence

$$\tau_{u \text{ ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{u \text{ ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

- Coefficient de scellement : $\psi_s = 1,5$ pour H.A
- Effort tranchant max : $T_{\text{max}} = 50,90 \text{ KN}$
- Nombre des armatures longitudinales tendues : $n = 12$
- Périmètre d'armature tendue : $\mu = \pi \times \Phi = 3,14 \times 1,6 = 5,024 \text{ cm}$

$$\tau_{u \text{ ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{50,9 \times 10^3}{0,9 \times 45 \times 5,024 \times 12 \times 10^2} = 0,02 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{u\text{ ser}} = 0,02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{u\text{ ser}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{c28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

– Diamètre d'une barre est $\Phi = 1,6 \text{ cm}$

– La longueur de scellement droit :
$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$$

– Cette longueur dépassée la largeur de la poutre 30 cm donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \times \Phi_L = 5,5 \times 1,6 = 8,8 \text{ cm}$

c. Calcul des crochets

Crochets courants angle de 90°

Profondeur utile $d = 45,00 \text{ cm}$.

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi_L}{2} + r \right);$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19 \times r - L_2}{1,87}$$

$$\Phi_L = 1,2 \text{ cm} ; L_2 = 24,8 \text{ cm} ; L_1 = 1,64 \text{ cm}$$

$$\Phi_L = 1,4 \text{ cm} ; L_2 = 23,6 \text{ cm} ; L_1 = 4,77 \text{ cm}$$

$$\Phi_L = 1,6 \text{ cm} ; L_2 = 22,4 \text{ cm} ; L_1 = 7,89 \text{ cm}$$

d. Longueur de recouvrement

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I.

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

V.3.8. Vérification à l'E.L.S

$$M_{ELS} = 113,14 \text{ KN.m}$$

Tableau V.9: Vérification à l'état limite de service en travée

Moment service	M_{ELS}	113,40KN.m
Position de l'axe neutre	$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{10,65}{30} = 5,35 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 5,35 \times 54 = 479,25 \text{ cm}^2$ $y = -3,98 + \sqrt{3,98^2 + 479,25}$	18,27 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{30 \times 18,27^3}{3} + 15 \times 10,65(45 - 18,27)^2$	117473,045 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{113,40 \times 10^3}{117473,045}$	0,09MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y = 0,09 \times 18,27$	1,76MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,09(45 - 18,27)$	38,70MPa
Vérification de contrainte dans le béton Article 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$	1,76MPa < 15 MPa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$	38,70MPa < 400 MPa

Tableau V.30: Vérification à l'état limite de service sur appuis

Moment service	M_{ELS}	142,08KN.m
Position de l'axe neutre	$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$ $D = 15 \frac{A}{b} = 15 \times \frac{10,65}{30} = 5,32 \text{ cm}$ $E = 2 \times D \times d = 2 \times 5,32 \times 45 = 479,25 \text{ cm}^2$ $y = -5,32 + \sqrt{5,32^2 + 479,25}$	17,20 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$ $I = \frac{30 \times 17,20^3}{3} + 15 \times 10,65(45 - 17,20)^2$	126376,009 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ELS}}{I} = \frac{142,08 \times 10^3}{126376,009}$	0,09MPa/cm
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y = 0,09 \times 17,20$	1,68MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$ $\sigma_s = 15 \times 0,09(45 - 17,20)$	40,93MPa
Vérification de contrainte dans le béton Article 4.5.2 BAEL91	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$	1,68MPa < 15 MPa Condition vérifiée
Vérification contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$	40,93MPa < 400 MPa

V.3.9. Vérification de la flèche

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow 0,067 > 0,0625 \rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow 0,21 > 0,033 \rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_c} \rightarrow 0,007 < 0,0105 \rightarrow$ Condition vérifiée

V.3.10. Ferrailage des différents niveaux des poutres pour les deux blocs.

Tableau V.31: Ferrailage des différents niveaux poutres principale pour le bloc A.

	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		Msp1	Msp2				
Terrasse	Appuis	193,89	242,09	242,09	7,50	17,31	3T16+6T16=18,10
	Travée	154,39	170,42	154,39		10,28	3T16+5T16=16,08
Autre étages	Appuis	242,09	173,18	242,09	7,50	17,31	3T16+6T16=18,10
	Travée	170,42	121,91	170,42		11,48	3T16+5T16=16,08

Tableau V.32: Ferrailage des poutres secondaires aux différents niveaux pour le bloc A.

	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		Msp1	Msp2				
Terrasse	Appuis	77,3	55,92	77,3	6,75	5,53	3T14+2T14=7,70
	Travée	47,27	34,1	47,27		3,31	3T14+2T14=7,70
Autre étages	Appuis	80,61	58,24	80,61	6,75	1,18	3T14+2T14=7,70
	Travée	55,53	40,02	55,53		3,91	3T14+2T14=7,70

Tableau V.33: Ferrailage des différents niveaux (poutres principale) bloc B.

	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		Msp1	Msp2				
Terrasse	Appuis	250,32	183,24	250,32	7,50	18,03	3T16+6T16=18,10
	Travée	194,53	142,53	194,53		13,39	3T16+5T16=16,08
Autre étages	Appuis	302,51	216,26	302,51	7,50	23,00	3T16+6T16=18,10
	Travée	216,85	155,03	216,85		15,16	3T16+5T16=16,08

Tableau V.34: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaire) bloc B.

	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		Msp1	Msp2				
Terrasse	Appuis	57,84	41,83	57,84	6,75	4,08	3T14+2T14=7,70
	Travée	26,49	1,892	26,49		1,82	3T14+2T14=7,70
Autre étages	Appuis	61,95	44,77	61,95	6,75	4,38	3T14+2T14=7,70
	Travée	40,1	7,116	40,1		2,79	3T14+2T14=7,70

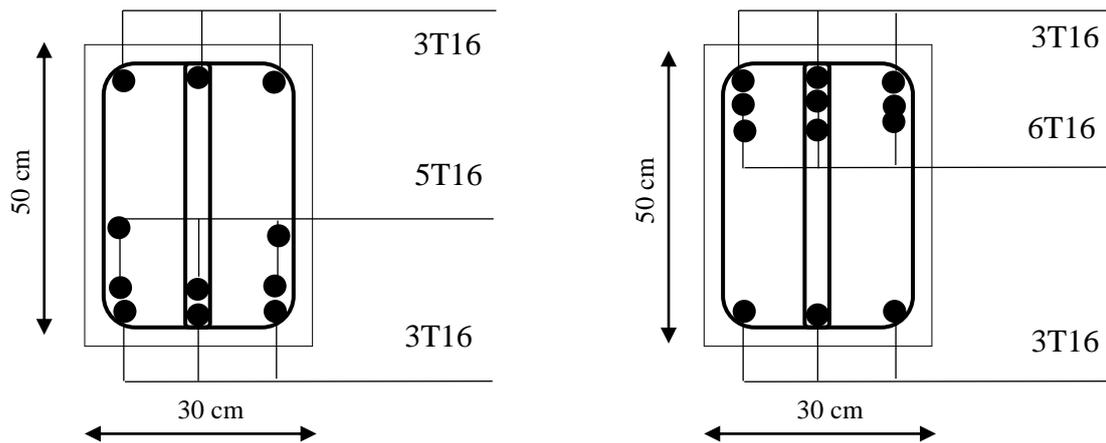


Figure V.21: Schéma de ferrailage d'une poutre principale

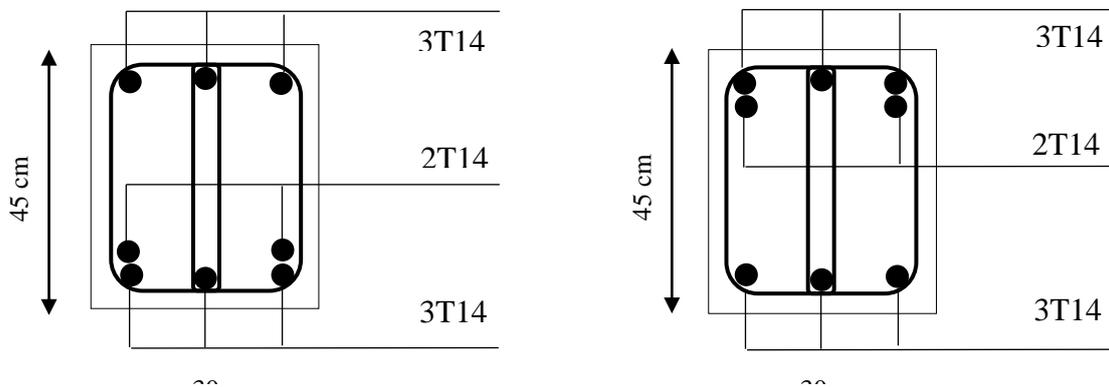


Figure V.22: Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire (Terrasse)

V.4. Ferrailage des voiles

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé ou non armé ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur,

Ainsi tout poteau allongé de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

Nous devons disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

V.4.1. Voiles assurant

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) ;
- D'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

V.4.2. Système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents (action climatique) ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes, de l'interaction portique-voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

V.4.2.1. Conception

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION).

Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).

L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

V.4.2.2. Principe de calcul des voiles

Dans les calculs, nous devons considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable

V.4.2.3. Combinaisons de calcul

- Vérification du béton : $G + Q \pm E$
- Calcul des aciers de flexion : $0,8G \pm E$

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99/version 2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

1. Armatures verticales ;
2. Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
3. Armatures transversales.

V.4.3. Recommandations du R.P.A99/version 2003

V.4.3.1. Armatures verticales

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99/version 2003 exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

V.4.3.2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

V.4.3.3. Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

V.4.4. Calcul des voiles par la méthode des contraintes

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

- Effort normal appliqué : N
- Moment fléchissant appliqué : M
- Section du voile : A
- Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée : V
- Moment d'inertie : I

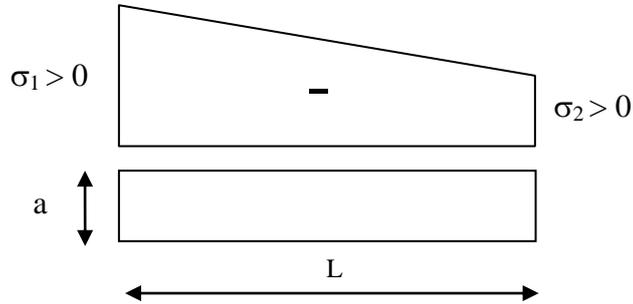
Nous distinguons trois cas :

1er cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99/version 2003 :

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$



2^{ème} cas :

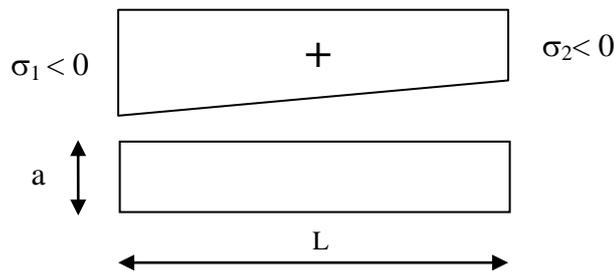
Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

Nous calculons la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v , avec la section minimale exigée par le R.P.A 99/version 2003.

