



وزارة البحث العلمي والتعليم العالي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPEREUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



N° d'ordre : M2. /GC/2023

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADIMIQUE

Filière : Génie-civil
Option : Structure

Thème

**Etude technique d'un bâtiment en « r+15étages +2 sous-sols
et un étage mezzanine » à usage mixte avec un système
constructif « murs porteurs »**

Présenté par : **Saidi Hidayat eps Kazi Tani**

Soutenu le 22/06/2023 devant le jury composé de :

Encadrent : **Dr. Bahar Sadek**
Président : **Dr. Moussaoui Salah Eddine**
Examineur : **Dr. Sadki Nizar**
Invité : **Dr.bouhaloufaAhmed**

Année Universitaire 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ
الرَّحْمَنِ
الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

En remercie Dieu le Tout-Puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire

Tout d'abord ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide de l'encadrement de Monsieur **bahar sadek** On le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel pour sa patience sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire

Nos remerciements s'adressent également à tous nos **professeurs** De génie civil pour leur Générosité et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leur charge académique et professionnel

Enfin nous remercions toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin la réalisation de ce modeste travail dans des meilleures conditions

Dédicace

Je dédie ce travail à ma famille , elle Qui m'adopter d'une éducation
digne de son amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui

Particulièrement à mes **Parents**

Et A l'homme Mon précieux offre de Dieu qui doit ma vie ma réussite
et tout mon respect mon cher mari **Oussama Kazi Tani**

A mon garçon **Zayd belkacem Kazi Tani**

À mes amis, spécialement **Ayad Mohamed Cherif** Qui a partager
avec moi l'honneur de la réalisation de ce travail

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière d'habitation et commercial constitué d'un rez de chaussée+15 étages avec une mezzanine, implanté dans la wilaya de Alger, Cette étude se compose de cinq parties:

-La première partie : c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment.

-La deuxième partie: consacrée pour le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

-La troisième partie: a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier , balcon et l'acrotère).

-L'étude dynamique de la structure : a été entamée dans la quatrième partie par Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023 et afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

-La dernière partie : comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, voile , poutres dalle pleine).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 révisée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots-clés: Bâtiment, séisme, modélisation ; béton armé, ferrailage.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى غير منتظم الشكل السكني والتجاري يتكون من طابق أرضي + 15 طوابق مع ميزانين ، يقع في ولاية الجزائر العاصمة ، وتتكون هذه الدراسة من خمسة أجزاء:

الجزء الأول : الوصف العام للمشروع مع عرض الجانب المعماري لعناصر البناء.

-الجزء الثاني: مخصص للحجم المسبق للهيكل وأخيرا خفض الأحمال.

- الجزء الثالث: خصص للعناصر الثانوية (السلالم، الشرفة والأكروتيرا).

-دراسة ديناميكية للهيكل: بدأت في الجزء الرابع من قبل أوتوديسك

الروبوت التحليل الهيكلي المهنية 2023 ومن أجل تحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (دائمة، التشغيل والزلازل الأحمال).

الجزء الأخير: يشمل تعزيز العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (الأساس ، الشراع ، حزم البلاطة الصلبة).

هذا يأخذ في الاعتبار توصيات BAEL91 المنقحة 99 وأنظمة الزلازل الجزائرية

RPA 99/2003.

Abstract

This project presents a detailed study of a building of irregular form of residential and commercial consisting of a ground floor + 15 floors with a mezzanine , located in the wilaya of Algiers, This study consists of five parts:

-The first part: the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the building elements.

-The second part: devoted to the pre-sizing of the structure and finally the lowering of loads.

-The third part: was devoted to the secondary elements (stairs, balcony and acrotera).

-The dynamic study of the structure: was started in the fourth part by Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2023 and in order to determine the different stresses due to loads (permanent, operating and seismic loads).

-The last part: includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (foundation, sail, solid slab beams).

This takes into account the recommendations of BAEL91 revised 99 and the Algerian earthquake regulations RPA 99/2003.

Sommaire

REMERCIEMENTS	c
Dédicace.....	d
Résumé	e
ملخص.....	f
Abstract.....	g
Sommaire	h
La liste des figures.....	x
La liste des tableaux	z
LISTE DES NOTATIONS :	aa
Introduction générale.....	31
Chapitre 01 : présentation du projet	33
1.1. Introduction :.....	33
1.2. Présentation de l'ouvrage :	33
1.3. Plane :.....	34
1.3.1. Plane sous-sol :.....	34
1.3.2. Plane RDS :	35
1.3.3. Plan étage courant :.....	36
1.4. Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :.....	38
1.5. Donnée sismique de la structure :	38
1.6. Les éléments de l'ouvrage :	38
1.6.1. Planchers :	38
1.6.2. Ossature :.....	39
1.6.3. Les voiles :	39
1.6.4. Les escaliers :	39
1.6.5. La terrasse :	39
1.6.6. L'acrotère :	39
1.6.7. Maçonnerie :.....	39
1.6.8. La cage d'ascenseur :.....	39
1.6.9. Le revêtement :	39
1.6.10. Les fondations :	40
1.6.11. Système de coffrage :.....	40
1.6.12. Isolation :.....	40
1.7. Règlementation et normes utilisés :	40
1.8. Définition des états limites et les hypothèses de calcul :	40

1.8.1. Etats limites ultimes (ELU) :	41
1.8.2. Hypothèse de calcul à L'ELU :	41
1.8.3. Etats limites de service (ELS) :	42
1.8.4. Hypothèse de calcul à L'ELS :	42
1.9. Caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul :	43
1.9.1. Béton :	43
1.9.1.1. Dosage du béton :	43
1.9.1.2. Résistance du béton à la compression :	43
1.9.1.3. Résistance du béton à la traction :	44
1.9.1.4. Module de déformation longitudinale :	44
1.9.1.4.1. Module de déformation instantanée :	44
1.9.1.4.2. Module de déformation différée :	44
1.9.1.5. Module de déformation transversale :	44
1.9.1.6. Modèles de calcul :	45
1.9.1.6.1. A l'ELU :	45
1.9.1.8.2. A l'ELS :	46
1.9.1.9. Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :	46
1.9.1.9.1. Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :	46
1.9.1.9.2. Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :	46
1.9.1.10. Poids volumique de béton :	47
1.9.2. Acier :	47
1.9.2.1. Caractéristiques mécaniques :	47
1.9.2.2. Diagramme déformations contraintes :	47
1.9.2.2.1. L'ELU :	48
1.9.2.2.2. L'ELS :	48
1.10. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :	48
1.10.1. Etat limite ultime :	48
1.10.2. Etat limite de service :	48
1.10.3. Etat limite accidentelle :	48
Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges	51
2.1. Pré dimensionnement :	51
2.1.1. Introduction :	51
2.1.2. Plancher (dalle pleine) :	51
2.1.2.1. Condition de la flèche :	52
2.1.3. Les Voiles :	52
2.1.4. Poutres :	52

2.1.4.1. Selon les Règles de BAEL93 :.....	52
2.1.4.2. Conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :.....	53
2.1.4.3. Critères de flèche :.....	53
2.1.4.4. Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :.....	53
2.2. Descente Des Charges :.....	54
2.2.1. Introduction :.....	54
2.2.2. Plancher Terrasse Inaccessible :.....	54
2.2.3. Plancher Terrasse Accessible :.....	54
2.2.4. Plancher Etage Courant :.....	55
2.2.5. Plancher RDC :.....	56
2.2.6. Plancher sous-sol :.....	56
2.2.7. Balcon :.....	57
2.2.8. Mur Extérieure :.....	57
2.2.9. Mure Intérieur :.....	58
2.2.10. Escalier :.....	58
2.2.10.1. Volée (la paillasse) :.....	58
2.2.9.2. Palier :.....	58
2.3. Conclusion :.....	59
Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux	61
3.1. Introduction :.....	61
3.2. Etude d'acrotère :.....	61
3.2.1. Définition :.....	61
3.2.2. L'acrotère :.....	61
3.2.3. Calcul des sollicitations :.....	61
3.2.3.1. Charge permanente :.....	61
3.2.3.2. Charge d'exploitation :.....	62
3.2.3.3. La force horizontale : Fp [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)].....	62
3.2.4. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :.....	62
3.2.4.1. ELU :.....	62
3.2.4.2. ELS ;.....	63
3.2.5. Calcul de ferrailage :.....	63
3.2.5.1. ELU : Détermination de l'excentricité : eu.....	63
3.2.6. Calcul en flexion simple :.....	63
3.2.6.1. Moment fictif :.....	63
3.2.6.2. Moment réduit :.....	64

3.2.6.3. Armatures fictives :	64
3.2.6.4. Condition de non fragilité :	64
3.2.6.5. Les armatures des répartitions :	64
3.2.7. Vérifications à l'ELU :	65
3.2.7.1. Condition de non fragilité :	65
3.2.7.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)	65
3.2.7.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL99/ Art A 6.1,3)	65
3.2.7.4. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)	66
3.2.7.5. Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)	66
3.2.8. Vérification à l'ELS :	66
3.2.8.1. Position de l'axe neutre :	66
3.2.8.2. Moment d'inertie :	66
3.2.8.3. Vérification des contraintes dans le béton :	66
3.2.8.4. Vérification des contraintes dans les aciers :	67
3.2.8.5. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :	67
3.3. Etude d'acrotère :	68
3.3.1. Définition :	68
3.3.2. L'acrotère :	68
3.3.3. Calcul des sollicitations :	68
3.2.3.1. Charge permanente :	68
3.3.3.2. Charge d'exploitation :	69
3.3.3.3. La force horizontale : Fp [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]	69
3.3.4. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :	70
3.3.4.1. ELU :	70
3.3.4.2. ELS ;	70
3.3.5. Calcul de ferrailage :	70
3.3.5.1. ELU : Détermination de l'excentricité : eu	70
3.3.6. Calcul en flexion simple :	71
3.3.6.1. Moment fictif :	71
3.3.6.2. Moment réduit :	71
3.3.6.3. Armatures fictives :	71
3.3.6.4. Condition de non fragilité :	71
3.3.6.5. Les armatures des répartitions :	72
3.3.7. Vérifications à l'ELU :	72
3.3.7.1. Condition de non fragilité :	72

3.3.7.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211).....	72
3.3.7.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL99/ Art A 6.1,3).....	72
3.3.7.4. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23).....	73
3.3.7.5. Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)	73
3.3.8. Vérification à l'ELS :.....	73
3.3.8.1. Position de l'axe neutre :.....	73
3.3.8.2. Moment d'inertie :	73
3.3.8.3. Vérification des contraintes dans le béton :	73
3.3.8.4. Vérification des contraintes dans les aciers :	74
3.3.8.5. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :	Error! Bookmark not defined.
3.4. Etude des balcons :.....	75
3.4.1. Epaisseur de balcon :	75
3.4.2. Détermination des charges :	75
3.4.2.1. Charge permanente :.....	75
3.4.2.2. Charges d'exploitations :	75
3.4.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :.....	75
3.4.3.1. Combinaison de charge :	75
3.4.3.2. Calcul des efforts internes :	76
3.4.4. Calcul à l'ELU :.....	76
3.4.4.1. Armatures principales :.....	76
3.4.4.2. Armatures de répartition :.....	77
3.4.5. Vérifications à l'ELU :.....	77
3.4.5.1. Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).....	77
3.4.5.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211).....	77
3.4.5.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3).....	77
3.4.5.4. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23).....	78
3.4.5.4.1. Armatures longitudinales :	78
3.4.5.4.2. Armatures transversales :	78
3.4.5.5. Espacement des barres :.....	79
3.4.5.5.1. Armatures longitudinales :	79
3.4.5.5.2. Armature transversale :	79
3.4.6. Calcul à l'ELS :	79
3.4.6.1. Combinaison de charge :	79
3.4.6.2. Calcul des efforts internes :	79
3.4.6.2.1. Position de l'axe neutre :.....	80

3.4.6.2.2. Moment d'inertie :	80
3.4.6.3. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)	81
3.4.6.4. État limite d'ouvertures des fissures :	81
3.4.6.5. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)	81
3.5. Etude escalier :	82
3.5.1. Introduction :	82
3.5.2. Définition des éléments d'un escalier :	82
3.5.3. Dimensionnement :	83
3.5.3.1. Vérification de la loi de BLANDEL :	83
3.5.3.2. Nombre de contre marches :	83
3.5.3.3. Nombre de marches :	84
3.5.3.4. La ligne de foulée :	84
3.5.3.5. L'inclinaison :	84
3.5.3.6. La longueur de la paillasse (Lpaillasse) :	84
3.5.3.7. L'épaisseur de la paillasse et le palier :	84
3.5.4. Détermination des charges et surcharges :	84
3.5.4.1. Charges permanentes :	84
3.5.4.1.1. Palier :	84
3.5.4.1.2. Pillaire :	85
3.5.4.2. Charges d'exploitations :	85
3.5.4.3. Combinaison de charges :	85
3.5.4.3.1. Etat limite ultime (ELU) :	85
3.5.4.3.2. Etat limite service (ELS) :	85
3.5.5. Le schéma statique :	86
3.5.5.1. Calcul des efforts internes :	86
3.4.5.3. Calcul à l'ELU :	87
3.4.5.3.1. Ferrailage en travée :	87
3.4.5.3.2. Armatures de répartition :	87
3.4.5.3.1. Ferrailage en appuis :	88
3.4.5.3.2. Armatures de répartition :	88
3.4.5.4. Vérifications à l'ELU :	88
3.4.5.4.1. Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).....	88
3.4.5.4.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211).....	88
3.4.5.4.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)	88
3.4.5.4.4. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)	89
3.4.5.4.4.1. Armatures longitudinales :	89