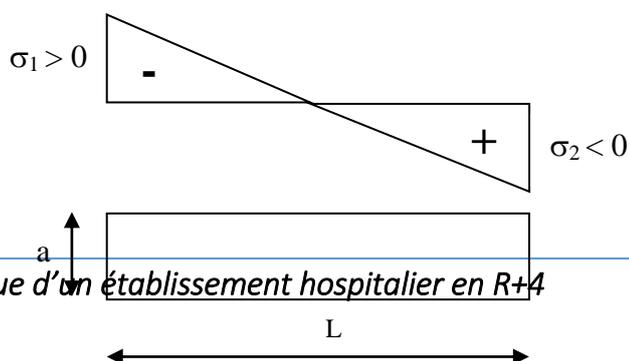
Si : $A_v < A_{\min} = 0,20 \% a \times L$, on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .



3^{ème} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc nous calculons le volume des contraintes pour la zone tendue.



V.4.5. Calcul de voile 1 pour le bloc A

V.4.5.1. Vérification du béton : G + Q ± E

Données

- A = 0,80 m² ;
- I = 0,8057 m⁴ ;
- V = 1,3672 m ;
- N = 1263,69 ;
- M = 3839KN.m ;
- T = 637,34 KN.

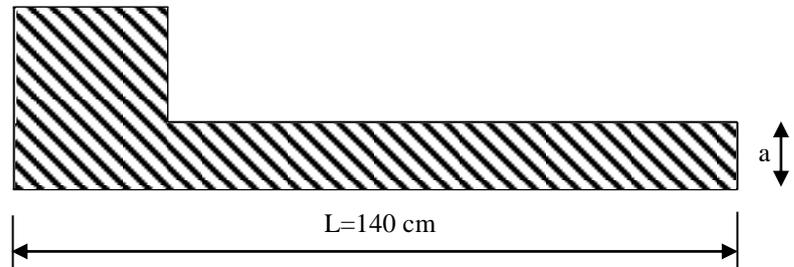


Figure V.23: Section de voile à calculé

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{1263,69 \times 10^{-3}}{0,80} + \frac{3839,821 \times 1,3672 \times 10^{-3}}{0,8057}$$

8,10 MPa < $\bar{\sigma}_b = 18,48$ MPa → Condition vérifiée

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{1263,69 \times 10^{-3}}{0,80} - \frac{3839,821 \times 1,3672 \times 10^{-3}}{0,8057}$$

-4,94 MPa < $\bar{\sigma}_b = 18,48$ MPa → Condition vérifiée

Nous avons : (σ_1 et σ_2) de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc nous calculons le volume des contraintes pour la zone tendue.

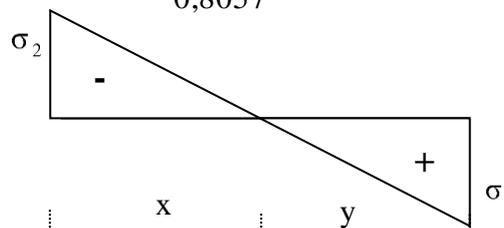
V.4.5.2. Calcul des aciers de flexion : 0,8G ± E

Données

- N = 941,07 ;
- M = 3818,186KN.m ;
- T = 628,08 KN.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{941,07 \times 10^{-3}}{0,80} + \frac{3818,186 \times 1,3672 \times 10^{-3}}{0,8057} = 7,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{941,07 \times 10^{-3}}{0,80} - \frac{3818,186 \times 1,3672 \times 10^{-3}}{0,8057} = -5,30 \text{ MPa}$$



V.4.5.3. Calcul de la longueur tendue

$$x = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L = \frac{5,30}{7,66 + 5,30} \times 1,40 = 1,33 \text{ m}$$

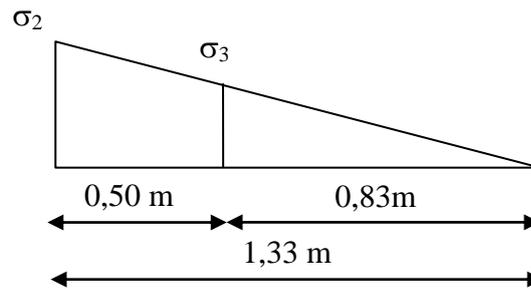
V.4.5.4. Calcul de la longueur comprimée

$$y = L - x = 3,25 - 1,33 = 1,92 \text{ m}$$

- La longueur de la zone tendue : $x = 1,33 \text{ m}$
- La longueur de la zone comprimée : $y = 1,92 \text{ m}$

V.4.5.5. Calcul de la contrainte : σ_3

$$\frac{\sigma_1}{x} = \frac{\sigma_3}{x - b} \rightarrow \sigma_3 = \frac{\sigma_1 \times (x - b)}{x} = \frac{7,66 \times (1,33 - 0,50)}{1,33} = 4,78 \text{ MPa}$$

**V.4.5.6. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R****V.4.5.6.1. Détermination des armatures verticales**

$$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = \left(\frac{5,30 + 4,78}{2} \right) \times 0,50 \times 0,40 \times 10^3 = 1260 \text{ KN}$$

$$A_{v_1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1260 \times 10}{400} \times \frac{100}{133} = 23,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre des armatures doit être inférieur à $\left(\frac{1}{10} e \right)$

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x - b) \times e}{2} = \frac{4,78 (1,33 - 0,5) \times 0,2 \times 10^3}{2} = 396,740 \text{ KN}$$

$$A_{v_2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{396,740 \times 10}{400} \times \frac{100}{133} = 7,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Selon le R.P.A 99/version 2003, le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{f_e} \times \frac{x}{L} \times \frac{100}{x} = 1,1 \frac{1,4 \times 628,08 \times 10}{400} \times \frac{1,33}{1,40} \times \frac{100}{133} = 7,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc la section d'armature qu'on doit tenu en compte

$$A_T = A_{v_1} + A_{v_2} + A_{vj} = 23,68 + 7,46 + 7,44 = 38,58 \text{ cm}^2$$

V.4.5.6.2. Pourcentage minimal d'armature

D'après le R.P.A 99/version 2003, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%.

$$A_{\min} = 0,20\% \times a \times L_{\text{TENDU}} = 0,002 \times 20 \times 133 = 5,32 \text{ cm}^2$$

– la longueur tendue : L_T

Nous calculons le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = \frac{5,32 \times 100}{133} = 4,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

V.4.5.6.3. Vérification des armatures vis à vis du R.P.A99/Version 2003

$$A_T = 38,58 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,00 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Nous calculons le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

– **Diamètre**

$$D \leq \frac{1 \times a}{10} \rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} \rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

Nous avons adopté : $D = 12 \text{ mm}$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L 91/Version 2003, on a :

$$S_t \leq \min(2 \times a, 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(2 \times 20, 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(40 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$$

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

Selon le R.P.A 99/Version 2003 on a :

$$S_t \leq \min(1,5 \times a, 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(1,5 \times 20, 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(30 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$$

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

$$\text{Donc : } S_t \leq \min(S_{t\text{BAEL}} ; S_{t\text{RPA99}}) \rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Nous avons adopté un espacement de 20 cm (zone courante)

Le choix de la section des armatures verticales est (5T16) = 10,05 cm²/ml.

– **En zone nodale**

Selon R.P.A 99/ version 2003

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Nous avons adopté un espacement de 10 cm (zone d'about)

– **Choix d'aciers verticaux**

Nous avons pris :

$$A_{\text{Poteau}} = (8T12) = 20,61 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 2(5T16) = 20,10 \text{ cm}^2$$

Nous avons adopté deux nappes en 2(5T16 /ml) soit : $A_s = 20,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$

V.4.5.6.4. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

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% R.P.A 99 version 2003.

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}, \text{ D'où : } \bar{V} = 1,4V_{u \text{ calcul}}$$

- L'effort tranchant à la base du voile : V_u
- Épaisseur de voile : b_0
- Hauteur utile, $d = 0,9h$: d
- Hauteur totale de la section brute, $h = 314 \text{ cm}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 628,08 \times 10}{20 \times 314 \times 0,9} = 1,55 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,55 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

V.4.5.6.5. Détermination des armatures horizontales

D'après R.P.A 99/version 2003, la contrainte tangentielle donnée par la formule suivante :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{a \times d}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 3,14 = 2,83 \text{ m}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{a \times d} = \frac{1,4 \times 628,08}{20 \times 283} \times 10 = 1,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 4 \text{ MPa}$$

D' autre part le R.P.A 99/version 2003, prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- 0,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0,025 \times f_{c28}$
- 0,25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0,025 \times f_{c28}$

$$\tau_b = 1,55 \text{ MPa} > 0,025 \times f_{c28} = 0,5 \text{ MPa} \rightarrow A_h = 0,0025 \times b \times s = 0,0025 \times 20 \times 100 = 5,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 5T12/ml de hauteur ($A_s=5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 20cm

$$A_h \geq 0,0025 \times b \times s = 0,0025 \times 20 \times 100 = 5,00 \text{ cm}^2$$

Nous avons pris : 2 (4T10)/1ml=6,28cm²

V.4.5.6.6. Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.R.B.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le B.A.E.L 91/version 2003, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; nous avons pris donc 4Φ6 par m².