3.4.5.4.4.2. Armatures transversales :	89
3.4.5.4.4.3. Espacement des barres :	90
3.4.5.4.4.3.1. Armatures longitudinales :	90
3.4.5.4.4.3.2. Armatures transversales :	90
3.4.5.5. Calcul à l'ELS :	90
3.4.5.5.1. Calcul des efforts internes :	90
3.4.5.5.1.1. Position de l'axe neutre :	91
3.4.5.5.1.2. Moment d'inertie :	91
3.4.5.5.2. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)	91
3.4.5.5.3. État limite d'ouvertures des fissures :	92
3.4.5.5.4. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)	92
Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.	95
4.1. Introduction :	95
4.2. Choix de la méthode de calcul :	95
4.2.1. Méthode statique équivalente :	95
4.2.1.1. Principe de la méthode :	95
4.2.1.2. Conditions d'application de la MSE :	95
4.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :	96
4.2.2.1. Principe de la méthode dynamique modale :	96
4.2.2.2. Les hypothèses :	96
4.3. Méthode d'analyse modale spectrale :	96
4.3.1. Principe :	96
4.3.2. Domaine d'application :	96
4.3.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse :	96
4.3.3.1. Coefficient d'accélération A :	96
4.3.3.2. Coefficient de comportement global de la structure R :	96
4.3.3.3. Facteur de qualité Q :	96
4.3.3.3.1. Régularité en plan :	96
4.3.3.3.2. Régularité en élévation :	97
4.3.3.3.3. Contrôle de la qualité des matériaux :	97
4.3.3.3.4. Contrôle de la qualité de l'exécution :	97
4.3.3.4. Facteur de correction d'amortissement " η " :	98
4.3.3.5. Période T1 et T2 du site considérée S3 :	98
4.3.3.6. Spectre de réponse de calcul :	98
4.3.3.7. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :	98
4.3.3.8. Estimation de la période fondamentale de la structure :	98

4.3.3.9. Facteur d'amplification dynamique moyen D :	99
4.4. Poids total de la structure :	99
4.5. Modélisation de la structure :	100
4.5.1. Position des voiles :	100
4.6. Calcul de la force sismique totale :	102
4.7. Résultats de calcul :	102
4.7.1. Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003	104
4.8. Evaluation des excentricités :	104
4.8.1. Excentricités théoriques :	104
4.9. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :	106
4.10. Vérification des déplacements inter étage :	106
4.11. Vérification de l'effet $P - \Delta$:	107
5.13. Conclusion :	109
Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre	111
5.1. Introduction ;	111
5.2. Les planchers :	111
5.2.1. Introduction ;	111
5.2.2. Etude des planchers dalle plein :	112
5.2.3. Sous-sol :	112
5.2.3.1. Evaluation des charges :	112
5.2.3.2. Combinaison d'action :	112
5.2.3.3. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :	112
5.2.3.4. La réduction des moments :	112
5.2.3.5. Sens xx :	113
5.2.3.5.1. En travée :	113
5.2.3.5.1.1. Calcul des ferrailages :	113
5.2.3.5.1.2. Vérification à l'ELU :	113
5.2.3.5.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	113
5.2.3.5.1.2.2. Espacement des barres :	113
5.2.3.5.1.3. Vérification à l'ELS :	114
5.2.3.5.1.3.1. Position de l'axe neutre :	114
5.2.3.5.1.3.2. Moment d'inertie :	114
5.2.3.5.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	114
5.2.3.5.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	114
5.2.3.5.2. En appuis :	115

5.2.3.5.2.1. Calcule des ferrailages :	115
5.2.3.5.2.2. Vérification à l'ELU :	115
5.2.3.5.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	115
5.2.3.5.2.2.2. Espacement des barres :	115
5.2.3.5.2.3. Vérification à l'ELS :	115
5.2.3.5.2.3.1. Position de l'axe neutre :	115
5.2.3.5.2.3.2. Moment d'inertie :	115
5.2.3.5.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	116
5.2.3.5.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	116
5.2.3.6. Sens yy :	116
5.2.3.6.1. En travée :	116
5.2.3.6.1.1. Calcule des ferrailages :	116
5.2.3.6.1.2. Vérification à l'ELU :	117
5.2.3.6.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	117
5.2.3.6.1.2.2. Espacement des barres :	117
5.2.3.6.1.3. Vérification à l'ELS :	117
5.2.3.6.1.3.1. Position de l'axe neutre :	117
5.2.3.6.1.3.2. Moment d'inertie :	117
5.2.3.6.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	117
5.2.3.6.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	118
5.2.3.6.2. En appuis :	118
5.2.3.6.2.1. Calcule des ferrailages :	118
5.2.3.6.2.2. Vérification à l'ELU :	118
5.2.3.6.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	118
5.2.3.6.2.2.2. Espacement des barres :	118
5.2.3.6.2.3. Vérification à l'ELS :	119
5.2.3.6.2.3.1. Position de l'axe neutre :	119
5.2.3.6.2.3.2. Moment d'inertie :	119
5.2.3.6.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	119
5.2.3.6.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	119
5.2.4. Les moments totaux appliqués sur Les dalles des différents étages :	119
5.2.8. Vérification des contraintes : Snes xx et Snes yy	121
5.3. Etude des voiles :	125
5.3.1. Introduction :	125
5.3.2. Ferrailage des voiles :	125

5.3.3. Procédure de ferrailage :	126
5.3.4. Sans y-y :	128
5.3.5. Les caractéristique géométrique du voile :	128
5.3.6. Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile :	129
5.3.7. Calcul les contraintes :	129
5.3.8. Calcul de la contrainte moyenne :	129
5.3.9. Détermination de la contrainte moyenne de la bande d :	129
5.3.10. Calcul de l'effort limite ultime :	129
5.3.11. Conclusion.....	130
1 er cas :0.8G-VX.....	130
5.4. Voile périphérique :	135
5.4.1. Introduction :	135
5.4.2. Le Dimensionnement :	135
5.4.2.1. Calcul des charges :	135
5.4.2.1.1. Poussée des terres :	135
5.4.2.1.2. Combinaison fondamentale :	136
5.4.2.2. Calcul du ferrailage :	136
5.4.2.3. La réduction des moments :	136
5.4.2.4. Sens xx :	137
5.4.2.4.1. En travée :	137
5.4.2.4.1.1. Calcule des ferrailages :	137
5.4.2.4.1.2. Vérification à l'ELU :	137
5.4.2.4.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	137
5.4.2.4.1.2.2. Espacement des barres :	137
5.4.2.4.1.3. Vérification à l'ELS :	138
5.4.2.4.1.3.1. Position de l'axe neutre :	138
5.4.2.4.1.3.2. Moment d'inertie :	138
5.4.2.4.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	138
5.4.2.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	138
5.4.2.4.2. En appuis :	138
5.4.2.4.2.1. Calcule des ferrailages :	138
5.4.2.4.2.2. Vérification à l'ELU :	139
5.4.2.4.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	139
5.4.2.4.2.2.2. Espacement des barres :	139
5.4.2.4.2.3. Vérification à l'ELS :	139

5.4.2.4.2.3.1. Position de l'axe neutre :.....	139
5.4.2.4.2.3.2. Moment d'inertie :	139
5.4.2.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :.....	139
5.4.2.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :.....	140
5.4.2.5. Sens yy :.....	140
5.4.2.5.1. En travée :.....	140
5.4.2.5.1.1. Calcul des ferraillements :.....	140
5.4.2.5.1.2. Vérification à l'ELU :.....	140
5.4.2.5.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :.....	140
5.4.2.5.1.2.2. Espacement des barres :	140
5.4.2.5.1.3. Vérification à l'ELS :.....	141
5.4.2.5.1.3.1. Position de l'axe neutre :.....	141
5.4.2.5.1.3.2. Moment d'inertie :	141
5.4.2.5.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :.....	141
5.4.2.5.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :.....	141
5.4.2.5.2. En appuis :	142
5.4.2.5.2.1. Calcul des ferraillements :.....	142
5.4.2.5.2.2. Vérification à l'ELU :.....	142
5.4.2.5.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :.....	142
5.4.2.4.2.2.2. Espacement des barres :	142
5.4.2.5.2.3. Vérification à l'ELS :.....	142
5.4.2.5.2.3.1. Position de l'axe neutre :.....	142
5.4.2.5.2.3.2. Moment d'inertie :	142
5.4.2.5.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :.....	143
5.4.2.5.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :.....	143
5.5. Poutre :.....	144
5.5.1. Introduction :	144
5.5.2. Les moments de la poutre :	144
5.5.3. Combinaisons d'actions :.....	144
5.5.3.1. Selon B.A.E.L 91 :	144
5.5.3.2. Selon R.P.A 99/V2003 :	144
5.5.4. Tableau des sollicitations :.....	144
5.5.5. Poutre extrémité sous-sol (30*50):.....	145
5.5.5.1. Ferraillement longitudinal :.....	145
5.5.5.1.1. En travée :.....	145

5.5.5.1.1.1. Calcule des ferrailages :	145
5.5.5.1.1.2. Vérification à l'ELU :	145
5.5.5.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	145
5.5.5.1.1.2.2. RPA :	145
5.5.5.1.2. En appuis :	146
5.5.5.1.2.1. Calcule des ferrailages :	146
5.5.5.1.2.2. Vérification à l'ELU :	146
5.5.5.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	146
5.5.5.1.2.2.2. RPA :	146
5.5.5.2. Ferrailage longitudinal :	146
5.5.5.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211).....	146
5.5.5.2.2. Calcul du diamètre :	147
5.5.5.2.3. Calcul de l'espacement :	147
5.5.5.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :	147
5.5.5.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :	147
5.5.6. Poutre RDS (30*50) :	147
5.5.6.1. Ferrailage longitudinal :	147
5.5.6.1.1. En travée :	147
5.5.6.1.1.1. Calcule des ferrailages :	147
5.5.6.1.1.2. Vérification à l'ELU :	148
5.5.6.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	148
5.5.6.1.1.2.2. RPA :	148
5.5.6.1.2. En appuis :	148
5.5.6.1.2.1. Calcule des ferrailages :	148
5.5.6.1.2.2. Vérification à l'ELU :	148
5.5.6.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	148
5.5.6.1.2.2.2. RPA :	148
5.5.6.2. Ferrailage longitudinal :	149
5.5.6.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211).....	149
5.5.6.2.2. Calcul du diamètre :	149
5.5.6.2.3. Calcul de l'espacement :	149
5.5.6.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :	149
5.5.6.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :	149
5.5.7. Poutre étages courants (30*50) :	150
5.5.7.1. Ferrailage longitudinal :	150
5.5.7.1.1. En travée :	150

5.5.7.1.1.1. Calcule des ferrailages :	150
5.5.7.1.1.2. Vérification à l'ELU :	150
5.5.7.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	150
5.5.7.1.1.2.2. RPA :	150
5.5.7.1.2. En appuis :	150
5.5.7.1.2.1. Calcule des ferrailages :	150
5.5.7.1.2.2. Vérification à l'ELU :	151
5.5.7.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	151
5.5.7.1.2.2.2. RPA :	151
5.5.7.2. Ferrailage longitudinal :	151
5.5.7.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211).....	151
5.5.7.2.2. Calcul du diamètre :	151
5.5.7.2.3. Calcul de l'espacement :	152
5.5.7.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :	152
5.5.7.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :	152
5.5.6. Poutre Terrasse (30*50) :	152
5.5.8.1. Ferrailage longitudinal :	152
5.5.8.1.1. En travée :	152
5.5.8.1.1.1. Calcule des ferrailages :	152
5.5.8.1.1.2. Vérification à l'ELU :	152
5.5.8.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	152
5.5.8.1.1.2.2. RPA :	153
5.5.8.1.2. En appuis :	153
5.5.8.1.2.1. Calcule des ferrailages :	153
5.5.8.1.2.2. Vérification à l'ELU :	153
5.5.8.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	153
5.5.8.1.2.2.2. RPA :	153
5.5.8.2. Ferrailage longitudinal :	153
5.5.8.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211).....	153
5.5.8.2.2. Calcul du diamètre :	154
5.5.8.2.3. Calcul de l'espacement :	154
5.5.8.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :	154
5.5.8.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :	154
Chapitre 06 : Etude de fondation.....	159
6.1. Introduction :	159
6.1.1. Fondations superficielles :	159

6.1.2. Fondations profondes :.....	159
6.2. Choix du type de fondation :	159
6.3. Etude de radier :	160
6.3.1. Pré dimensionnement du radier :.....	160
6.3.1.1. Condition de rigidité :.....	160
6.3.1.2. Condition forfaitaire :.....	161
6.3.1.3. Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :.....	161
6.3.1.4. Condition de non poinçonnement :	162
6.4. Hauteur et épaisseur de la nervure h_n :	163
6.5. Epaisseur de la dalle :.....	163
6.6. Déterminations des sollicitations :	163
6.7. Combinaison d'action :	163
6.7.1. Vérification des contraintes sous radier :.....	163
6.7.1.1. A L'ELU :.....	163
6.7.1.2. A L'ELS :	164
6.8. Vérification de l'effet de sous pression :	164
6.9. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :	165
6.9.1. Sens x_x :	166
6.9.1.1. En travée :	166
6.9.1.1.1. Calcul des ferrillages :	166
6.9.3.1.2. Vérification à l'ELU :	166
6.9.3.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :.....	166
6.9.3.1.2.2. Espacement des barres :	166
6.9.3.1.3. Vérification à l'ELS :.....	166
6.9.3.1.3.1. Position de l'axe neutre :	166
6.9.3.1.3.2. Moment d'inertie :.....	167
6.9.3.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	167
6.9.3.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	167
6.9.3.2. En appuis :	167
6.9.3.2.1. Calcul des ferrillages :	167
6.9.3.2.2. Vérification à l'ELU :	168
6.9.3.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :.....	168
6.9.3.2.2.2. Espacement des barres :	168
6.9.3.2.3. Vérification à l'ELS :.....	168
6.9.3.2.3.1. Position de l'axe neutre :	168
6.9.3.2.3.2. Moment d'inertie :.....	168

6.9.3.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	168
6.9.3.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	168
6.9.4. Sens yy :	169
6.9.4.1. En travée :	169
6.9.4.1.1. Calcule des ferrailages :	169
6.9.4.1.2. Vérification à l'ELU :	169
6.9.4.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	169
6.9.4.1.2.2. Espacement des barres :	169
6.9.4.1.3. Vérification à l'ELS :	170
6.9.4.1.3.1. Position de l'axe neutre :	170
6.9.4.1.3.2. Moment d'inertie :	170
6.7.4.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	170
6.7.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	170
6.7.4.2. En appuis :	170
6.7.4.2.1. Calcule des ferrailages :	170
6.7.4.2.2. Vérification à l'ELU :	171
6.7.4.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	171
6.7.4.2.2.2. Espacement des barres :	171
6.7.4.2.3. Vérification à l'ELS :	171
6.7.4.2.3.1. Position de l'axe neutre :	171
6.7.4.2.3.2. Moment d'inertie :	171
6.7.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	171
6.7.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	172
6.7.4. Ferrailage longitudinal :	173
6.7.4.1. En travée :	173
6.7.4.1.1. Calcule des ferrailages :	173
6.7.4.1.2. Vérification à l'ELU :	173
6.7.4.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	173
6.7.4.1.2.2. Espacement des barres :	173
6.7.4.1.3. Vérification à l'ELS :	174
6.7.4.1.3.1. Position de l'axe neutre :	174
6.7.4.1.3.2. Moment d'inertie :	174
6.7.4.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	174
6.7.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	174
6.7.4.2. En appuis :	174
6.7.4.2.1. Calcule des ferrailages :	174