V.4.5.7. Disposition des armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

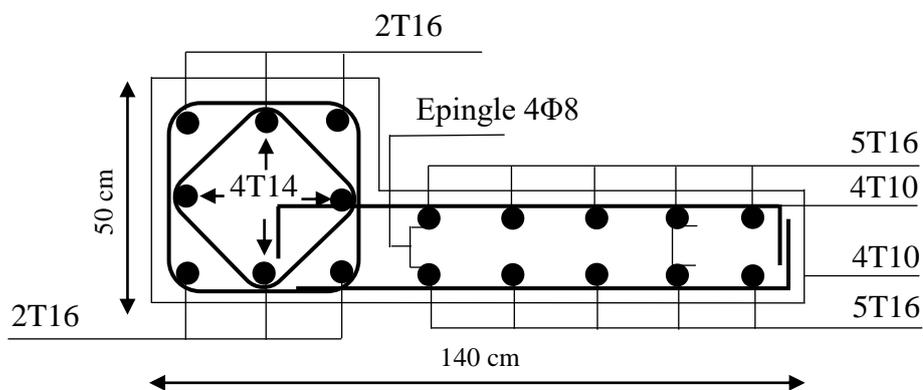


Figure V.24:Schéma de ferrailage du voile

V.4.5.8. Calcul de ferrailage des voiles pour les blocs (A) et (B)

Tableau V.35: Ferrailages des voiles pour le bloc A

Voiles	combinaison	(KN.m) ; (KN)		σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	x (m)	A_t (cm ²)	A_v VERTICAL (cm ²)	A_t HORIZONTAL (cm ²)	A_v min (cm ²)
		M	N							
V1	G+Q+E	M	3818,19	8,10	-4,94	/	/	/	/	/
		N	0941,07							
	0,8G+E	M	3839,82	7,66	-5,30	1,44	40,22	19,61	13,20	5,76
		N	1263,69							
V2	G+Q+E	M	3003,49	6,76	-3,88	/	/	/	/	/
		N	1300,01							
	0,8G+E	M	3001,75	6,36	-4,25	1,22	38,12	17,51	12,40	4,88
		N	0952,64							
V3	G+Q+E	M	1204,62	11,22	-7,96	/	/	/	/	/
		N	0814,16							
	0,8G+E	M	1211,63	12,06	-7,22	1,65	31,45	10,84	12,66	6,60
		N	1207,93							
V4	G+Q+E	M	2191,26	10,16	-4,08	/	/	/	/	/
		N	1824,28							
	0,8G+E	M	2227,26	10,81	-3,65	1,66	41,22	20,61	13,55	6,64
		N	2150,70							
V5	G+Q+E	M	1112,02	10,02	-7,46	/	/	/	/	/
		N	0685,80							
	0,8G+E	M	1122,28	10,71	-6,95	1,87	44,45	23,84	14,09	7,48
		N	0937,96							
V6	G+Q+E	M	3818,19	8,10	-4,94	/	/	/	/	/
		N	0941,07							
	0,8G+E	M	3839,82	7,66	-5,30	1,34	36,23	15,62	13,81	5,36
		N	1263,69							
V7	G+Q+E	M	3003,49	6,76	-3,88	/	/	/	/	/
		N	1300,01							
	0,8G+E	M	3001,75	6,36	-4,25	1,77	41,05	20,44	12,44	7,08
		N	0952,64							
V8	G+Q+E	M	1204,62	11,22	-7,96	/	/	/	/	/
		N	0814,16							
	0,8G+E	M	1211,63	12,06	-7,22	1,67	36,23	15,62	13,50	6,68
		N	1207,93							
V9	G+Q+E	M	2191,26	10,16	-4,08	/	/	/	/	/
		N	1824,28							
	0,8G+E	M	2227,26	10,81	-3,65	1,33	35,88	15,27	12,00	5,32
		N	2150,70							
V10	G+Q+E	M	1112,02	10,02	-7,46	/	/	/	/	/
		N	0685,80							
	0,8G+E	M	1122,28	10,71	-6,95	1,43	40,33	19,72	13,76	5,72
		N	0937,96							

Tableau V.36: Ferrailages des voiles pour le bloc B

Voiles	combinaison		(KN.m) ; (KN)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	x (m)	At (cm ²)	Av VERTICAL (cm ²)	AthORIZE NTAL (cm ²)	Av min (cm ²)
V1	G+Q+E	M	3818,19	8,10	-4,94	/	/	/	/	/
		N	0941,07							
	0,8G+E	M	3839,82	7,44	-3,75	1,40	52,12	31,51	13,03	5,6
		N	1263,69							
V2	G+Q+E	M	3003,49	6,76	-3,88	/	/	/	/	/
		N	1300,01							
	0,8G+E	M	3001,75	5,56	-2,67	1,33	53,97	33,36	13,49	5,32
		N	0952,64							
V3	G+Q+E	M	1204,62	11,22	-7,96	/	/	/	/	/
		N	0814,16							
	0,8G+E	M	1211,63	5,54	-2,73	1,6	53,32	32,71	13,33	6,4
		N	1207,93							
V4	G+Q+E	M	2191,26	10,16	-4,08	/	/	/	/	/
		N	1824,28							
	0,8G+E	M	2227,26	5,85	-1,98	1	46,05	25,44	11,51	4
		N	2150,70							
V5	G+Q+E	M	1112,02	10,02	-7,46	/	/	/	/	/
		N	0685,80							
	0,8G+E	M	1122,28	5,70	-1,36	1,44	39,67	19,06	9,92	5,76
		N	0937,96							
V6	G+Q+E	M	1112,02	11,34	-2,36	/	/	/	/	/
		N	0685,80							
	0,8G+E	M	2191,26	6,93	-3,90	1,20	38,23	17,62	9,56	4,8
		N	1824,28							
V7	G+Q+E	M	1211,63	12,20	-4,36	/	/	/	/	/
		N	0685,80							
	0,8G+E	M	3001,75	3,65	-6,20	2	28,94	8,33	7,24	8
		N	0952,64							
V8	G+Q+E	M	3839,82	9,23	-3,36	/	/	/	/	/
		N	1263,69							
	0,8G+E	M	3839,82	7,07	-3,60	2,3	49,36	28,75	12,34	9,2
		N	1263,69							

V.5. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnées et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du R.P.A 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. Il est noté que le ferrailage minimum du R.P.A 99/Version 2003 est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. Nous déduisons que le R.P.A 99/Version 2003 favorise la sécurité avant l'économie.

CHAPITRE VI :
FERRAILLAGE DE
L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

Ce chapitre aborde l'étude de l'infrastructure qui est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol.

VI.2. Fondation

Nous appelons une fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain, elle transmet toutes les charges permanentes et variables au sol, dans les bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, et limiter les tassements et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure. Si les efforts sont reportés à la surface du sol, les fondations seront dites superficielles ; si les efforts sont reportés en profondeurs, il s'agira de fondations profondes.

Il existe plusieurs types des fondations :

a. Fondation superficielle

- Semelle isolée
- Semelle filante
- Radier générale

b. Fondation profondes (semelle sous pieux)

VI.2.1. Combinaisons des charges

Selon le R.P.A 99/ version 2003 Article 10.1.4.1, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes

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

D'après le D.T.R BC.2.33.1

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

À l'aide de ces combinaisons de charges et avec la contrainte admissible : $\sigma_{\text{sol}} = 1,5$ bars, nous pouvons déterminer le système de fondation à adopter.

VI.2.2. Fonctions assurées par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal, charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante, par exemple, action du vent ou du séisme qui peut être variable en grandeur et en direction ou dynamique
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents. Compte tenu de ces sollicitations la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site du sol de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.2.3. Choix de type de fondation

Pour le choix de type de fondation à prévoir, des critères ont été prises en considération :

- Le poids de la structure ;
- La capacité portante de sol ;
- L'économie dans la réalisation ;
- La facilité et la rapidité d'exécution ;
- Stabilité total de l'ouvrage ;
- Type d'ouvrage à construire.

VI.2.4. Détermination du type de fondation

Tenant compte de la capacité portante du sol (contrainte admissible), des charges induites de la structure, nous avons déterminé les surfaces des fondations des éléments de structure en tant que fondations superficielles pour les poteaux, et des semelles continues pour les voiles. Si la surface totale de l'ensemble des semelles est importante (environ supérieur à 50% de la surface d'emprise) nous pouvons estimer qu'économiquement, il est préférable d'adopter des semelles filantes ou si le système de fondation (isolées sous poteaux et continues sous voiles) n'est pas homogène et avec superficie plus grande pour les semelles.

Sous voiles, nous pouvons homogénéiser le système et d'adopter des semelles filantes pour l'ensemble. De ce fait nous adoptons un système homogène semelles filantes.

VI.2.5. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Pour cette vérification nous avons pris la semelle la plus sollicitée.

- L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par le logicielle ETABS : N
- Surface d'appui de la semelle : S

- Contrainte admissible du sol : σ_{sol}

VI.2.5.1. Vérification des semelles isolées pour le bloc A

Le poteau le plus sollicité a une section carrée (B×B), donc : $S = B^2$.

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{1680,9}{150}} = 3,34 \text{ m}$$

AN : B = 3,34 m

VI.2.5.2. Vérification des semelles isolées pour le bloc B

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{2059,10}{150}} = 3,70 \text{ m}$$

AN : B = 3,70 m

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de (4,35 m) pour le bloc (B) et de (4,35 m) pour le bloc (A), nous avons remarqué qu'il n'y a pas un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles convient à notre cas.

VI.2.6. Vérification des semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

Nous devons vérifier que :

La surface totale nécessaire pour la semelle est :

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N}{S} \quad \text{Avec : } S = B \times L$$

- Effort de chaque file de poteaux : $N = \sum N_i$
- Largeur de la semelle : B
- Longueur de la file considérée : L

VI.2.6.1. Vérification des semelles filantes pour le bloc A

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant pour le bloc A

Tableau VI.37: Sollicitations de bloc A sens x-x

Files	N (KN)	S (m ²)	L (m)	B (m)	B choisie (m)
A	2401,1	16,01	20,1	0,8	1,5
B	5031,7	33,54	20,1	1,67	1,8
C	6011,4	40,08	23,71	1,69	1,8
D	5888,9	39,26	23,71	1,66	1,8

E	2649,9	17,67	23,71	0,75	1,5
----------	--------	-------	-------	------	-----

Tableau VI.38: Sollicitations de bloc A sens y-y

Files	N (KN)	S (m ²)	L (m)	B (m)	B choisie (m)
1	3318,5	22,12	17,45	1,27	1,5
2	6359,6	42,40	17,45	2,43	2,6
3	6668	44,45	17,45	2,55	2,6
4	4072,7	27,15	17,45	1,56	2,6
5	1564,2	10,43	8,75	1,19	1,5

VI.2.6.2. Vérification des semelles filantes pour le bloc B

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant pour le bloc B

Tableau VI.39: Sollicitations de bloc B sens x-x

Files	N (KN)	S (m ²)	L (m)	B (m)	B choisie (m)
F	2338,5	15,59	20,1	0,78	1,5
G	5442,6	36,28	20,1	1,81	2
H	5755,1	38,37	20,1	1,91	2
I	5450,3	36,34	20,1	1,81	2
J	6407,9	42,72	20,1	2,13	2,2
K	3188,9	21,26	20,1	1,06	1,5

Tableau VI.40: Sollicitations de bloc B sens y-y

Files	N (KN)	S (m ²)	L (m)	B (m)	B choisie (m)
1	5075	33,83	26,9	1,26	1,5
2	8813,1	58,75	26,9	2,18	2,5
3	9298,5	61,99	26,9	2,30	2,5
4	5396,7	35,98	26,9	1,34	1,5

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

Pour le bloc A :

- Surface totale des semelles = 146,55 m² (S_s).
- Surface total du bâtiment = 379,18 m² (S_b).