6.7.4.2.2. Vérification à l'ELU :	175
6.7.4.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :.....	175
6.7.4.2.2.2. Espacement des barres :.....	175
6.7.4.2.3. Vérification à l'ELS :.....	175
6.7.4.2.3.1. Position de l'axe neutre :	175
6.7.4.2.3.2. Moment d'inertie :.....	175
6.7.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	175
6.7.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	176
Conclusion générale.	178
Bibliographie.....	179

La liste des figures

Figure 1.1 : Vue sur la situation de site étudiée.....	33
Figure 1.2 : Plane sous-sol.....	34
Figure 1.3 : Plan RDS.....	35
Figure 1.4 : Plan étage courant.....	37
Figure 1.5 : Diagramme déformations limites de la section.....	42
Figure 1.6 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.....	45
Figure 1.7 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.....	46
Figure 1.8 : Diagramme contrainte déformation.....	47
Figure 2.1 : Plancher dalle pleine.....	51
Figure 2.2 : Dalle pleine.....	52
Figure 2.3 : Coupe de voile.....	52
Figure 2.4 : Dimensions de poutres.....	53
Figure 2.5 : Poutres.....	53
Figure 2.6 : Plancher terrasse inaccessible.....	54
Figure 2.7 : Plancher terrasse accessible.....	55
Figure 2.8 : Section transversale d'un plancher.....	55
Figure 2.9 : Section transversale d'un plancher.....	56
Figure 2.10 : Plancher balcon.....	57
Figure 2.11 : coupe vertical de mur extérieure.....	57
Figure 3.1 : Coupe transversal de l'acrotère.....	62
Figure 3.2 : Schéma statique de l'acrotère.....	62
Figure 3.3 : schémas de ferrailage d'acrotère.....	68
Figure 3.4 : Coupe transversal de l'acrotère.....	69
Figure 3.5 : Schéma statique de l'acrotère.....	69
Figure 3.6 : schémas de ferrailage d'acrotère.....	75
Figure 3.7 : Schéma statique de calcul à l'ELU.....	75
Figure 3.8 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	76
Figure 3.9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	76
Figure 3.10 : Schéma statique de calcul à l'ELS.....	79
Figure 3.11 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	79
Figure 3.12 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	80
Figure 3.13 : plan de ferrailage des balcons.....	82
Figure 3.14 : Différents éléments d'un escalier.....	83
Figure 3.15 : Schéma statique des escaliers.....	86
Figure 3.16 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	86
Figure 3.17 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	87
Figure 3.18 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	90
Figure 3.19 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	91
Figure 3.20 : plan de ferrailage des volées.....	93
Figure 4.1 : disposition des voiles.....	100
Figure 4.2 : Vue de la structure modélisée.....	101

Figure 4.3 : Vue de la structure modélisée.	101
Figure 4.4 : Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y).	103
Figure 4.5 : Le 2ème est une translation suivant l'axe (x-x)	103
Figure 4.6 : le 3ème mode de torsions.	104
Figure 5.1 : moment d'encastrement des dalles rectangulaires.	111
Figure 5.2 : Plancher en béton armé (dalles).	Error! Bookmark not defined.
Figure 5.3 : Schéma de ferrailage pour la dalle sou-soul.	122
Figure 5.4 : Schéma de ferrailage pour la dalle RDS.	122
Figure 5.5 : Schéma de ferrailage pour la dalle étage courant.	123
Figure 5.6 : Schéma de ferrailage pour la dalle Terrasse accessible.	123
Figure 5.7 : Schéma de ferrailage pour la dalle Terrasse accessible.	124
Figure 5.8 : les moments et les efforts normaux et de cisaillement appliqués sur les voiles.	125
Figure 5.10 : Schéma de ferrailage pour voile sous-sol 3.	134
Figure 5.11 : Schéma statique d'une voile périphérique.	136
Figure 5.12 : Ferrailages d'une voile périphérique.	143
Figure 5.11 : Ferrailages Poutre Sous-sol 50*30 cm.	156
Figure 5.12 : Ferrailages Poutre RDS 50*30 cm.	156
Figure 5.13 : Ferrailages Poutre étages courants 30*50 cm.	157
Figure 5.14 : Ferrailages Poutre Noyée Terrasse 23*60 cm.	157
Figure 6.1 : Cartographies A L'ELU.	164
Figure 6.2 : Cartographies A L'ELS.	164
Figure 6.3 : Ferrailages de radier.	172
Figure 6.4 : Ferrailages Narvure.	Error! Bookmark not defined.

La liste des tableaux

Tableau 1.1 : Dimensions de plan.	38
Tableau 1.2 : Différents types d'acier.	47
Tableau 2.1 : Plancher Terrasse inaccessible.	54
Tableau 2.2: Plancher Terrasse inaccessible.	55
Tableau 2.3 : Plancher étage courant.	56
Tableau 2.4 : Plancher RDC.	56
Tableau 2.5 : Plancher SOUD-SOL	56
Tableau 2.6 : Balcon.	57
Tableau 2.7 : Mur extérieurs (double parois).	57
Tableau 2.8 : Murs intérieur.	58
Tableau 2.9 : Les charges de la paillasse.	58
Tableau 2.10 : Les charges de palier.	58
Tableau 3.1 : Les charges de Palier.	84
Tableau 3.2 : Les charges de la paillasse.	85
Tableau 4.1 : Pénalités du facteur de qualité	97
Tableau 4.2 : Taux de participation modale.	103
Tableau 4.3 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.	105
Tableau 4.4 : les forces sismiques des deux directions.	106
Tableau 4.5 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.	106
Tableau 4.6 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens X-X et sens Y-Y.	108
Tableau 5.1 : Les valeurs des moments de chaque niveau en sens.	120
Tableau 5.2 : Calcul et vérification des contraintes (ELS).	121
Tableau 5.3 : Sollicitations obtenues par ROBOT.	128
Tableau 5.7 : Les valeurs des moments de chaque niveau.	145
Tableau 5.8 : Dimensions des poutres.	145
Tableau 5.9 : Calcul et vérification des contraintes (ELS).	155

LISTE DES NOTATIONS :

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton à j jours.

E_{ij} : déformations instantanées.

E_{vj} : déformations différées.

ν : coefficient de poisson.

α : Angle, coefficient dimension.

δ_k : déplacements relatifs.

Δ_k : déplacements admissibles inter étages.

β : Coefficient de pondération.

γ : coefficient partiel de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

γ_b : coefficient de sécurité du béton.

θ : coefficient d'application de charge

σ_{st} : contrainte d'acier.

σ_{bc} : contrainte du béton.

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

f_e : limite élastique d'acier.

E_b : module de déformation du béton.

E_s : module de déformation du béton.

A : coefficient d'accélération de zone.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

ρ : poids volumique.

μ : moment réduit.

τ : contrainte tangentielle.

ELU : état limite ultime.

ELS : état limite service.

AS : aire d'une section d'acier.

At : section d'armatures transversales.

Ar : armatures de rive.

Amin : armatures minimales.

Av : armatures verticales.

Ah : armatures horizontales.

\emptyset : diamètre.

Tu : contrainte ultime de cisaillement.

T : période.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

e : enrobage.

hd : épaisseur des dalles.

ep : épaisseur.

L : longueur.

Mt : moment en travée.

Mo : moment en appuis d'une poutre reposant sur 2 appuis libres.

Ma : moment en appuis.

M1 : coefficient par rapport aux armatures tendus : coefficient de PIGEAUD.

M2 : coefficient de PIGEAUD.

Mu : moment à l'état limite ultime ;

Mser: moment à l'état limite service.

St : espacement.

Mxu,Myu: moments à l'état limite ultime dans les directions X et Y.

Mxser,Myser: moments à l'état limite ultime dans les directions X et Y.

Madxu,Madyu: moment en appuis droite à l'état limite ultime dans les direction X et Y.

Madxser,Madyser : moment en appuis droite à l'état limite service dans les direction X et Y.

Magxu,Magyu : moment en appuis gauche à l'état limite ultime dans les direction X et Y.

Magxser,Magyser: : moment en appuis gauche à l'état limite service dans les direction X et Y.

Mr : moment de renversement.

M_s : moment stabilisant.

M_f : moment fictive.

a : épaisseur du de voile.

d : hauteur utile

C : centre de pression.

h_e : hauteur libre d'étage.

V_u : effort tranchant.

W_p : poids propre de l'acrotère.

C_p : facteur de force horizontale.

F_p : l'action de la force sismique appliquée sur l'acrotère.

N_{ser} : effort normal pondéré l'état limite service.

N_u : effort normal pondéré à l'état limite ultime.

P : force concentrée.

L_v : longueur de la volée.

f : flèche.

\bar{f} : flèche admissible.

Q_u : charge calculée à l'état limite ultime.

Q_{ser} : charge calculée à l'état limite service.

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement ;

W : poids total de la structure.

ξ : pourcentage d'amortissement critique.

d : dimension du bâtiment mesure à sa base.

p_q : pénalité.

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids du aux charges d'exploitation.

V : effort sismique

F_i : force concentrée au sommet de la structure.

R_x, R_y : coordonnées du centre de masse selon X et Y;

G_x, G_y : coordonnées du centre de rigidité selon X et Y.

I_{xi}, I_{yi} : moment d'inertie par rapport aux axes OX et OY.

e_{x0}, e_{y0} : l'excentricité théorique dans les directions X et Y.

e_{x1}, e_{y1} : l'excentricité accidentelle dans les directions X et Y.

L_r : longueur de recouvrement.

Introduction générale

Introduction générale.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionné non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes de structures, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la plus part des bâtiments à voile en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial en (R+15) et 2 sous-sols implanté à la Wilaya d'Alger qui est classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de sismicité élevée (zone III). Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on à utiliser le code national « Règlement parasismique algérien RPA99 ».

Le travail est réalisé selon le plan de travail suivant :

Le premier chapitre, qui est consacré pour la présentation de l'ouvrage

Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure et descente des charges.

Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments non structuraux.

Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.

Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments principaux.

Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail

Chapitre 01 : Présentation du projet

Chapitre 01 : présentation du projet

1.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Pour toute construction le plancher est une structure horizontale qui supportera les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicules, personnes.....) et les charges permanentes (cloisons, revêtements). Celle-ci transmettra aux poutres, aux murs porteurs. A la fin toutes ces charges se reportent aux fondations.

1.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous étudions se compose de trois parties, un rez-de-chaussée et une mezzanine à usage commercial, un parking réparti sur deux niveaux sous-sols, et quinze étages à usage d'habitation.

Notre projet est situé dans la ville d'Alger, Commune de Ben Aknoun Daïra de Bouzareah, Rue Manaâ Lakhdar coopérative les Mimosas, qui est une zone sismique à activité élevée (zone II) selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).



Figure 1.1 : Vue sur la situation de site étudié.

1.3. Plan :

1.3.1. Plan sous-sol :

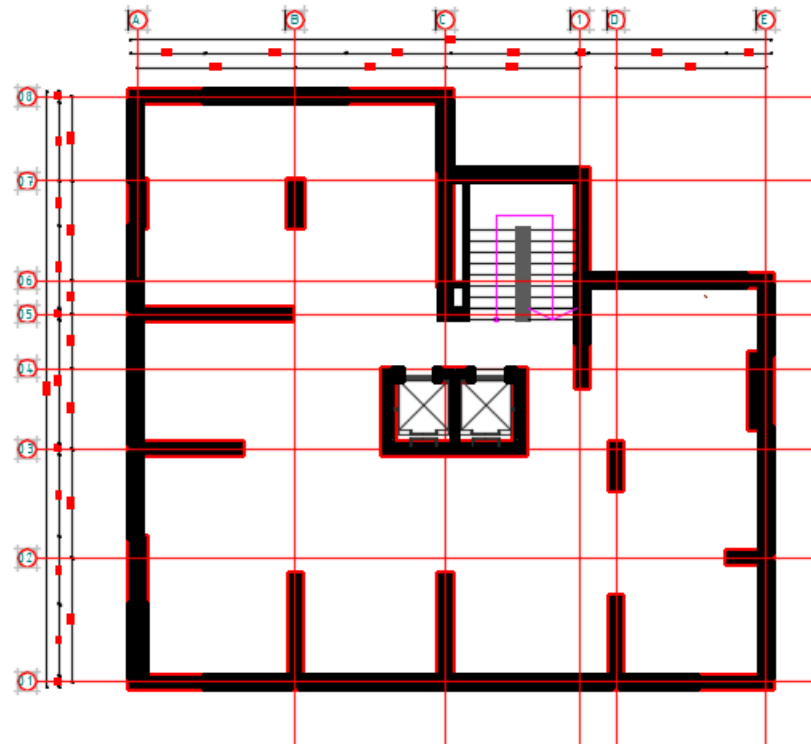


Figure 1.2: Plan sous-sol.

Chapitre 01 : présentation du projet

1.3.2. Plan RDS :

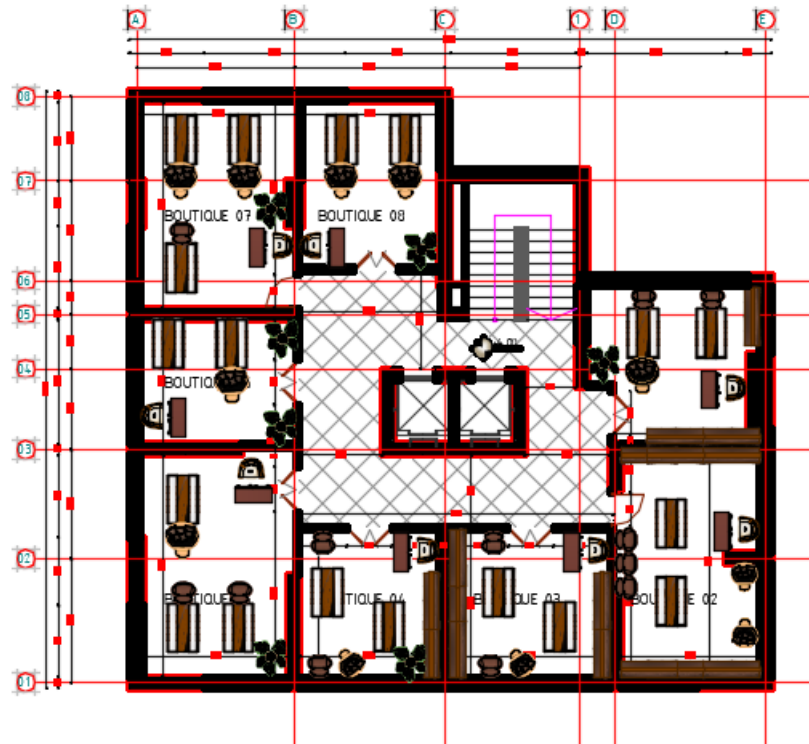


Figure 1.3 : Plan RDS.