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\% \rightarrow \frac{146,55}{379,18} = 38\% < 50\%$$

Pour le bloc B :

- Surface totale des semelles = 190,56 m² (S_s).
- Surface total du bâtiment = 540,70 m² (S_b).

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\% \rightarrow \frac{190,56}{540,70} = 35\% < 50\%$$

VI.2.7. Calcul de la semelle filante pour le bloc (A)

Détermination de la résultante des charges : SF1 N = $\sum N_i = 6011,4\text{KN}$

$$\sum N_i = 6011,4 \text{ KN}$$

$$\sum M_i = 76,46 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{76,46}{6011,4} = 0,012 \text{ m}$$

VI.2.7.1. Détermination de la distribution par (ml) de la semelle

$$e \leq \frac{1}{6} \rightarrow 0,012 \leq 0,16 \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$B \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol} \times L} \left(1 + \frac{3 \times e_0}{L} \right) = \frac{6011,40}{150 \times 17,45} \left(1 + \frac{3 \times 0,012}{17,45} \right) = 2,30 \text{ m}$$

On prend : B = 2,5 m

$$h_{\min} \geq \frac{B - b}{4} + 0,05 = \frac{2,5 - 0,4}{4} + 0,05 = 0,575 \text{ m}$$

Hauteur de la semelle : h = 0,6 m.

VI.2.7.2. Détermination de la résultante des charges

$$X_i = X_1 + X_2 + \dots X_n$$

Tel que : $X_1 = D_1$; $X_2 = D_1 + L_1$; $X_3 = D_1 + L_1 + L_2$; $X_n = D_1 + L_1 + L_2 + \dots L_n + D_2$

Débord de semelle filante : D = D1 = D2 = 1,00 m

$$X_1 = 1,00\text{m};$$

$$X_2 = 1,00 + 4,35 = 5,35 \text{ m};$$

$$X_3 = 1,00 + 4,35 + 4,35 = 9,70 \text{ m};$$

$$X_4 = 1,00 + 4,35 + 4,35 + 4,35 = 14,05 \text{ m};$$

$$X_5 = 1,00 + 4,35 + 4,35 + 4,35 + 4,00 = 18,05 \text{ m}.$$

– **Poids de la semelle**

$$P_s = L \times B \times h \times \gamma_{25} = 18,45 \times 2,5 \times 0,6 \times 25 = 731,25 \text{ KN}$$

$$X = \frac{\sum X_i \times N_i + P_s \times X_s}{\sum F_i}$$

$$X = \frac{1,00 \times 1259,9 + 5,35 \times 1680,9 + 9,7 \times 1607,6 + 14,05 \times 985,1 + 18,05 \times 477,9 + 665,625 \times 9,22}{1259,9 + 1680,9 + 1607,6 + 985,1 + 477,9 + 665,625}$$

$$X = \frac{55055,31}{6742,65} = 8,16 \text{ m}$$

VI.2.7.3. Calcul de l'excentricité

$$e_x = \left| \frac{L}{2} - x \right| = \left| \frac{18,45}{2} - 8,16 \right| = 1,05 \text{ m}$$

VI.2.7.4. Vérification de contrainte moyenne

$$e_x = 1,05 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 3,07 \text{ m}$$

VI.2.7.4.1. Vérification de contrainte moyenne : G+Q

$$\sum N_i = 6011,4 \text{ KN}$$

$$\sum M_i = 76,46 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_i}{L \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_x}{L} \right) = \frac{6011,4}{18,45 \times 2,6} \left(1 + \frac{6 \times 1,05}{18,45} \right) = 168,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_i}{L \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_x}{L} \right) = \frac{6011,4}{18,45 \times 2,6} \left(1 - \frac{6 \times 1,05}{18,45} \right) = 82,12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 168,50 + 82,12}{4} = 146,91 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 146,91 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 150 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.7.5. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

$$N_u = \sum N_i = 8323,8 \text{ KN}$$

$$M_u = \sum M_i = 107,01 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_i}{L \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_x}{L} \right) = \frac{8323,8}{18,45 \times 2,6} \left(1 + \frac{6 \times 1,05}{18,45} \right) = 233,32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sum N_i}{L \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_x}{L} \right) = \frac{8323,8}{18,45 \times 2,6} \left(1 - \frac{6 \times 1,05}{18,45} \right) = 113,71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 233,32 + 113,71}{4} = 203,41 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VI.5: Calcul de ferrailage pour la semelle bloc A

Moment ultime M_u	M_u	48,29 KN.m	$\mu = 0,56 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,56	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	1,82	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,27	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	0,21 cm²	

Section adopté : $A_s = 0,21 \text{ cm}^2$

– Condition de non fragilité

Selon le B.A.E.L 91 Article A.4.2.1 :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 50 \times 40 \times 2,1}{400} = 2,41 \text{ cm}^2$$

Nous avons pris : $A_a = \max(A_{\min}; A_{st}) = \max(2,41; 0,21) = 2,41 \text{ cm}^2$

Soit : $A_a = 13T12 = 14,7 \text{ cm}^2$

– Espacement

Selon le B.A.E.L 91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \rightarrow e \leq \min(3 \times 60; 33 \text{ cm}) \rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

Nous avons pris : $e = 20 \text{ cm}$

VI.2.7.5.1. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{14,7}{4} = 3,67 \text{ cm}^2$$

Nous avons pris : $A_r = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

– **Espacement**

Selon le B.A.E.L 91 Article A-8.2.42

$$e \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) \rightarrow e \leq \min(4 \times 60; 45 \text{ cm}) \rightarrow e \leq 45 \text{ cm}$$

Nous avons pris : $e = 20 \text{ cm}$

VI.2.7.5.2. Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_L; \frac{b}{10}\right) = 12 \text{ mm}$$

VI.2.7.6. Contrainte de cisaillement

Selon le B.A.E.L 91 Article A-5.1.1 : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{79,3 \times 10}{50 \times 40} = 0,40 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable Article A.5.1, 211 B.A.E.L91

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3. Ferrailage de poutre de libage

Les poutres libages sont considérées comme des poutres contenues et les sollicitations de calcul sont évaluées par les méthodes de RDM ou bien modalisées par des logiciels Etabs.

VI.3.1. Résultats obtenues

$$q_u = \frac{\sum N_i}{B \times L} = \frac{6011,4}{2,6 \times 18,45} = 125,31 \text{ KN/m}$$

$$M_{u \text{ appuis}} = 48,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \text{ travée}} = 14,83 \text{ KN.m}$$

$$V_{u \text{ max}} = 32,2 \text{ KN.m}$$

$$b = 40 \text{ cm}; h = 120 \text{ cm}; d = 108 \text{ cm}$$

– **En travée**

Tableau VI.6 : Calcul de ferrailage de la poutre de libage en travée

Moment ultime M_u	M_u	14,48 KN.m	$\mu = 0,74 > \mu_1 = 0,392$ Acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,74	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	1,52	

Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,38	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	10,64 cm ²	

Nous avons choisi : $A_{st} = 4T16 \text{ fil} + 4T14 \text{ renf} = 14,2 \text{ cm}^2$

– **Sur appui**

Tableau VI.7 : Calcul de ferrailage sur appui de la poutre de libage

Moment ultime M_u	M_u	48,29KN.m	$\mu = 0,135 < \mu_l = 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	2,67	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	4,40	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4 \alpha$	0,76	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	17,71 cm ²	

Nous avons choisi : $A_{st} = 4T16 \text{ fil} + 4T16 \text{ Chapeau} = 18,22 \text{ cm}^2$

VI.3.2. Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{d \times b} = \frac{32,20 \times 10^3}{1030 \times 400} = 0,07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.3. Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_L; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{1200}{35}; 16; \frac{400}{10}\right) = 16 \text{ mm}$$

Nous avons choisi : $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \Phi_L\right) = \min(30,00 \text{ cm}; 120,00 \text{ cm})$$

Nous avons choisi : $S_t = 15 \text{ cm}$

VI.3.4. Vérification au poinçonnement

Selon le B.A.E.L 91 Article A.5.24

Nous devons vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Périmètre du contour projeté sur le plan moyen de la nervure : μ_c
- Charge de calcul à l'état limite ultime : $N_u = 6011,40 \text{ KN}$
- Épaisseur totale de la nervure : $h = 120 \text{ cm}$

VI.3.5. Vérification pour les poteaux et les voiles

$$N_u = 6011,40 \text{ KN}, e = 0,15 \text{ m}, b = 2,4 \text{ m}$$

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0,5 + 0,4 + 2 \times 1,20) = 6,6 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 6,6 \times 1,20 \times 2500}{1,5} = 924,00 \text{ KN}$$

$$N_u = 924,00 \text{ KN} \leq \bar{N}_u = 6011,40 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

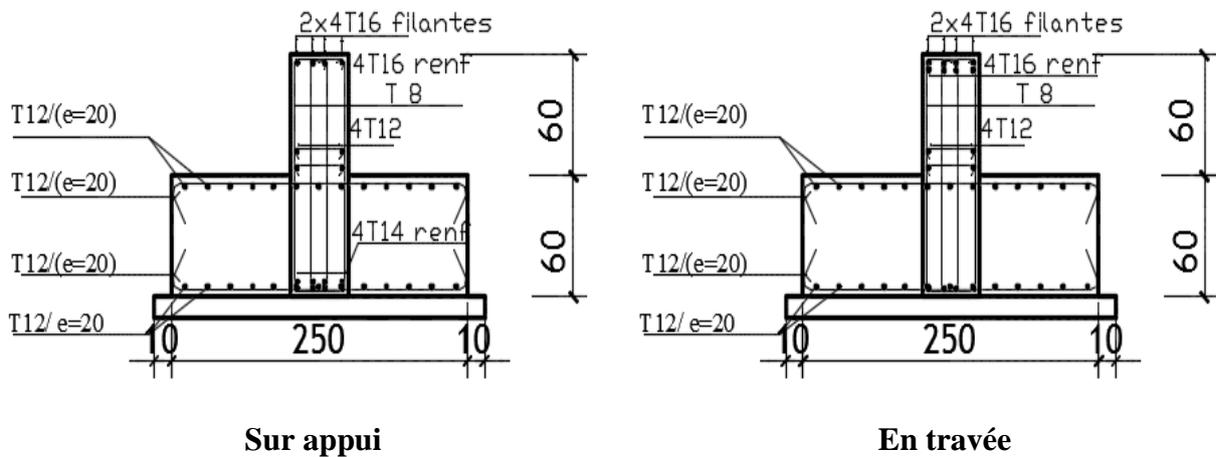


Figure VI.25: Ferraillage de la semelle filante

Récapitulatif des différentes semelles filantes

Tableau VI.8: Sections des différentes semelles filante pour le bloc A.