1.3.3. Plan étage courant :

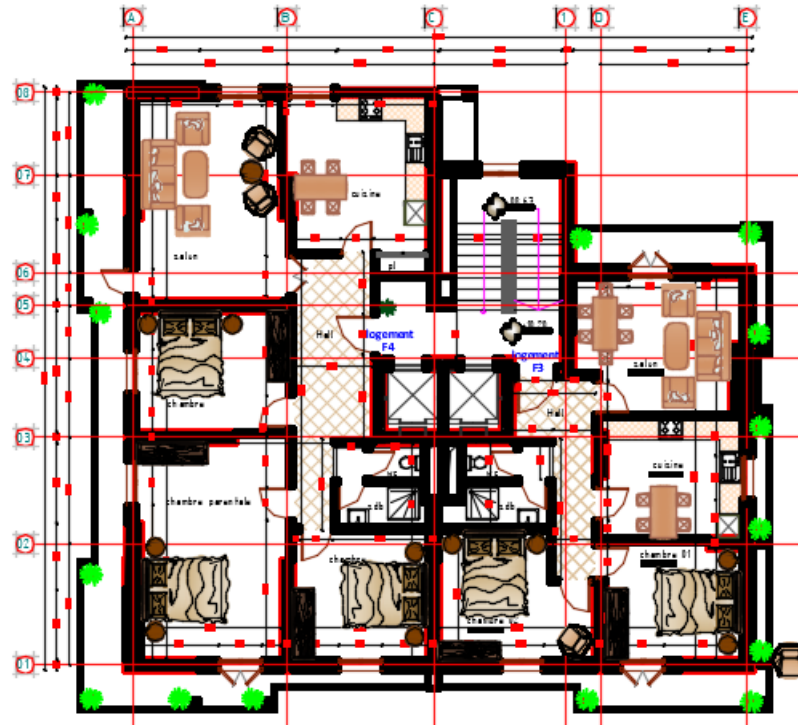


Figure 1.4 :plan étage courant

1.3.4. Plan pour les terrasses :

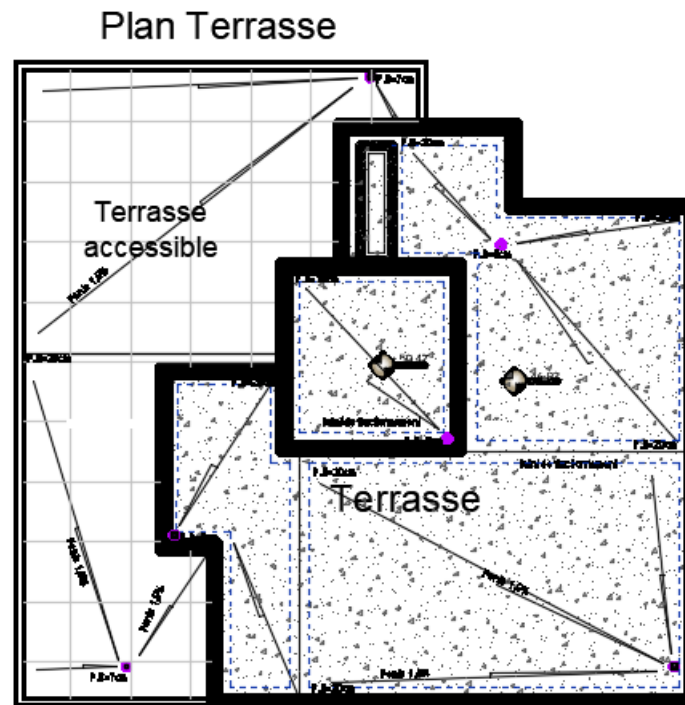


Figure 1.5 : Plan terrasses

1.4. Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :

Longueur totale du bâtiment	16.70 m
Largeur totale du bâtiment	15.60 m
Hauteur superstructure	55.25m
Hauteur totale du bâtiment	61.71 m
Hauteur du R.D.C	3.06 m
Hauteur de mezzanine	3.23 m
Hauteur des étages courants	3.06 m
Hauteur de sous-sol	3.23 m

Tableau 1.1 : Dimensions de plan.

1.5. Donnée sismique de la structure :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon (le RPA 99/ version 2003) comme une zone de sismicité élevée (zone III).

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1b.
- ❖ La contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_{sol} = 5 \text{ bars}$.
- ❖ Le site selon le rapport géotechnique est de classe (S3).

1.6. Les éléments de l'ouvrage :

1.6.1. Planchers :

Ces sont des aires planes séparant les différents niveaux d'un bâtiment. Les planchers remplissent deux fonctions principales:

- ❖ **Fonction de résistance mécanique:** les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- ❖ **Fonction d'isolation:** ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre cas, pour les planchers des étages courants ainsi que la terrasse on a adopté des planchers en dalle pleines.

Pour les balcons et les paliers des escaliers on a opté des planchers en dalle pleines, constitué de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation.

Chapitre 01 : présentation du projet

1.6.2. Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisé en système des voiles porteurs pour assurer la stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticale et horizontale.

1.6.3. Les voiles :

Ils ont la forme des panneaux (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

1.6.4. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre structure comprend un seul type d'escalier : escalier à deux volées séparées par le palier de repos, réalisés en béton armé coulés sur place.

1.6.5. La terrasse :

Notre projet comporte une terrasse accessible, équipée d'une isolation thermique et d'une forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales ainsi que d'une étanchéité multicouche.

1.6.6. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

Dans notre cas au niveau de terrasse, notre bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 100 cm et de 60cm d'hauteur.

1.6.7. Maçonnerie :

- ❖ **Murs extérieurs (remplissage) :** Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15cm et 10cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5cm faite pour assurer l'isolation thermique et phonique.
- ❖ **Murs intérieurs (cloisons) :** Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm.

1.6.8. La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

1.6.9. Le revêtement :

Les revêtements sont comme suit :

- ❖ Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
- ❖ Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- ❖ Carrelage pour les planchers et les escaliers.

Chapitre 01 : présentation du projet

- ❖ Céramique pour salle d'eau et cuisine.

1.6.10. Les fondations :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

1.6.11 Système de coffrage :

Le bâtiment sera réalisé au moyen d'un coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage traditionnel (bois et métal) pour les planchers.

1.6.12. 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 terrasses ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

1.7. Règlementation et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie L'étude de cet ouvrage est affectée conformément aux règlements ci-après :

- ❖ Le CBA93 (Code De Béton Armé « règles de conception et de calcul des structures en béton armé »).
- ❖ Le RPA (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).
- ❖ Le BAEL 91 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ❖ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ❖ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

1.8. Définition des états limites et les hypothèses de calcul :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré cesse de remplir ses fonctions. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service.

Chapitre 01 : présentation du projet

1.8.1. Etats limites ultimes (ELU) :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- ❖ Etat limite de l'équilibre statique (renversement).
- ❖ Etat limite de résistance des matériaux constitutifs (rupture).
- ❖ Etat limite de stabilité de forme : instabilité élastique due au flambement pour les pièces élancées, Il est alors nécessaire de procéder à des vérifications particulières.

1.8.2. Hypothèse de calcul à L'ELU :

- ❖ Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).
- ❖ Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton-acier)
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligée
- ❖ Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.
- ❖ Le diagramme des déformations limite d'une section satisfaite à la règle dite des pivots c'est-à-dire :
 - La résistance à la traction du béton est limitée à 3.5‰ en flexion simple et 2‰ compression simple.
 - Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
 - L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

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

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

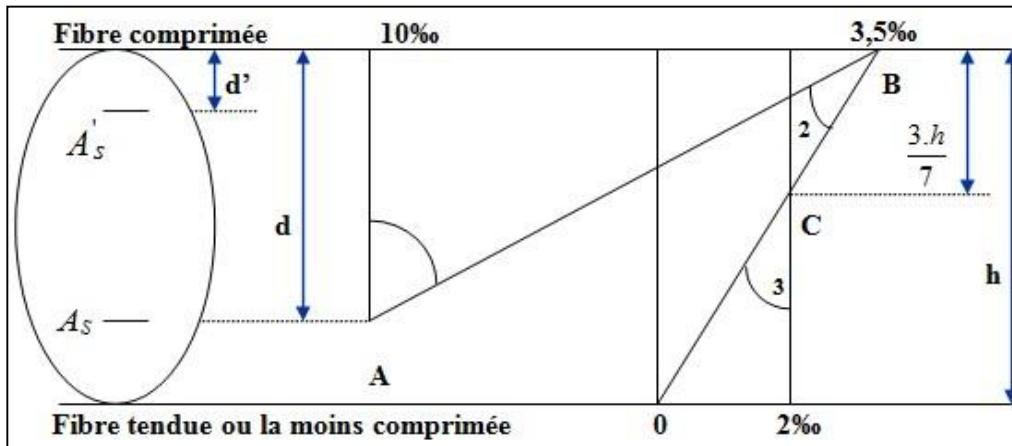


Figure 1.6 : Diagramme déformations limites de la section.

1.8.3. Etats limites de service (ELS) :

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela pourrait entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Ils correspondent aux phénomènes suivants : Ouvertures excessives des fissures, compression excessive du béton, déformations excessives des éléments porteurs, vibrations excessives et inconfortables Pertes d'étanchéité.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- ❖ La limite d'ouverture des fissures : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- ❖ La limitation de la compression du béton.
- ❖ La limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans des limites admissibles c'est à dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

1.8.4. Hypothèse de calcul à L'ELS :

En plus des hypothèses communes aux états limites ultimes et de service à savoir :

- ❖ Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).
- ❖ Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton acier)
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligée.

Nous mettons en évidence les hypothèses propres à l'état limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure :

Chapitre 01 : présentation du projet

- ❖ Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton $E_s = 15 E_b$; $n = 15$: Coefficient d'équivalence.

1.9. Caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul :

1.9.1. Béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, dont les caractéristiques sont :

- ❖ Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- ❖ Bonne résistance aux actions climatiques.
- ❖ Bonne résistance à la compression.
- ❖ Faible résistance à la traction.

1.9.1.1. Dosage du béton :

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptée et à présenter une protection efficace de l'armature.

Notre composition courante de 1m³ de béton est :

- ❖ 350 à 400 kg de ciment
- ❖ 175 à 200 l d'eau
- ❖ 400 kg de sables (dimension < 6 mm)
- ❖ 800 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm)

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir:

- ❖ Une résistance mécanique élevée.
- ❖ Un retrait minimum.
- ❖ Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

1.9.1.2. Résistance du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à 28 jours, dite résistance caractéristique à la compression et notée [f_{c28}], elle est obtenue par des essais d'écrasement d'éprouvette normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur par compression axiale après 28 jours de durcissement. Lorsque la sollicitation s'exerce sur le béton à l'âge $j < 28$ jours sa résistance à la compression est calculée selon la formule ci- dessous selon **BAEL 91(Art 2-1-11)**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

Chapitre 01 : présentation du projet

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

Avec : $j \leq 28$ jours

Poids volumique du béton : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

Pour 28 jours $< j < 60$ jours $f_{cj} = f_{c28}$

Pour $j \geq 60$ jours..... $f_{cj} = 1.1f_{c28}$

1.9.1.3. Résistance du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = 2.4 \text{ MPa}$$

1.9.1.4. Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

1.9.1.4.1. Module de déformation instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179.558 \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

1.9.1.4.2. Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{30} = 11496.760 \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

1.9.1.5. Module de déformation transversale :

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

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

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

Chapitre 01 : présentation du projet

- Le coefficient de poisson ν : (BAEL 91, art A.2.1,3). C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

A. $\nu = 0$ (À l'ELU) pour le calcul des sollicitations.

B. $\nu = 0.2$ (À l'ELS) pour le calcul des déformations.

1.9.1.6. Modèles de calcul :

1.9.1.6.1. A l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I.3, avec cette figure :

$0 \leq \varepsilon \leq 2\%$: c'est une section entièrement comprimée.

$2\% \leq \varepsilon \leq 3.5\%$: compression avec flexion.

Avec ε : Raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.3.4.1.}) [2]$$

Avec γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{en situation accidentaire} \end{cases}$$

- 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$: si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$: si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

A 28 jours on a $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$

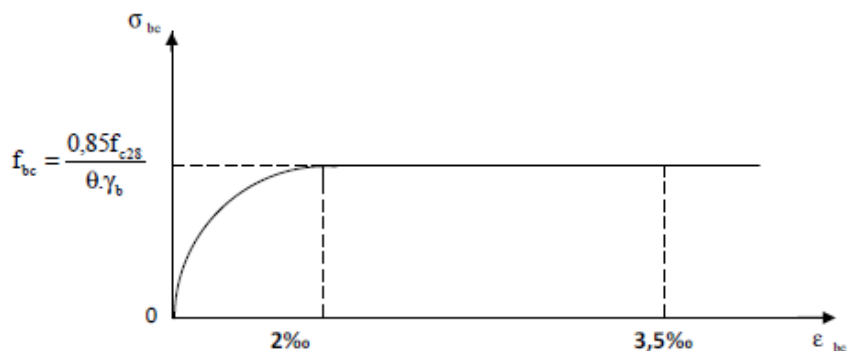


Figure 1.7 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

Chapitre 01 : présentation du projet

1.9.1.8.2. A l'ELS :

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0.56 \times f_{t28} \text{ (BAEL 91, art A.4.5)}$$

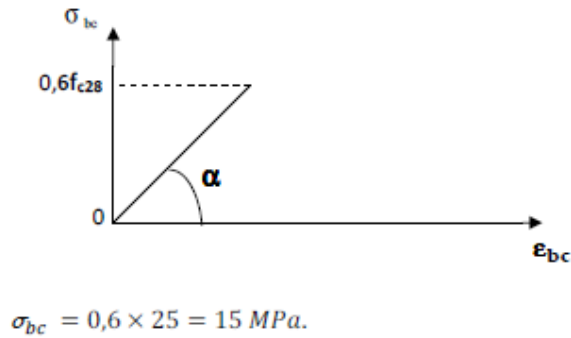


Figure 1.8: Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

1.9.1.9. Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

1.9.1.9.1. Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 4 \text{ MPa}$$

1.9.1.9.2. Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3 \text{ MPa}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

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

T_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisillée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

Chapitre 01 : présentation du projet

1.9.1.10. Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

2300 à 2400 daN/mS'il n'est pas armé.