Semelle	L(m)	B(m)	h semelle (m)	$\sigma_{moy}(\text{KN/m}^2)$	$\sigma_{moy} \leq \sigma_{sol}$	A calculé	A adopté
SF ₁	18,45	1,50	0,35	13,00	C.V	10,01	13T12 =14,70
SF ₂	18,45	2,20	0,40	137,00	C.V	9,27	13T12 =14,70

SF ₃	18,45	2,60	0,60	138,00	C.V	0,11	13T12 =14,70
SF ₄	18,45	2,50	0,40	140,00	C.V	10,23	13T12 =14,70
SF ₅	9,75	2,00	0,5	143,00	C.V	9,37	13T12 =14,70

Tableau VI.9 : Sections des différentes semelles filantes pour le bloc B.

Semelle	L(m)	B(m)	h semelle (m)	$\sigma_{moy}(KN/m^2)$	$\sigma_{moy} \leq \sigma_{sol}$	A calculé	A adopté
SF ₁	27,90	1,50	0,40	133,00	C.V	11,37	13T12 =14,70
SF ₂	27,90	2,40	0,45	144,00	C.V	10,19	13T12 =14,70
SF ₃	27,90	2,50	0,45	146,00	C.V	10,82	13T12 =14,70
SF ₄	27,90	1,50	0,40	141,00	C.V	11,24	13T12 =14,70

VI.4. Étude de longrine

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui sont capables de solidariser l'ensemble des fondations et qui permettent en même temps de résister à un effort de traction (f) d'où :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

- La valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis : $N=1551,01\text{KN}$
- Coefficient en fonction de la zone sismique et du site Zone I, S3 : $\alpha =15$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{2332,30}{15} = 155,48\text{KN} \geq 20 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'après le R.P.A 99/Version 2003, la dimension minimale de la section transversale de la longrine est :

Pour le site S3 : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

Nous avons choisi une section de : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

VI.4.1. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{155,48}{348} = 0,44 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A 99/Version 2003, la section minimale est de :

$$A_{min} = 0,6\% \times h \times b = 0,006 \times 40 \times 40 = 9,60 \text{ cm}^2$$

Nous avons choisi: 8T14 de section : $12,32 \text{ cm}^2$.

– **Condition de non fragilité**

$$A_{st\min} \geq b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_c} \rightarrow 9,60 \text{ cm}^2 \geq 40 \times 40 \times \frac{2,1}{400} = 8,40 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

– **Armatures transversal**

En traction, les armatures transversales n'ont aucun rôle dans la résistance de la pièce.

Donc, le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 4\Phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Elles doivent être telles que :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_{L\min}\right) \rightarrow \Phi_L \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{400}{10}; 14 \text{ min}\right) \rightarrow \Phi_L \leq 11,43 \text{ mm}$$

On prend : $\Phi_L = 10 \text{ mm}$

– **Espacement des cadres**

D'après le R.P.A 99/Version 2003 nous avons :

$$S_t \leq \min(15\Phi, 20 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(15 \times 1,4, 20 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$$

Nous avons pris : $S_t = 15 \text{ cm}$

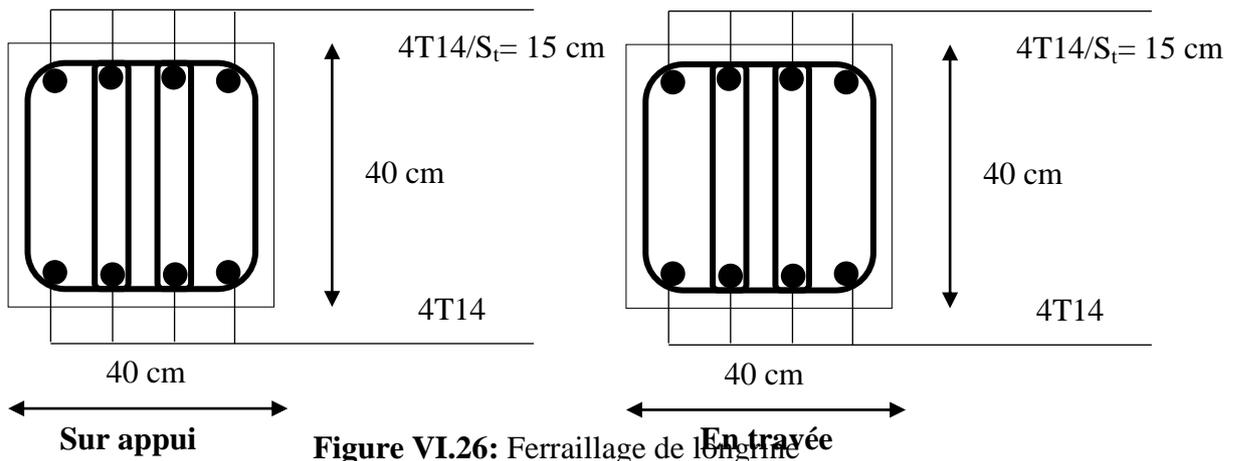


Figure VI.26: Ferrailage de longrine

VI.5. Voile périphérique

Le voile périphérique est un mur en béton armé qui entoure tout le bâtiment et assure un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ensemble.

Il se comporte comme un mur de soutènement encastré à sa base ou radier pour résister à la poussée des terres et reprend les efforts du séisme au niveau de la base et la construction.

VI.5.1. Dimensionnement et ferrailage du voile

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur supérieur ou égale à 15cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- On prend une épaisseur de 20cm (même épaisseur du voile de contreventement).

VI.5.2. Calcul de la section d'armature

– Verticales

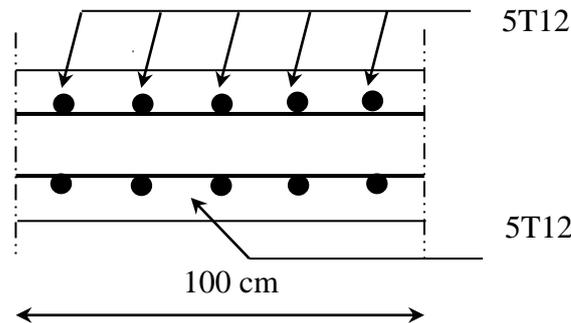
$$A_v = 0,1\% \times b \times e = \frac{0,1}{100} 100 \times 18 = 1,8 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_v = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $e_v = 20 \text{ cm}$

– Horizontales

$$A_h = 0,1\% b.e = 1,8 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_h = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e_h = 20 \text{ cm}$



VI.6. Conclusion **Figure VI.27:** Ferrailage de voile périphérique

Après la vérification nous avons retenus dans le cas des semelles isolée qu'il n'y a pas un chevauchement entre les semelles, mais dans notre situation nous étions obligé d'utilisé la semelle isolée et la semelle filante par ce que nous avons un voile périphérique de fondation.

Conclusion

Générale

Conclusion générale

L'étude de notre projet de fin d'études qui s'intéresse à la conception et au calcul d'un établissement hospitalier en R+4 contreventé par un système mixte voiles portiques en béton armé, nous a permis d'exploiter toutes les connaissances acquises durant les années de spécialité en Génie Civil, tout en basant sur les documents techniques et l'utilisation des règlements et de certaines méthodes existés, et qui nous a permis d'avoir des observations et des constatations déduites des différents chapitres de cet étude.

En effet, nous avons pu assimiler les méthodes et les formules de calcul en béton armé pour le ferrailage des différents éléments de la structure à savoir : poteaux, poutres, voiles et fondations.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères à savoir, la résistance, la sécurité et l'économie ;

La résistance : vu les résultats de calcul obtenus, notre structure assure toutes les conditions de résistance, et elle est considérée comme une structure stable et rigide.

La sécurité : toutes les vérifications relatives exigées par les différentes règles de construction (B.A.E.L 91- R.P.A 99) ont été satisfaisantes.

L'économie : étant un facteur déterminant et ceci a été traduite dans notre projet par le choix optimum des aciers pour tous les différents éléments résistants.

L'utilisation de l'outil informatique et les divers logiciels de Génie Civil disponibles, plus particulièrement l'ETABS et AUTO CAD, nous a permis d'optimiser éléments résistants par la modélisation de notre structure vis-à-vis de l'action sismique.

En fin nous espérons que ce projet sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle et que cette soit appréciée à sa juste valeur et qu'elle va servir un guide et un modèle pour futures promotions.

Bibliographie

- OUVRAGE

- CGS. (Décembre 1993).** Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).
- CGS. (Octobre 1988).** DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.
- CGS. (2003).** Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003
- Eyrolles. (Décembre 1992).** BAEL 91, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites.
- Eyrolles. (2000 3eme édition).** Règles BAEL 91 modifiées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites.
- Eyrolles. JEAN Perchat . JEAN Roux. (Juillet 1999).** Pratique du B.A.E.L 91.
- Eyrolles. JEAN Perchat . JEAN Roux. (Juillet 1999).** Maitrise du BAEL 91 et des DTU associés.

- COURS ET RAPPORTS

- BOUBKEUR Toufik. (2016).** Cours de béton armé, 3^{ème}.
- EL KOMIRY Zakaria. (2015).** Résumé sous forme d'organigrammes de la norme BAEL.

- MÉMOIRES ET THESES

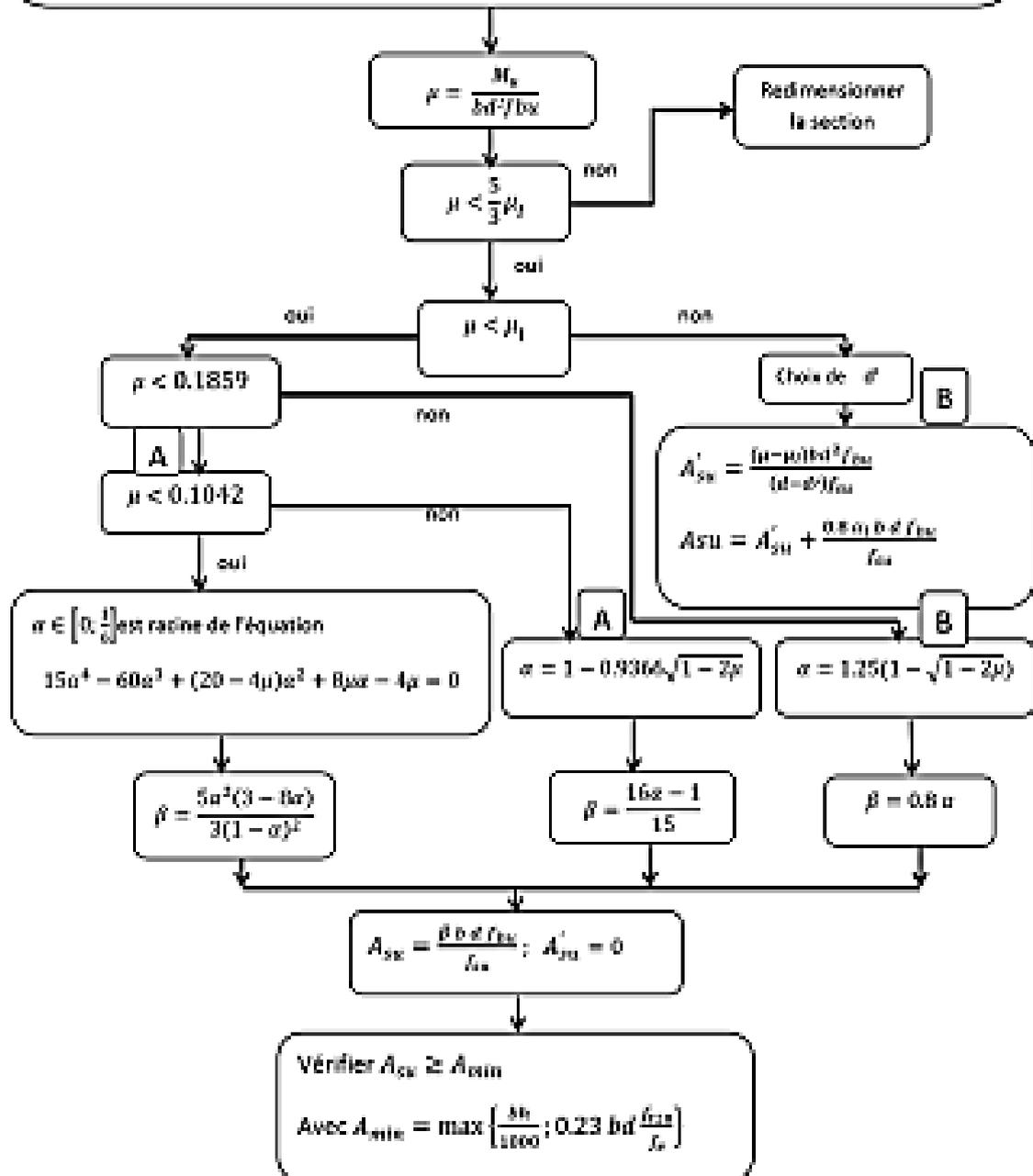
- AIT MANSOUR Zaid. AIT BRAHAM Nouredine. (Juin 2017).** Etude d'un Bâtiment en béton armé (R+11+Duplex+Entre sol) à usage d'habitation implanté à Bejaia, université de Béjaia.
- AMRAOUI Slimane. GHANI Hadj. (2006).** Etude d'un bâtiment en r+10 composé de trois blocs, université Ibn Khaldoun de Tiaret.
- GHERROUS Mohamed Keireeddine, MAKRANI Mohamed El Amine. (2015).** Etude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation, centre universitaire de Tissemsilt.
- MEDDAH Khadra. CHABET DIS Hayat. (2016).** Etude d'un bâtiment R+4 avec sous-sol à usage d'habitation situé à khemisti, université Ibn Khaldoun de Tiaret.
- MOULAY Assia. (2018).** Etude d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation de forme irrégulière, centre universitaire de Tissemsilt.
- SANAA Hocine. HAMMADI Belkacem. (2018).** Étude d'un bâtiment en béton armé (R+12 avec sous-sol) à usage multiple à contreventement mixte implante dans une zone de moyenne sismicité, centre universitaire de Tissemsilt.
- SLIMANI Ilyas, MADANI Hicham. (2018).** Etude architecture et béton armé d'un lycée de 800 places à Boujlida, université Abou Bekr Belkaid Tlemcen.

Annexes

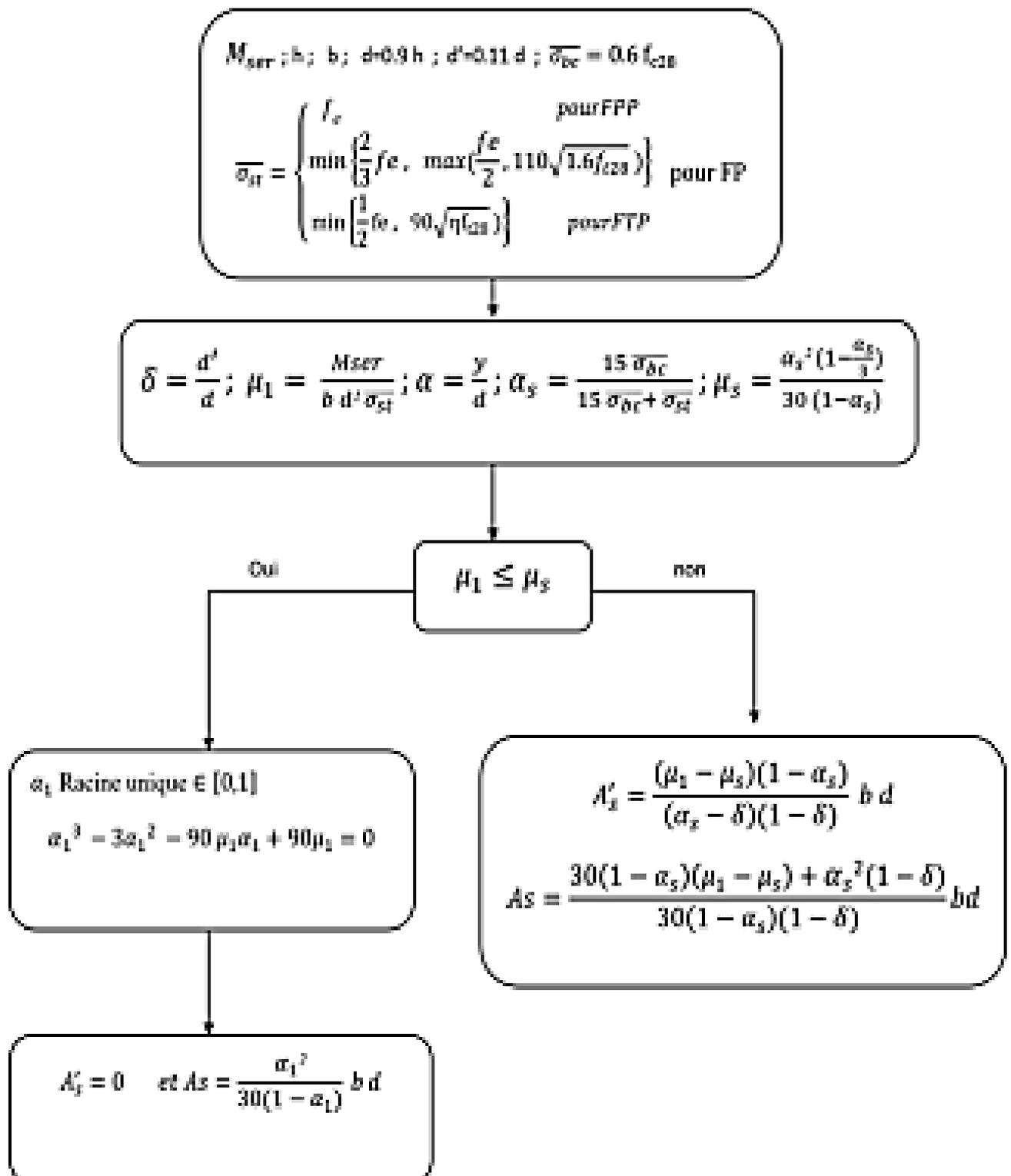
- Flexion simple d'une section rectangulaire à l'E.L.U.R

$M_u ; h ; b ; d = 0.9h ; d' = 0.11d ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; f_{ck} ; f_{td} ;$
 $\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ h} \\ 0.9 & \text{si } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ 0.85 & \text{si } t < 1 \text{ h} \end{cases}$ θ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action

$f_{ku} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_s} ; f_{ctd} = \frac{f_{td}}{\gamma_b} ; E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa} ; \epsilon_s = \frac{M}{\gamma_s b^2} ; \alpha_1 = \frac{\gamma}{\gamma + 2\epsilon_1} ;$
 $\mu_f = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1)$