2500 daN/mS'il est armé.

1.9.2. Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Haute adhérences (HA) : FeE400, pour les armatures longitudinales.

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant en fonction de la limite d'élasticité garantie f_e

Type	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)
Barre HA	FeE400	400

bleau 1.2 : Différents types d'acier.

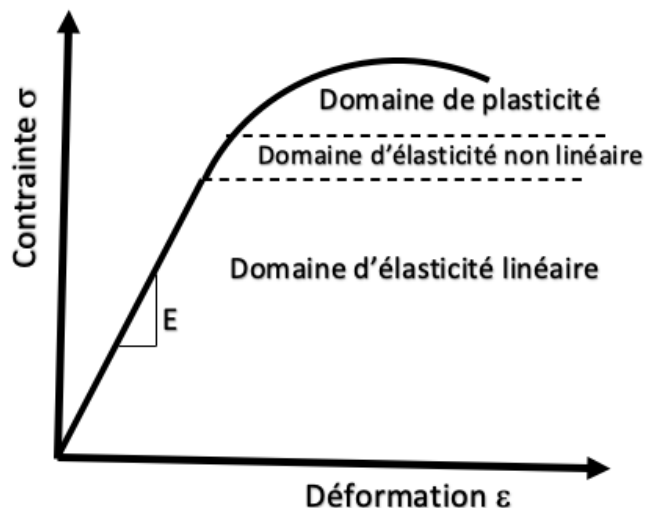
1.9.2.1. Caractéristiques mécaniques :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 210000$ MPa

1.9.2.2. Diagramme déformations contraintes :

Lors d'une justification à l'état limite ultime, le diagramme déformation contrainte à considérer est comme défini ci-dessous

:



Chapitre 01 : présentation du projet

1.9.2.2.1. L'ELU :

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ [BAEL91 /A.4.3.2]

f_e : Résistance élastique d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentel.} \end{cases}$$

1.9.2.2.2. L'ELS :

a) Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow limitation à f_e [BAEL91/A.4.5,32]

b) Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$ [BAEL91/A.4.5,33]

c) Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \min(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})$ [BAEL91/A.4.5,34]

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

n : Coefficient de fissuration

$n = 1.6$ Pour les armatures à haute adhérence HA.

1.10.Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

1.10.1. Etat limite ultime :

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

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

1.10.2. Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

1.10.3. Etat limite accidentelle :

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes RPA99 /2003 prévu des combinaisons d'action suivantes

$$G+Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par $G+Q \pm 1,2E$.

Avec :

Chapitre 01 : présentation du projet

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

- **Protection des Armatures (l'enrobage « e »)**

On adopte : $e = h - d$ avec $d = h - e$

- **Les hypothèses de calcul :**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$
- Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales et transversal : on a choisi le : **H.A. $f_e = 400 \text{ MPa}$**

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

2.1. Pré dimensionnement :

2.1.1. Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré dimensionnements et cela en se basant sur des lois des règlements **BAEL91** et **RPA99 version 2003**, ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux.

Le prédimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

2.1.2. Plancher (dalle pleine) :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- ❖ De résistance à la flexion :
 - 1/30 à 1/35 de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis.
 - 1/40 à 1/50 pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis.
- ❖ D'isolation acoustique : ≥ 16 cm.
- ❖ De rigidité ou limitation de la flèche $\leq 1/500$.
- ❖ De sécurité vis-à-vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.

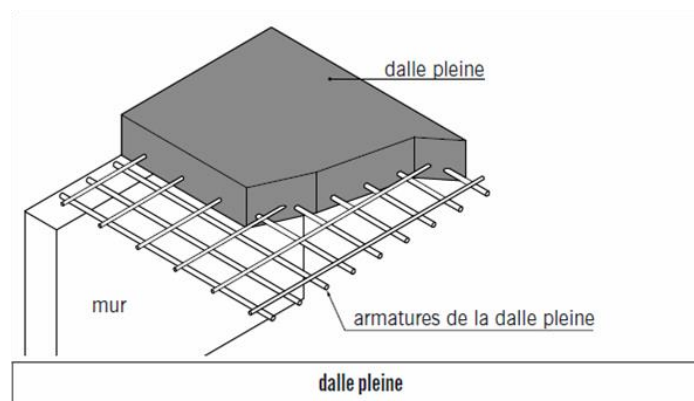


Figure 2.10 : Plancher dalle pleine.

$$\begin{cases} Lx = 450 \\ Ly = 620 \end{cases}$$

$$\frac{Lx}{Ly} = \frac{450}{620} = 0.72 \dots\dots\dots 0.4 \leq p \leq 1, \text{ Dalle porteur dans les deux sens}$$

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

2.1.2.1. Condition de la flèche :

$$\begin{cases} L_X = 450 \\ L_Y = 620 \end{cases}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\frac{620}{50} = 12.40 \leq e \leq \frac{620}{40} = 15.50$$

Donc on prend **e = 20 cm**

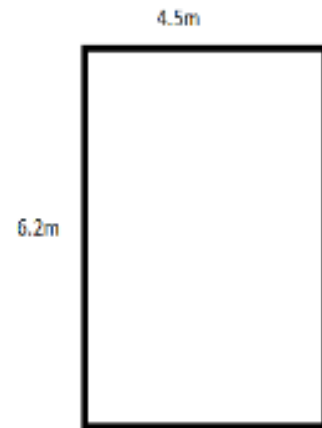


Figure 2.11 : Dalle pleine.

2.1.3. Les Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales.

Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1 RPA99 modifié 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

$$L \geq 4a \text{ et } a \geq \frac{he}{20} .$$

Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure 2.3

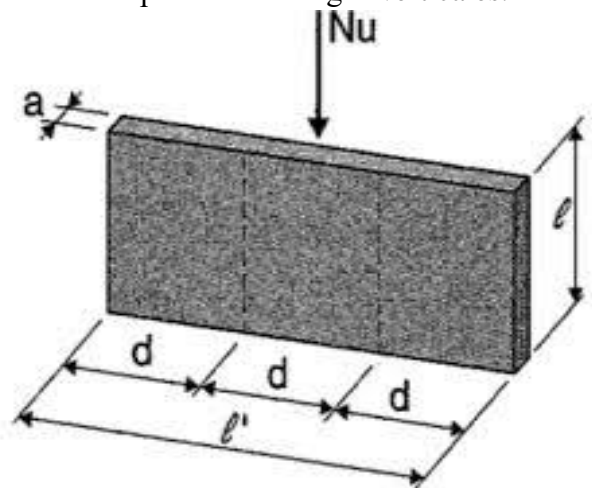


Figure 2.12 : Coupe de voile.

$$a \geq \frac{323 - 20}{20} = 15 \text{ cm}$$

On prend **a = 40 cm**

$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 * 40 = 160 \text{ cm}$$

On prend **L = 160 cm**

2.1.4. Poutres :

2.1.4.1. Selon les Règles de BAEL93 :

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

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

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{la portée de la poutre} \\ h : \text{la hauteur de la poutre} \\ b : \text{la largeur de la poutre} \end{array} \right.$

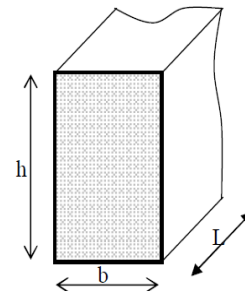


Figure 2.13: Dimensions de poutres.

2.1.4.2. Conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

- ❖ $b \geq 20 \text{ cm}$
- ❖ $h \geq 30 \text{ cm}$
- ❖ $\frac{h}{b} < 4$

2.1.4.3. Critères de flèche :

$$L = 6.20 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{6.20}{15} \leq h \leq \frac{6.20}{10} \Rightarrow 41.30 \text{ cm} \leq h \leq 62 \text{ cm}$$

Pour le choix de b :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$15 \leq b \leq 35$$

On prendra : **h = 50 cm** et **b = 30 cm**

2.1.4.4. Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.6 < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées}$$

Donc la section de la poutre d'extrémité est de dimension $(30 \times 50) \text{ cm}^2$

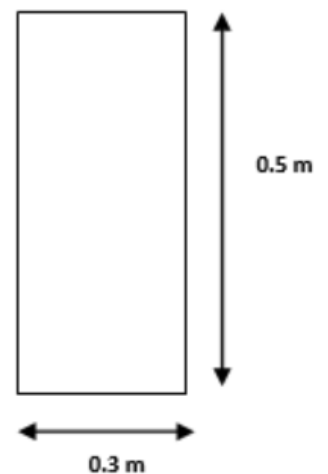


Figure 2.14: Poutres.

2.2. Descente Des Charges :

2.2.1. Introduction :

Pour chaque projet, une descente de charges manuelle est effectuée, même si une modélisation de la structure sur un logiciel a déjà été effectuée. Cette descente de charges sera utile tout au long du projet, permettant de retrouver rapidement les charges appliquées sur les différents éléments de la structure.

De plus, elle permet de conserver une trace de la répartition des charges et ainsi de rester en cohérence du début à la fin du projet.

2.2.2. Plancher Terrasse Inaccessible :

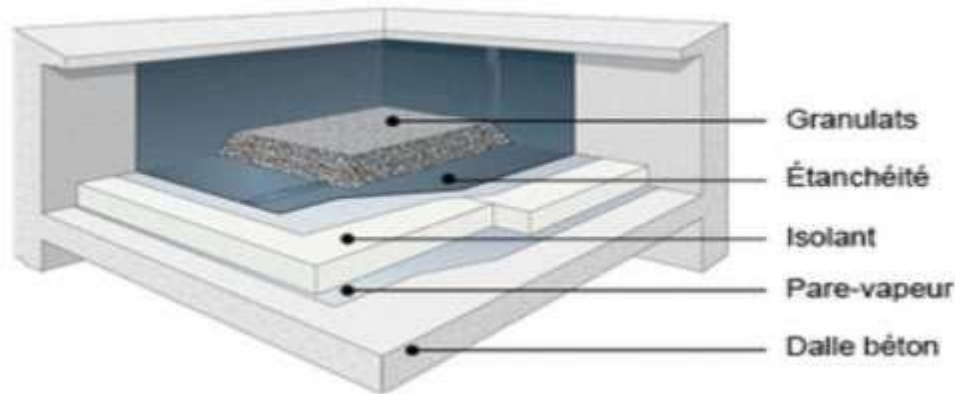


Figure 2.15: Plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Gravier roulé de protection.	0,04	20	0,80
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Forme de pente en béton	0.1926	22	4.23
Isolation thermique en liège	0,04	2.5	0,10
Dalle BA (e=20cm)	0,20	25	5
Enduit au plâtre	0,01	10	0,10
Charges permanentes :			10.35
Surcharge d'exploitation :			1

Tableau 2.3 : Plancher Terrasse inaccessible.

2.2.3. Plancher Terrasse Accessible :

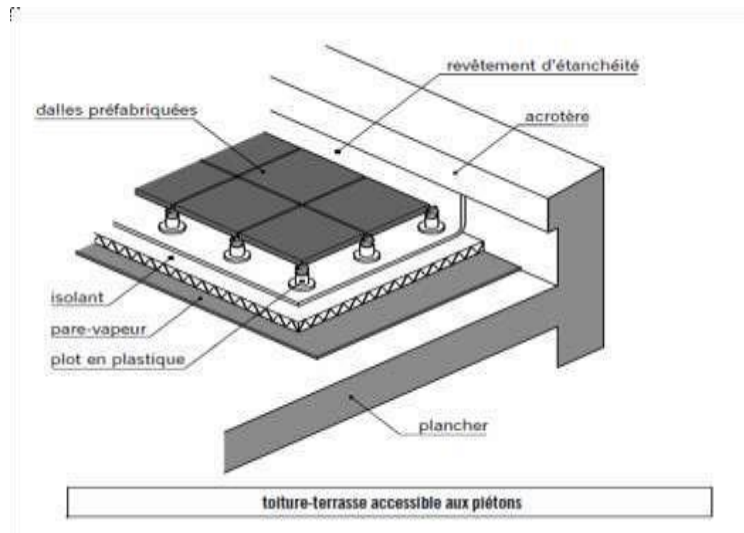


Figure 2.16 : Plancher terrasse accessible.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Forme de pente 10cm	0.10	0.12	2.2
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Dalledesolycompris lacouchedemortierdepose	0.02	0.30	1.04
Dalle BA (e=20cm)	0,20	25	5
Enduit au mortier	02	18	0,36
Charges permanentes :			8.72
Surcharge d'exploitation :			1

Tableau 2.4: Plancher Terrasse inaccessible.

2.2.4. Plancher Etage Courant :

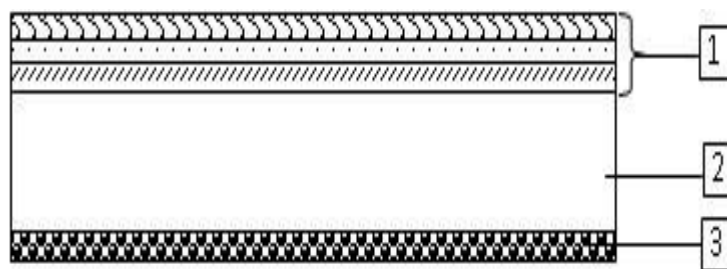


Figure 2.017: Section transversale d'un plancher.

Chapitre 02 : Pré dimensionnement des éléments et Descente Des Charges

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	0,01	12	0,12
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Dalle en BA	0,20	25	5,75
Cloisons intérieur	0,1	10	1
Charges permanentes :			6.29
Surcharge d'exploitation :			1,5

Tableau 2.5 : Plancher étage courant.

2.2.5. Plancher RDC :

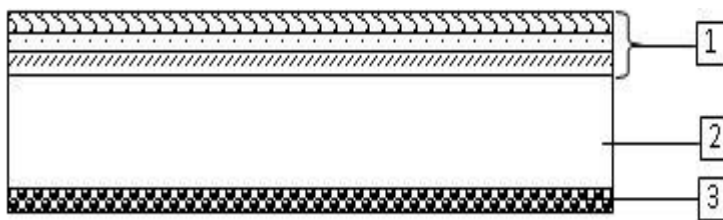


Figure 02.18: Section transversale d'un plancher.