- Flexion simple d'une section rectangulaire à l'E.L.S



- Vérification d'une section rectangulaire à l'E.L.S

$$M_{ser} ; h ; b ; d=0.9 h ; d'=0.11 h ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} ; A_s ; A_s'$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} f_e & \text{pour FPP} \\ \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , \max \left(\frac{f_e}{2} , 110 \sqrt{1.6 f_{c28}} \right) \right\} & \text{pour FP} \\ \min \left\{ \frac{1}{2} f_e , 90 \sqrt{\eta f_{c28}} \right\} & \text{pour FTP} \end{cases}$$

y Solution positive de :

$$b y^2 + 30(A_s + A_s')y - 30(A_s d + A_s' d') = 0$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15 A_s' (y - d')^2 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} ; \sigma_{bc} = k y ; \sigma_{st} = 15 k (d - y) ; \sigma_{sc} = 15 K (y - d')$$

oui

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

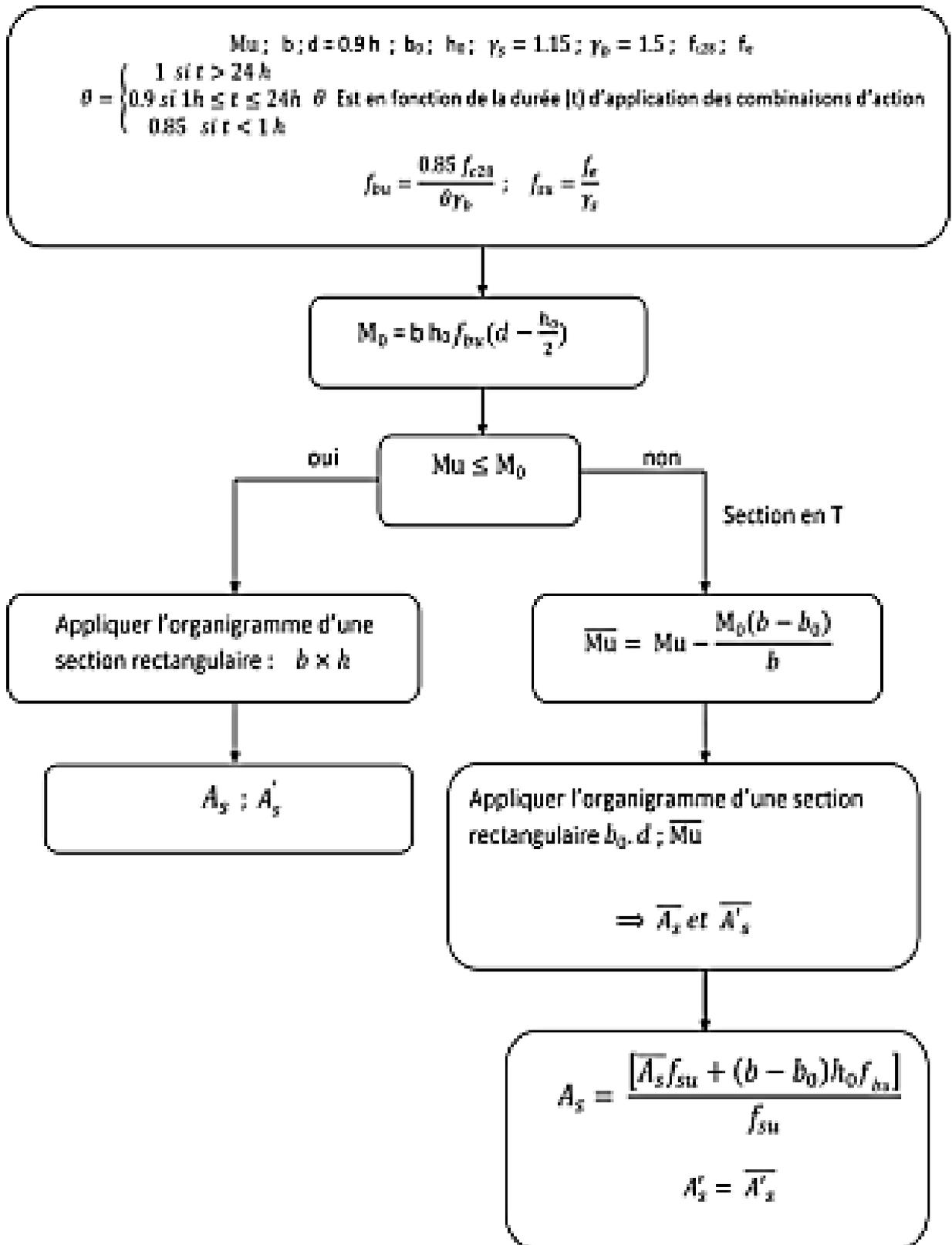
non

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

E.L.S vérifiée

Dimensionnement à l'E.L.S

- Flexion simple d'une section en T à l'EL.U.R



- Flexion simple d'une section en T à P.E.L.S

$$M_{ser}; h; b; d=0.9h; d'=0.11d; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{ct28}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} f_c & \text{pour FFP} \\ \min\left\{\frac{2}{3}f_e, \max\left(\frac{f_e}{2}, 110\sqrt{1.6f_{ct28}}\right)\right\} & \text{pour FP} \\ \min\left\{\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{1.6f_{ct28}}\right\} & \text{pour FTP} \end{cases}$$

$$\delta = \frac{d'}{d}; \mu_1 = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}}; \alpha = \frac{y}{d}; \alpha_s = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}; \mu_s = \frac{\alpha_s^2 (1 - \alpha_s)}{30(1 - \alpha_s)}$$

$$\mu_1 \leq \mu_s$$

Oui

non

α_1 Racine unique $\in [0,1]$

$$\alpha_1^3 - 3\alpha_1^2 - 90\mu_1\alpha_1 + 90\mu_1 = 0$$

$$A'_s = \frac{(\mu_1 - \mu_s)(1 - \alpha_s)}{(\alpha_s - \delta)(1 - \delta)} b d$$

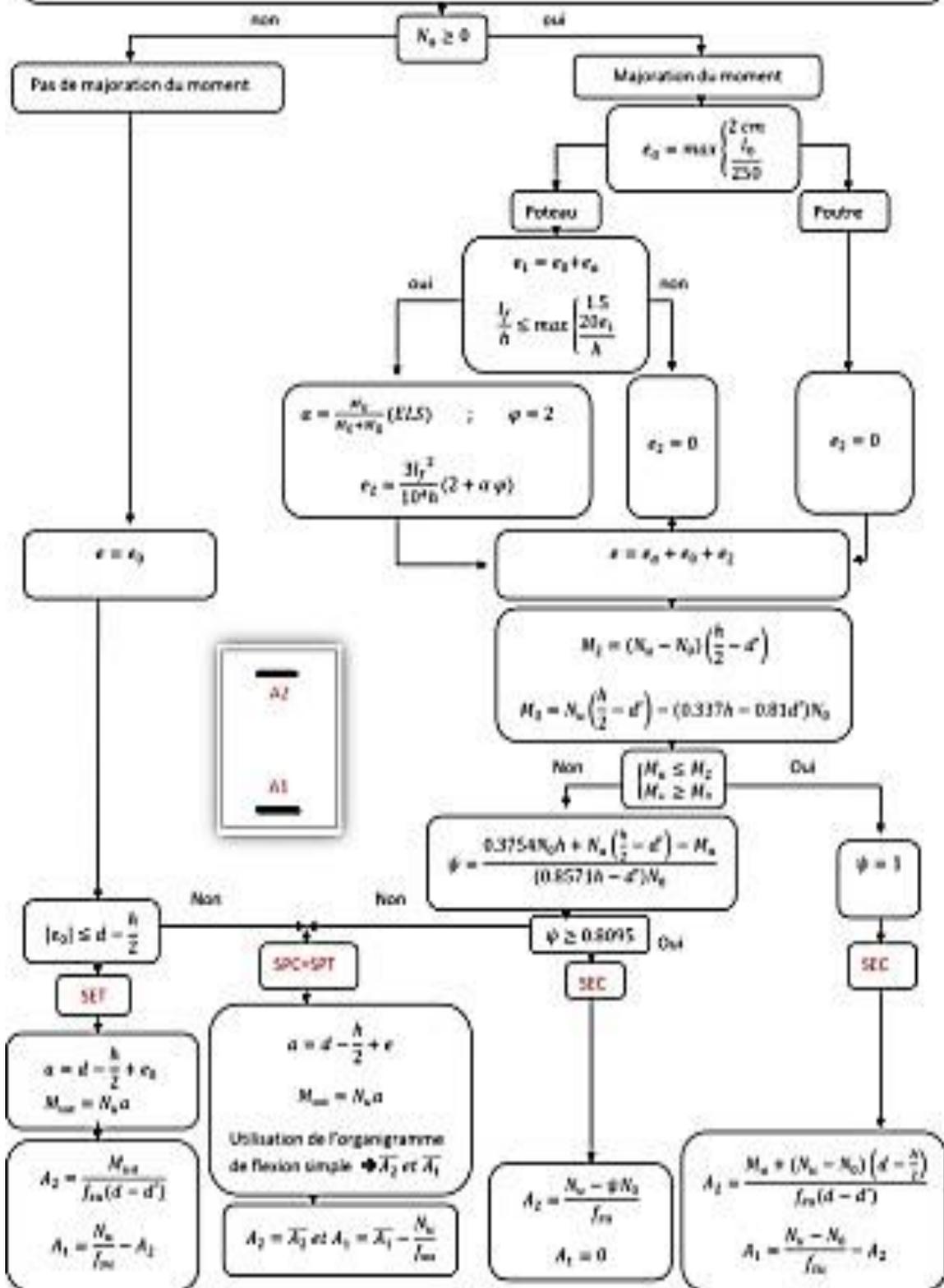
$$A_s = \frac{30(1 - \alpha_s)(\mu_1 - \mu_s) + \alpha_s^2(1 - \delta)}{30(1 - \alpha_s)(1 - \delta)} b d$$

$$A'_s = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{\alpha_s^2}{30(1 - \alpha_s)} b d$$