Matériaux	EP (cm)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	0,01	12	0,12
Dalle pleine	0,20	25	5,75
Enduit au plâtre	0,02	10	0,2
Cloisons intérieures	0,1	10	1
Charges permanentes :			6.32
Surcharge d'exploitation :			5

Tableau 2.6 : Plancher RDC.

2.2.6. Plancher sous-sol :

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Charpie en béton	0,04	20	0,8
Dalle BA	0,20	25	5,75
Enduit en ciment	0,02	20	0,4
Charges permanentes :			6,20
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 2.7: Plancher SOUD-SOL

2.2.7. Balcon :

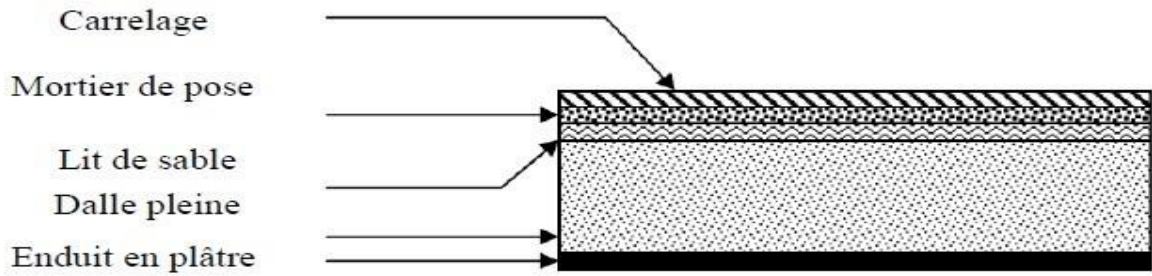


Figure 02.19: Plancher balcon.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Dalle de sol	0,01	12	0,12
Dalle en BA	0,20	22	5,00
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charges permanentes :			5,32
Surcharge d'exploitation :			3,5

Tableau 2.8: Balcon.

2.2.8. Mur Extérieure :

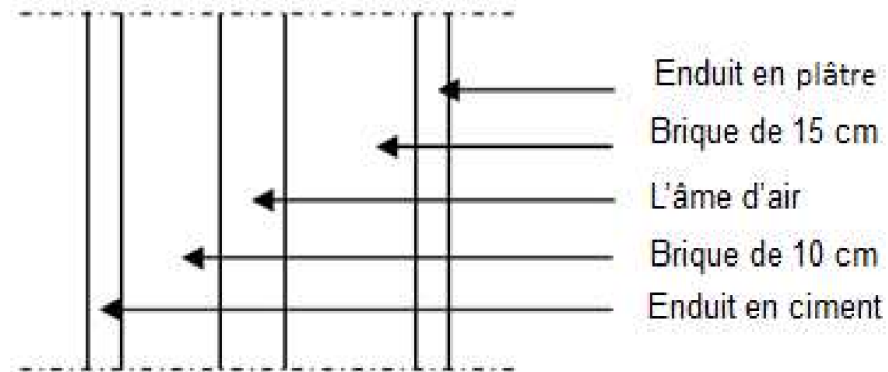


Figure 2.20 : coupe vertical de mur extérieure.

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,2	10	2
Parois en brique creuse	0,15	9	1,35
Lame d'air	0,5	0	0
Parois en brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit en plâtre	0,1	2	0,2
Charges permanentes :			4,45

Tableau 02.9: Mur extérieurs (double parois).

2.2.9. Mure Intérieur :

Matériaux	EP (cm)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Enduit en ciment	0,2	20	4
Parois en brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit en plâtre	0,1	0,02	0,002
Charges permanentes :			4,902

Tableau 2.10 : Murs intérieur.

2.2.10. Escalier :

2.2.10.1. Volée (la pailleasse) :

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	0,01	20	0,2
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
Revêtement en marbre vertical	/	21	0,25
Poids propre de la pailleasse	0,15	25	3,75
Poids propre des marches	/	22	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en pâtre	0,02	10	0,2
Charges permanentes :			6,77
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 2.11: Les charges de la pailleasse.

2.2.9.2. Palier :

Désignation	EP (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	0,15	25	3,75
Revêtement en marbre	0,02	12	0,24
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Enduit en ciment	0,02	20	0,4
Charges permanentes :			4,79
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 2.12: Les charges de palier.

2.3. Conclusion :

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, nous a permis d'avoir une idée sur les dimensions des éléments structuraux afin d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

Chapitre 03 : Etude éléments non structuraux

3.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux ne participent pas directement au contreventement. Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs. ...) ou en béton armé (acrotère, balcon, escalier. ...Ets.).

Dans ce chapitre on va calculer des éléments ci-après :

- ❖ Acrotère
- ❖ Balcon
- ❖ Escalier
- ❖ Ascenseur

3.2. Etude d'acrotère :

3.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

3.2.2. L'acrotère :

Cet acrotère est encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande 1 mètre de largeur ; Le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

3.2.3. Calcul des sollicitations :

3.2.3.1. Charge permanente :

$$G = \gamma_b \times S$$

Avec γ_b : poids volumique de béton

S : surface de l'acrotère

$$S_1 = \frac{0.05 \times 0.1}{2} = \mathbf{0.0025 \text{ m}^2}$$

$$S_2 = 0.05 \times 0.1 = \mathbf{0.005 \text{ m}^2}$$

$$S_3 = 0.1 \times 0.6 = \mathbf{0.06 \text{ m}^2}$$

$$S = 0.0025 + 0.005 + 0.06 = \mathbf{0.0675 \text{ m}^2/l}$$

$$G = 0.0675 \times 25 = 1.69 \text{ kg/ml}$$

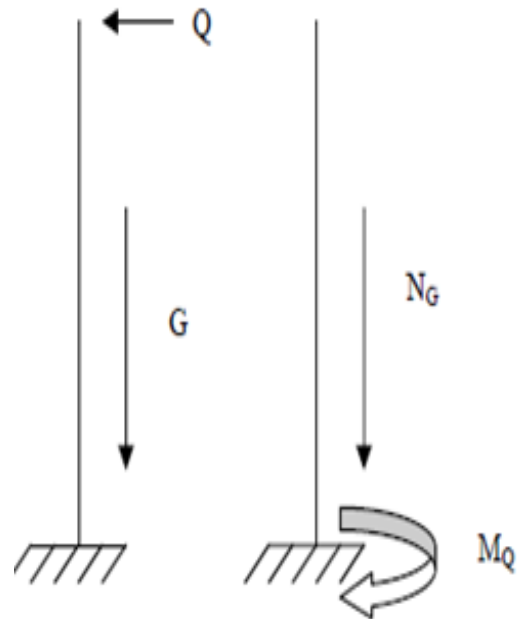
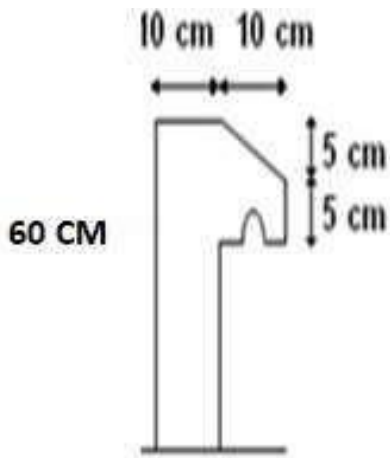


Figure 3.1 : Coupe transversal de l'acrotère.

Figure 03.2 : Schéma statique de l'acrotère.

3.2.3.2. Charge d'exploitation :

$$Q = 1.00 \text{ kg/ml}$$

3.2.3.3. La force horizontale : Fp [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

$A = 0.30$ Coefficient d'accélération de la zone IIa.

$W_p = 1.69 \text{ kg/ml}$ Poids de l'acrotère.

$C_p = 0.8 \text{ KN}$ Facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0.30 \times 0.8 \times 1.69 = 1.62 \text{ kg/ml}$$

$$P = \max(1.62 \text{ KN} ; 1 \text{ KN}) P = 1.62 \text{ KN}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

3.2.4. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :

3.2.4.1. ELU :

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.69 = 2.28 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = \mathbf{0.9 \text{ KN.m}}$$

$$T_u = 1 \times 1.5 = \mathbf{1.5 \text{ KN}}$$

3.2.4.2. ELS ;

$$N_s = G = \mathbf{1.69 \text{ KN}}$$

$$M_s = Q \times h = 0.6 \times 1 = \mathbf{0.6 \text{ KN.m}}$$

$$T_s = \mathbf{1 \text{ KN}}$$

3.2.5. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

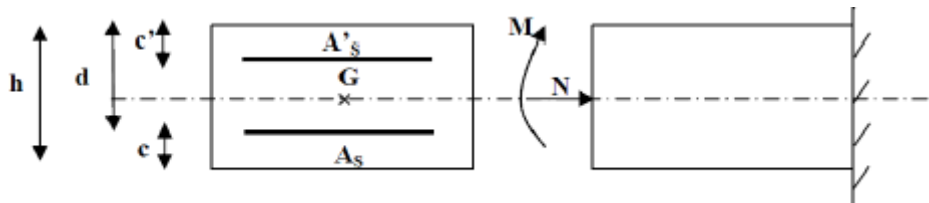


Figure 03.3: Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 60 \text{ cm} \\ h = 10 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

3.2.5.1. ELU : Détermination de l'excentricité : eu

$$e_u = \frac{M}{N} = \frac{0.9}{2.28} = \mathbf{0.39 \text{ m}}$$

$$e_u = \mathbf{0.39 \text{ m}} > \frac{h}{2} - c = \mathbf{0.03 \text{ m}}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fi à la flexion composée.

3.2.6. Calcul en flexion simple :

3.2.6.1. Moment fictif :

$$M_1 = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.28 \times \left(\frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = \mathbf{0.96 \text{ KN.m}}$$

3.2.6.2. Moment réduit :

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{17 \text{ MPa}}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{0.96 \times 10^3}{60 \times 17 \times 8^2} = \mathbf{0.014}$$

$\mu < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

3.2.6.3. Armatures fictives :

$$\mu = \mathbf{0.0149}$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{435 \text{ Mpa}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.014)}) = \mathbf{0.017}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.017 = \mathbf{0.993}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{0.96}{0.993 \times 435 \times 13} = \mathbf{0.27 \text{ cm}^2}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_{cal} = A_1 - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0.27 - \frac{2.28}{435} = \mathbf{0.26 \text{ cm}^2}$$

3.2.6.4. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{30}{400} = \mathbf{1.10 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend : $A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(0.26 ; 1.10) = \mathbf{1.10 \text{ cm}^2}$

Soit : 4T10 = $\mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{25 \text{ cm/ml}}$

3.2.6.5. Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_{cho}}{4} = \frac{3.14}{4} = \mathbf{0.79 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T8 = $\mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{20 \text{ cm/ml}}$

3.2.7. Vérifications à l'ELU :

3.2.7.1. Condition de non fragilité :

(BAEL99/Art A.4.21) par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (Met N)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = \mathbf{2.4 \text{ MPa}}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{es - 0.445 \times d}{es - 0.185 \times d} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{15 - 0.445 \times 8}{15 - 0.185 \times 8} \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{0.93 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{0.93 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

3.2.7.2. Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = \mathbf{1.5 * 1 = 1.5 \text{ KN}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{3 \text{ MPa}} \\ \mathbf{4 \text{ MPa}} \end{array} \right. \bar{\tau}_u = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 8} = \mathbf{1.87 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$
 Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.2.7.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL99/ Art A 6.1,3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 - d \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

ψ : Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 1 = \mathbf{12.56 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{-1.5 \times 10^3}{0.9 - 80 \times 12.56} = \mathbf{1.65 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5 \times 2.4 = \mathbf{2.16 \text{ MPa}}$$

$\tau_{se} = \mathbf{1.65 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{2.16 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

3.2.7.4. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{se}}$$

Tel que : $\tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = 3.24 \text{ MPa}$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 3.24} = 30.86 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 35 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 0.8 \times 35 = 28 \text{ cm}$$

3.2.7.5. Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)

$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = \min(20 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

3.2.8. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = 1.65 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_s = 1 \text{ KN}$$

3.2.8.1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 50 \times y_1^2 + 47.1 \times y_1 - 376.8$$

$$y_1 = 2.31$$

3.2.8.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{100 \times 2.31^3}{12} + 15 \times (3.14 \times (8 - 2.31)) = 169.93 \text{ cm}^4$$

3.2.8.3. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y1 = \frac{600}{169.93} \times 2.31 = \mathbf{8.15 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{8.15 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

3.2.8.4. Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

σ_s : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(266.66; 196.77) = \mathbf{197 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y1) = \frac{15 \times 60}{169.93} \times (8 - 2.31) = \mathbf{30.35 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = \mathbf{30.35 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_s = \mathbf{197 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

3.2.8.5. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [\text{R.P. A99_V2003}]$$

A : Coefficient d'accélération de la zone III.

C_p : Facteur de fore horizontale variant entre 0.3 et 0.8

$C_p = 0.8$ (élément en console)

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = \mathbf{1.69 \text{ kg/ml}}$$

Alors : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.30 \times 0.8 \times 1.69 = 2.24 \text{ KN/ml}$

$F_p = \mathbf{1.62 \text{ KN/ml}} < Q = \mathbf{2.244 \text{ KN/ml}}$ Condition vérifiée.

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

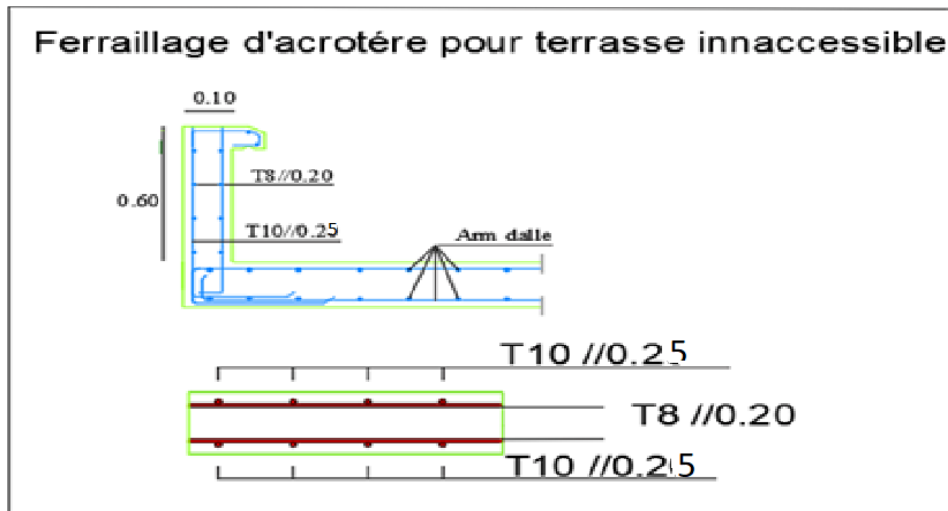


Figure 03.3 : schémas de ferraillage d'acrotère.

3.3. Etude d'acrotère :

3.3.1. Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjointif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

3.3.2. L'acrotère :

Cet acrotère est encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande 1 mètre de largeur ; Le ferraillage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

3.3.3. Calcul des sollicitations :

3.2.3.1. Charge permanente :

$$G = \gamma_b \times S$$

Avec γ_b : poids volumique de béton

S : surface de l'acrotère

$$S_1 = 1 \times 0.15 = \mathbf{0.15 \text{ m}^2}$$

$$S_2 = 0.06 \times 0.1 = \mathbf{0.006 \text{ m}^2}$$

$$S_3 = 0.14 \times 0.2 = \mathbf{0.028 \text{ m}^2}$$

$$S_4 = \frac{0.06 \times 0.1}{2} = \mathbf{0.003 \text{ m}^2}$$

$$S = 0.15 + 0.006 + 0.028 + 0.003 = \mathbf{0.187 \text{ m}^2/l}$$

$$G = 0.187 \times 25 = 4.68 \text{ kg/ml}$$

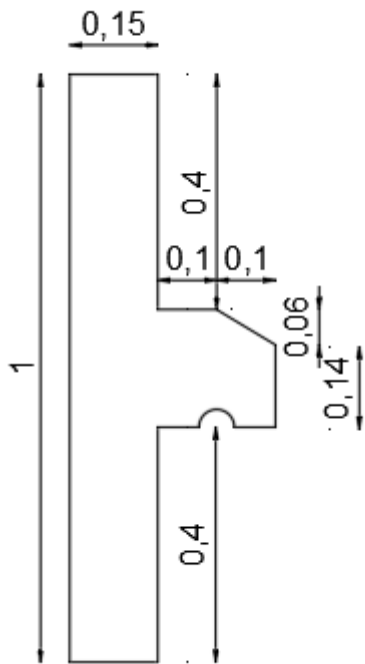


Figure 3.4: Coupe transversal de l'acrotère.

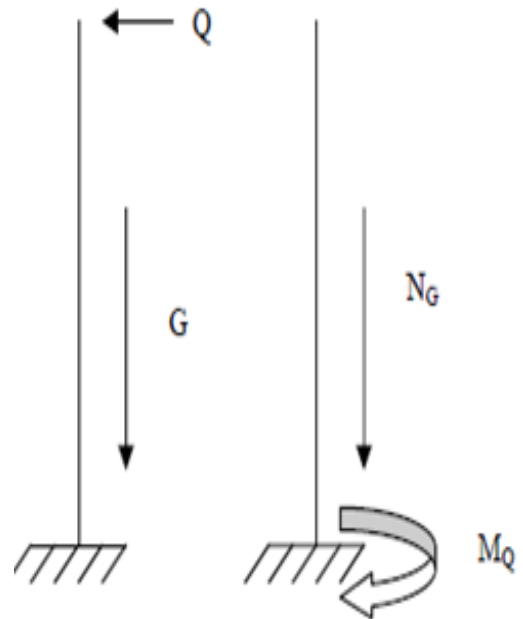


Figure 03.5 : Schéma statique de l'acrotère.

3.3.3.2. Charge d'exploitation :

$$Q = 1.00 \text{ kg/ml}$$

3.3.3.3. La force horizontale : Fp [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

$A = 0.30$ Coefficient d'accélération de la zone IIa.

$W_p = 4.68 \text{ kg/ml}$ Poids de l'acrotère.

$C_p = 0.8 \text{ KN}$ Facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0.30 \times 0.8 \times 4.68 = 4.49 \text{ kg/ml}$$

$$P = \max(4.49 \text{ KN} ; 1 \text{ KN}) P = 4.49 \text{ KN}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

3.3.4. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant :

3.3.4.1. ELU :

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 4.68 = \mathbf{6.31 \text{ KN}}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 1 = \mathbf{1.5 \text{ KN.m}}$$

$$T_u = 1 \times 1.5 = \mathbf{1.5 \text{ KN}}$$

3.3.4.2. ELS :

$$N_s = G = \mathbf{4.68 \text{ KN}}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 1 = \mathbf{1 \text{ KN.m}}$$

$$T_s = \mathbf{1 \text{ KN}}$$

3.3.5. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

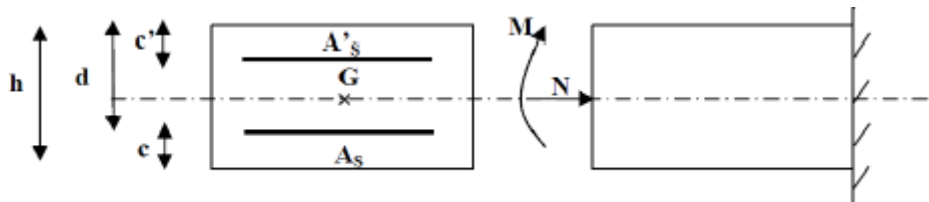


Figure 03.3: Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

3.3.5.1. ELU : Détermination de l'excentricité : eu

$$e_u = \frac{M}{N} = \frac{1.5}{6.31} = \mathbf{0.23 \text{ m}}$$

$$e_u = \mathbf{0.23 \text{ m}} > \frac{h}{2} - c = \mathbf{0.055 \text{ m}}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fi à la flexion composée.

3.3.6. Calcul en flexion simple :

3.3.6.1. Moment fictif :

$$M_1 = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right) = 1.5 + 6.31 \times \left(\frac{0.15}{2} - 0.02\right) = \mathbf{1.84 \text{ KN.m}}$$

3.3.6.2. Moment réduit :

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{17 \text{ MPa}}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1.84 \times 10^3}{100 \times 17 \times 13^2} = \mathbf{0.0064}$$

$\mu < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

3.3.6.3. Armatures fictives :

$$\mu = \mathbf{0.0064}$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{435 \text{ Mpa}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0064)}) = \mathbf{0.008}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.008 = \mathbf{0.996}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1840}{0.996 \times 435 \times 13} = \mathbf{0.32 \text{ cm}^2}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_{cal} = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.32 - \frac{6.31}{435} = \mathbf{0.30 \text{ cm}^2}$$

3.3.6.4. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{1.79 \text{ cm}^2}$$

Donc on prend : $A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(0.30 ; 1.79) = \mathbf{1.79 \text{ cm}^2}$

Soit : 4T10 = $\mathbf{3.14 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{25 \text{ cm/ml}}$

3.3.6.5. Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_{cho}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T8 = **2.01 cm²** avec un espacement St = **25 cm/ml**

3.3.7. Vérifications à l'ELU :

3.3.7.1. Condition de non fragilité :

(BAEL99/Art A.4.21) par définition de cet article en cas de flexion composée on introduisant (Met N)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = 2.4 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{es - 0.445 \times d}{es - 0.185 \times d} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{25 - 0.445 \times 13}{25 - 0.185 \times 13} \times \frac{2.4}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 1.52 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

3.3.7.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = 3 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 12} = 0.013 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.3.7.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL99/ Art A 6.1,3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9-d \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

ψ : Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 1 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 - 13 \times 12.56} = \mathbf{0.9 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \times 1.5 \times 2.4 = \mathbf{2.16 \text{ MPa}}$$

$\tau_{sz} = \mathbf{0.9 \text{ MPa}} < \overline{\tau_{se}} = \mathbf{2.16 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

3.3.7.4. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{se}}$$

Tel que : $\tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 3.24} = \mathbf{30.86 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{35 \text{ cm}}$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 0.8 \times 35 = \mathbf{28 \text{ cm}}$$

3.3.7.5. Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)

$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = \min(20 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

3.3.8. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = \mathbf{4.68 \text{ KN}}$$

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

$$T_s = \mathbf{1 \text{ KN}}$$

3.3.8.1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 50 \times y_1^2 + 47.1 \times y_1 - 612.3$$

$$y_1 = 3.06$$

3.3.8.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{100 \times 3.13^3}{12} + 15 \times (3.14 \times (13 - 3.06)) = 5608.74 \text{ cm}^4$$

3.3.8.3. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y1 = \frac{1000}{5608.74} \times 3.06 = \mathbf{0.54 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{0.54 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

3.3.8.4. Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

σ_s : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = \mathbf{197 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y1) = \frac{15 \times 1000}{5608.74} \times (13 - 3.06) = \mathbf{26.58 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = \mathbf{26.58 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_s = \mathbf{197 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

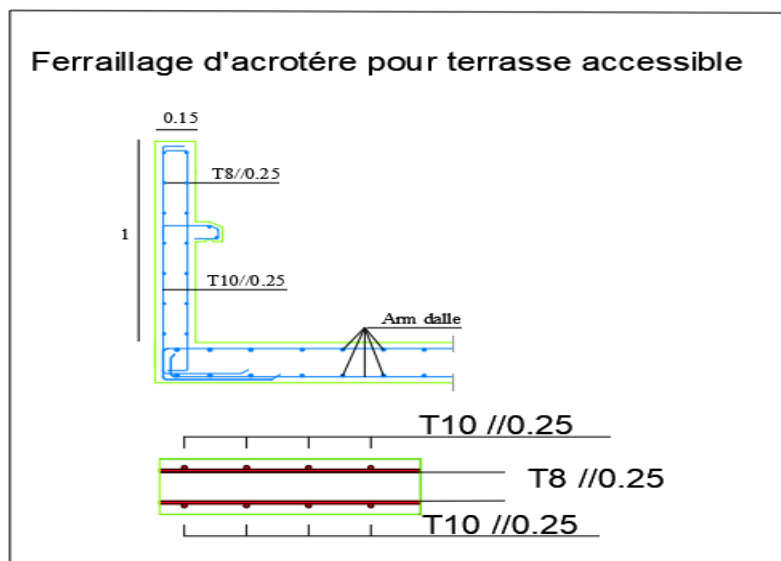


Figure 03.6 : schémas de ferrailage d'acrotère.

3.4. Etude des balcons :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

3.4.1. Epaisseur de balcon :

Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

3.4.2. Détermination des charges :

3.4.2.1. Charge permanente :

Poids propre de la dalle pleine : $G = 5.32 \times 1.3 = 6.91 \text{ KN/ml}$

Poids propre du garde-corps de 1m de hauteur :

$$g = 0.9 \text{ KN}$$

3.4.2.2. Charges d'exploitations :

Surcharge : $Q = 3.5 \times 1.3 = 4.55 \text{ KN/m}$

3.4.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le balcon sera calculé en flexion simple.

3.4.3.1. Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35 \times 6.91 + 1.5 \times 4.55 = 16.15 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times 0.9 = 1.21 \text{ KN}$$

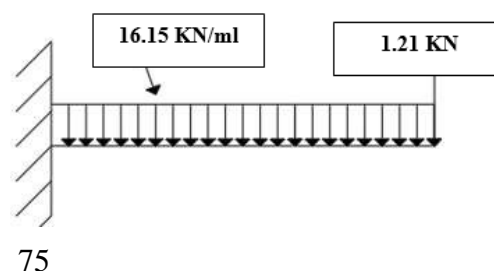


Figure 03.7 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

3.4.3.2. Calcul des efforts internes :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \frac{13.76 \times 1.1^2}{2} + 2.32 \times 1.1 = \mathbf{10.88 \text{ KN.m}}$$

$$T_u = -q_u \times l - p_u = -13.76 \times 1.1 - 2.24 = \mathbf{-17.46 \text{ KN}}$$

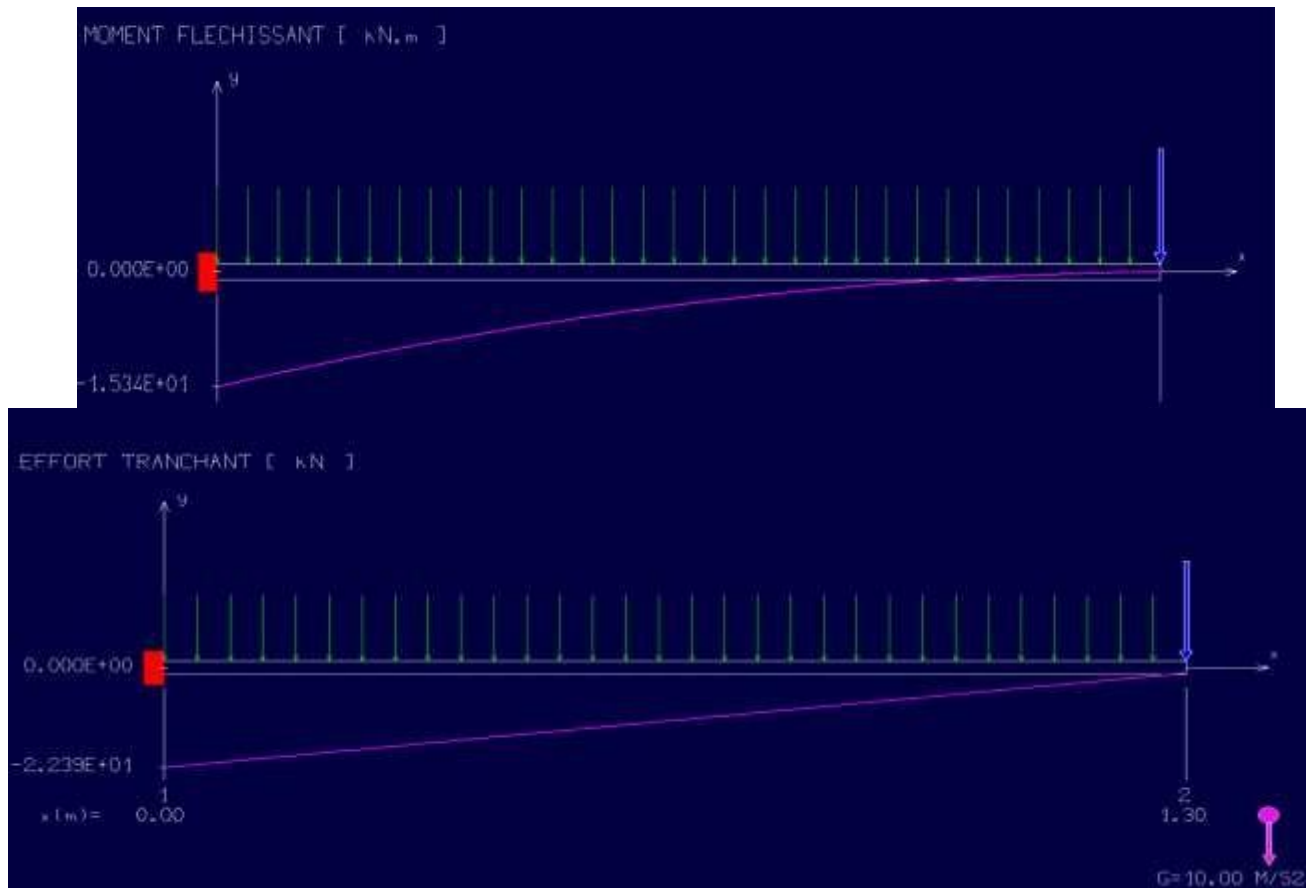


Figure 03.9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

3.3.4. Calcul à l'ELU :

$$\left. \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ d = 18 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

3.4.4.1. Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{15.34 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 17} = \mathbf{0.027}$$

$\mu < \mu_1 0.027 < 0.392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = \mathbf{0.034}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.034 = \mathbf{0.986}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15.34 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 435} = \mathbf{1.98 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T12 = **4.52 cm²** avec un espacement St = **25 cm/ml**

3.4.4.2. Armatures de répartition :

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

Soit : 4T10 = **3.14 cm²** avec un espacement St = **25 cm/ml**

3.4.5. Vérifications à l'ELU :

3.4.5.1. Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = \mathbf{2.4 \text{ MPa}}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{2.48 \text{ cm}^2}$$

3.4.5.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211).