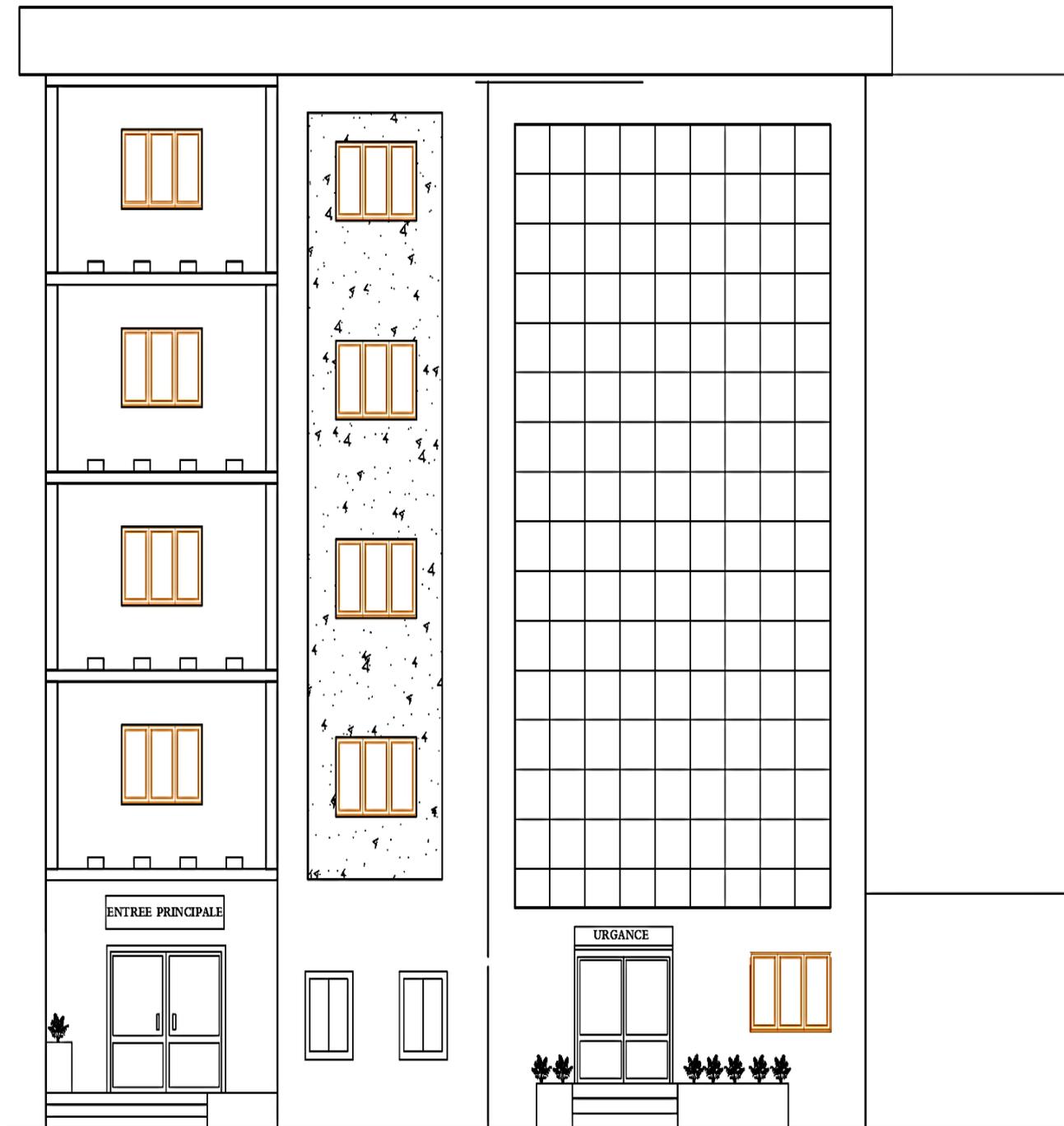
Flexion composée d'une section rectangulaire à l'E.L.U.R

$$M_u : N_u ; e_0 = \frac{M_u}{N_u} ; b ; h ; d \leq 0.9h ; d' = 0.11d ; f_{ctd} : f_{ctd} = 0.6 + 0.06 f_{ctd} ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; \theta$$

$$f_{td} = \frac{f_{ctd}}{\gamma_s} ; f_{td} = \frac{0.85 f_{ctd}}{\theta \gamma_s} ; B ; N_0 = 0.85 f_{td} ; l_f = k l_0 ; k = \begin{cases} 0.5 & \text{encasturé - encasturé} \\ 1 & \text{articulé - articulé} \\ 0.7 & \text{encasturé - articulé} \end{cases}$$



Plans



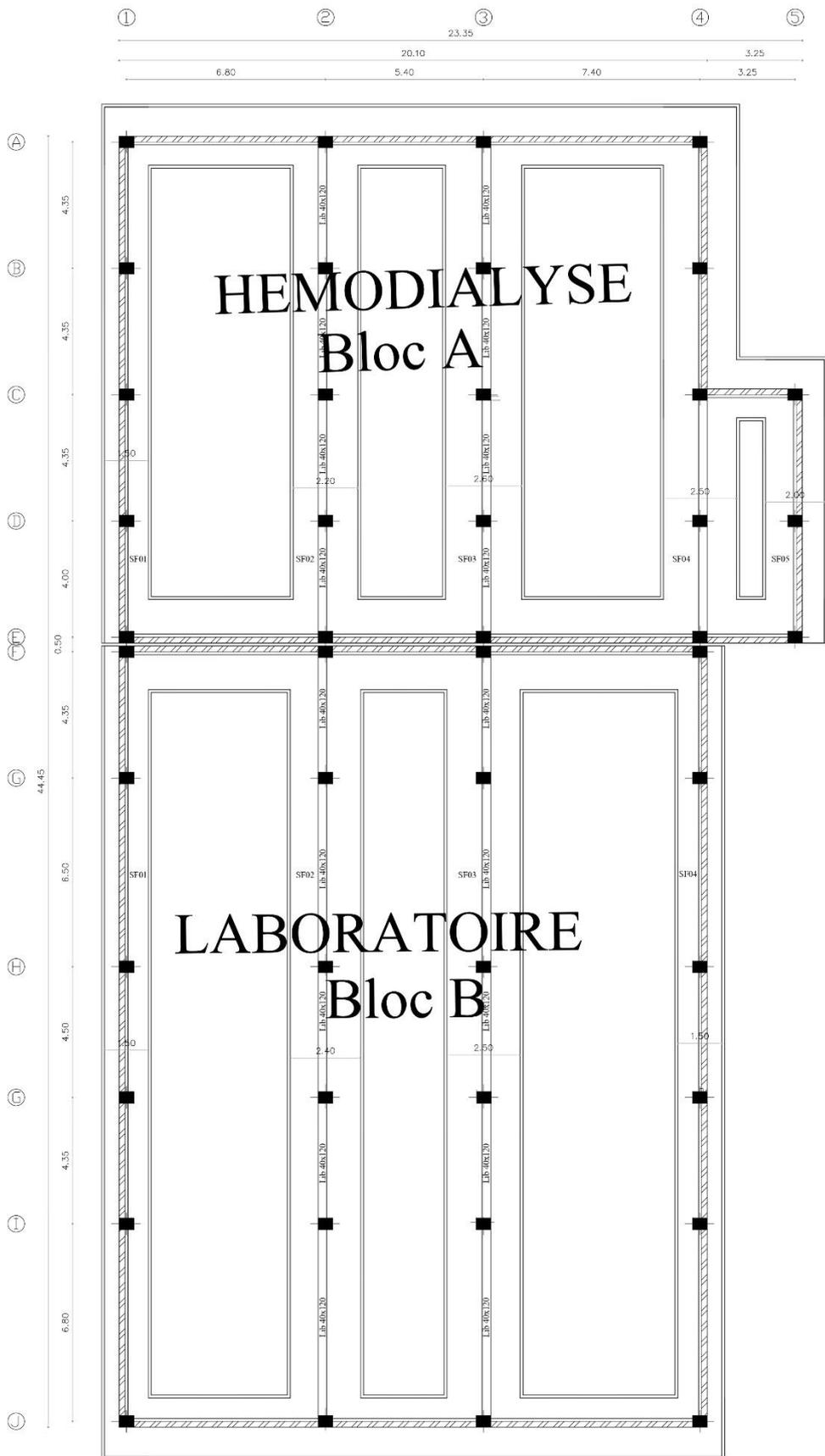
FACADE LATERALE



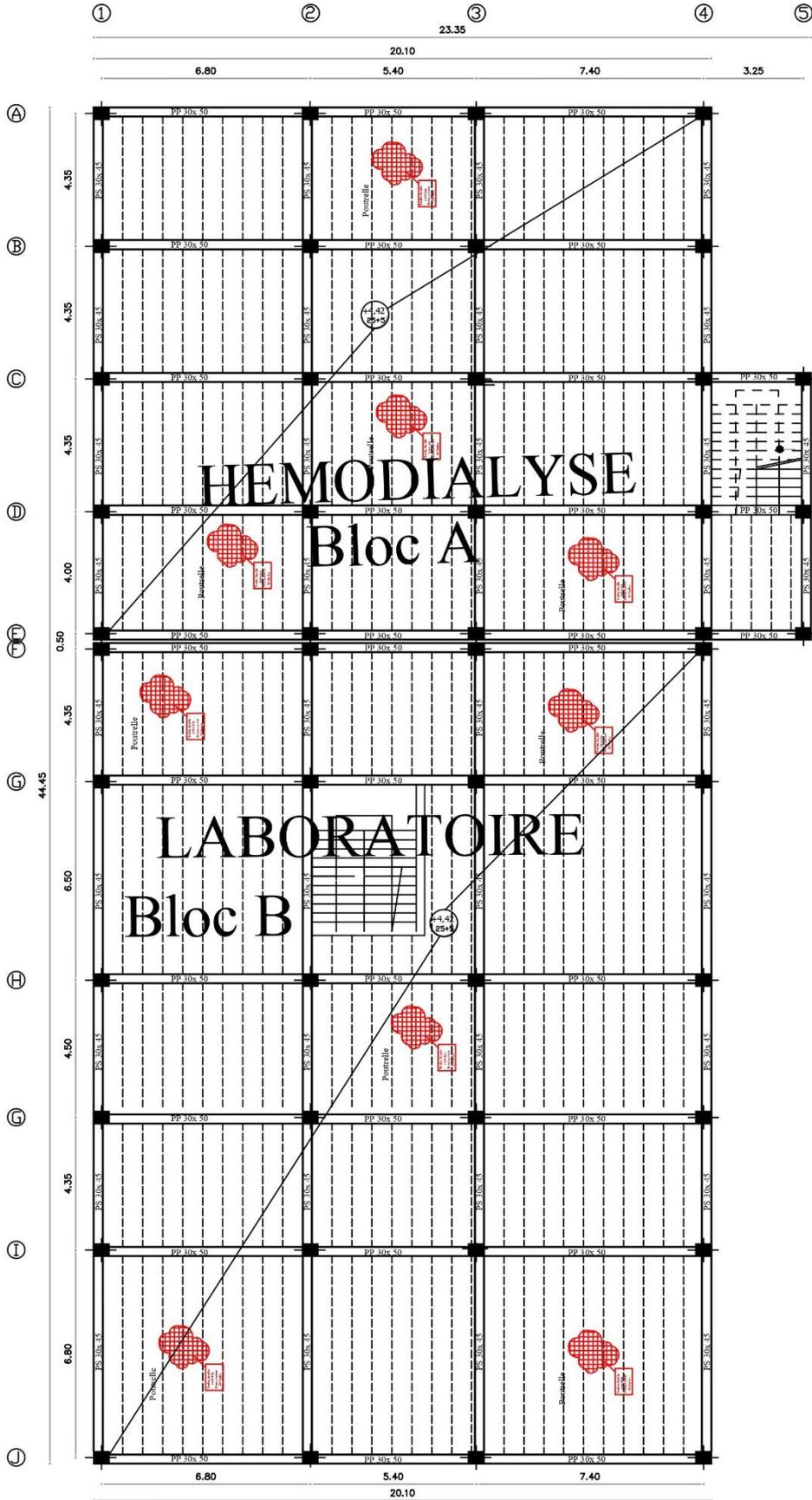
FACADE POSTERIEURE



FACADE PRINCIPALE



PLAN DE FONDATIONS



PLAN DU PLANCHER