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = \mathbf{22.39 \text{ KN}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{3 \text{ MPa}} \\ \mathbf{4 \text{ MPa}} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{22.39 \times 10^3}{1000 \times 180} = \mathbf{0.12 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.4.5.3. Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u}$$

$\psi = 1.5$: Barres de haute adhérence.

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{22.39 \times 10^3}{0.9 * 180 * 15.07} = \mathbf{9.17 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5 \times 2.4 = \mathbf{17.28 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{9.17 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{17.28 \text{ MPa}}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

3.4.5.4. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

3.4.5.4.1. Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 3.24} = \mathbf{37.03 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{40 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 40 = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

3.4.5.4.2. Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 3.24} = \mathbf{30.86 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{40 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 40 = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

3.4.5.5. Espacement des barres :

3.4.5.5.1. Armatures longitudinales :

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(80 ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

3.4.5.5.2. Armature transversale :

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(80 ; 40 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

3.4.6. Calcul à l'ELS :

3.4.6.1. Combinaison de charge :

$$q_{\text{ser}} = (G + Q) \times l = (5.32 + 3.5) \times 1.3 = 17.19 \text{ KN/ml}$$

$$g_{\text{ser}} = g \times l = 0.9 \times 1.3 = 1.17 \text{ KN}$$

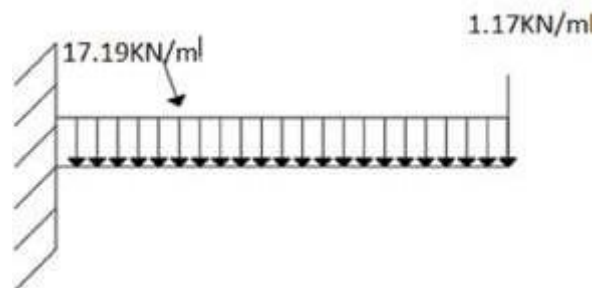


Figure 03.10 : Schéma statique de calcul à l'ELS.

3.4.6.2. Calcul des efforts internes :

$$M_{\text{ser}} = 16.17 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -23.71 \text{ KN}$$

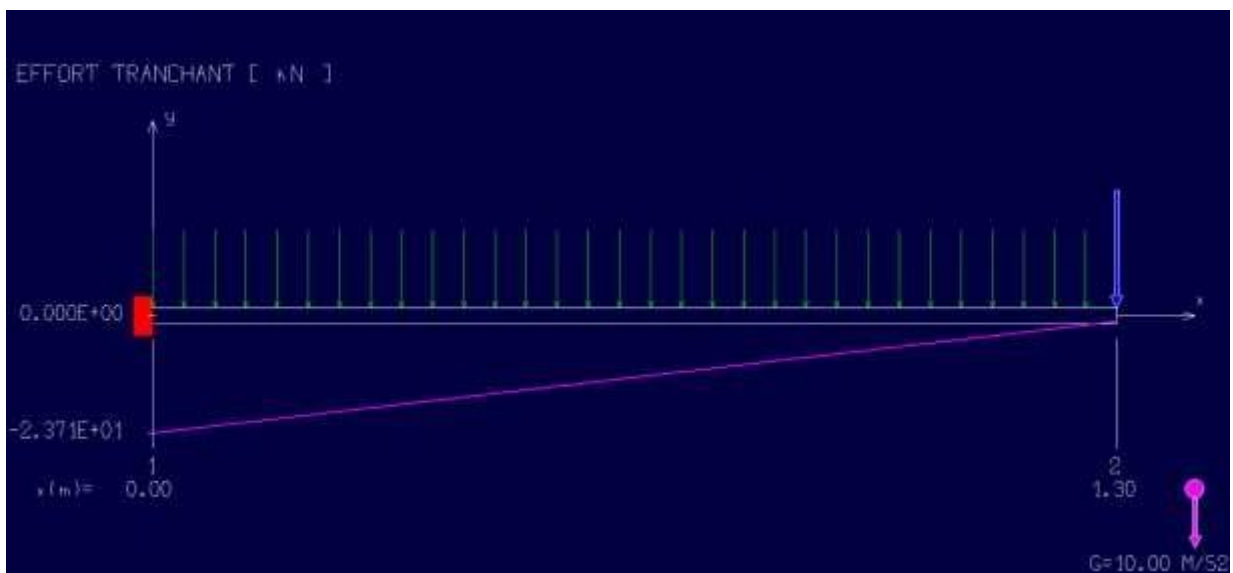
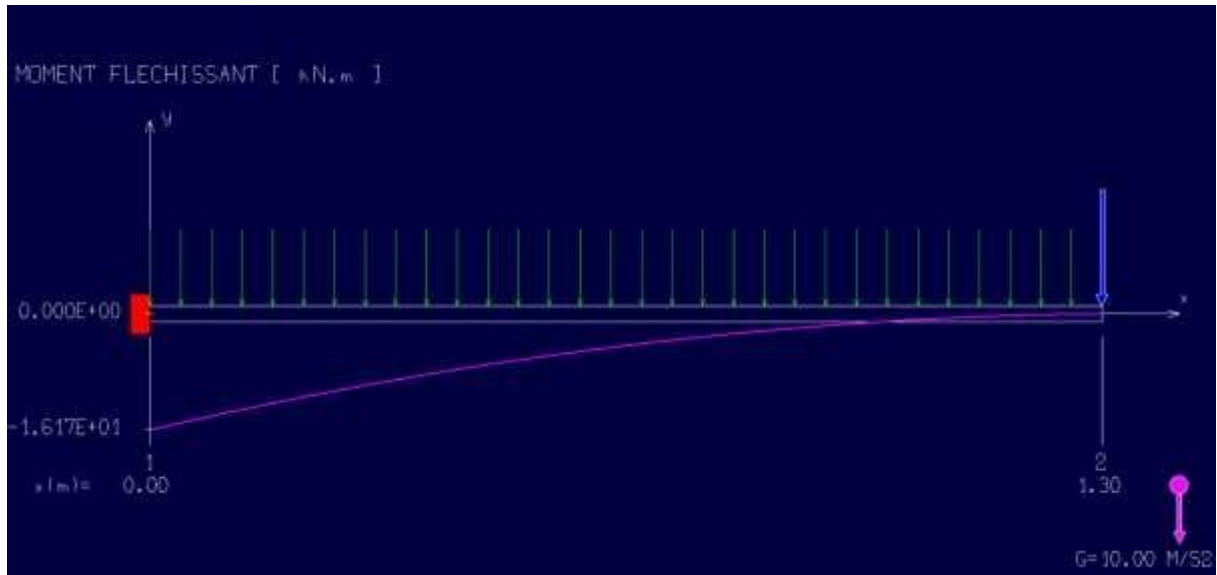


Figure 03.12 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

3.4.6.2.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_{coh} \times (d - y_l)$$

$$y_l = 4.31 \text{ cm}$$

3.4.6.2.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 4.31^3}{3} + 15 \times (4.52 \times (18 - 4.31)^2)$$

$$I = 13326.014 \text{ cm}^4$$

3.4.6.3. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{16.17}{13326.014} \times 4.31 = \mathbf{5.22 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = 5.22 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

3.4.6.4. État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 16.17}{13326.014} \times (18 - 4.31) = \mathbf{24.91 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = 24.91 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

3.4.6.5. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_{ser}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.20}{1.3} = 0.15 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right. \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.20}{1.3} = 0.15 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{16.17}{10 \times 16.17} = 0.1 \end{array} \right. \text{Condition vérifiée.}$$

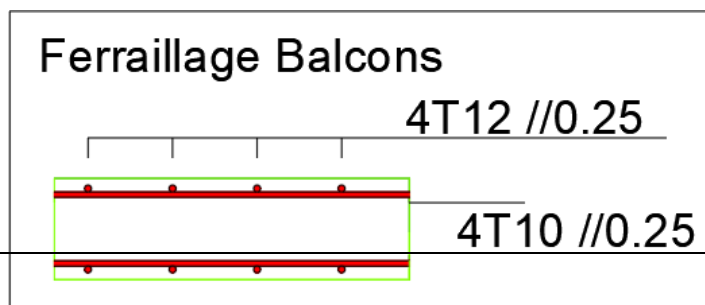


Figure 03.13 : plan de ferrailage des balcons.

3.5. Etude escalier :

3.5.1. Introduction :

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, constitués d'une dalle inclinée (**paillasse**), avec des dalles horizontales (**paliers**), ces derniers sont coulés sur place.

3.5.2. Définition des éléments d'un escalier :

- ❖ **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- ❖ **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- ❖ **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives (h).
- ❖ **La contremarche** : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- ❖ **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- ❖ **Le giron** : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- ❖ **Une volée** : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- ❖ **Un palier** : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- ❖ **L'embranchement** : est la longueur d'une marche.
- ❖ **La ligne de jour** : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.

- ❖ **La ligne de foulée** : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- ❖ **L'échappée** : est la distance verticale entre les nez de marches.
- ❖ **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier (avec L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse).

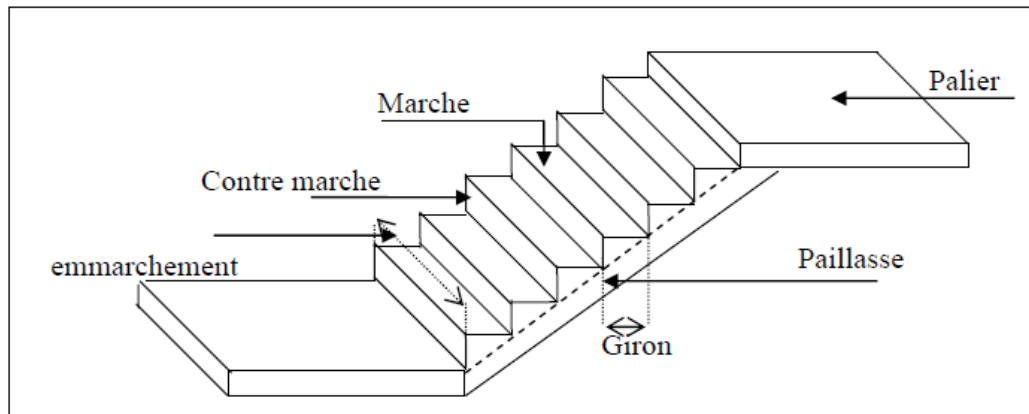


Figure 03.14 : Différents éléments d'un escalier.

3.5.3. Dimensionnement :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \text{ cm} < m < 65 \text{ cm}$

$$\begin{cases} m = g + 2 \times h \\ 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

3.5.3.1. Vérification de la loi de BLANDEL :

On prend :

$$\begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 60 \text{ cm} \leq g + 2 \times h \leq 65 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 65 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.} \\ 60 \text{ cm} \leq 64 \leq 65 \text{ cm} \end{cases}$$

3.5.3.2. Nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

On aura 9 contre marche entre chaque paillasse

3.5.3.3. Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

3.5.3.4. La ligne de foulée :

$$L_f = g \times m = 30 \times 8 = 240 \text{ cm}$$

3.5.3.5. L'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567$$

$$\alpha = 29.54^\circ$$

3.5.3.6. La longueur de la paillasse ($L_{\text{paillasse}}$) :

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{153^2 + 240^2} = 285 \text{ cm}$$

3.5.3.7. L'épaisseur de la paillasse et le palier :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$\frac{285}{30} < e < \frac{285}{20}$$

$$9.49 \text{ cm} < e < 14.23 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$ la paillasse et le palier

3.5.4. Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour 1 m d'emmarchement.

3.5.4.1. Charges permanentes :

3.5.4.1.1. Palier :

Désignation	EP (m)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	0,15	25	3,75
Revêtement en marbre	0,02	12	0,24
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Enduit en ciment	0,02	20	0,4
Charges permanentes :			4,79
Surcharge d'exploitation :			2.5

Tableau 03.1 : Les charges de Palier.

3.5.4.1.2. Pailasse :

Matériaux	EP (m)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	0,01	20	0,2
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
Revêtement en marbre vertical	/	21	0,25
Poids propre de la pailasse	0,15	25	3,75
Poids propre des marches	/	22	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en pâte	0,02	10	0,2
Charges permanentes :			6,77
Surcharge d'exploitation :			2,5

Tableau 3.2 : Les charges de la pailasse.

3.5.4.2. Charges d'exploitations :

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) pour une construction à usage d'habitation $Q=2.5\text{KN/m}^2$

Charge de mur extérieur :

Avec :

[G : poids volumique de mur extérieur.
H: hauteur d'étage.
e : épaisseur du palier.

3.5.4.3. Combinaison de charges :

3.5.4.3.1. Etat limite ultime (ELU) :

Palier : $q1_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 4.79 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.22 \text{ KN/ml}$

Volée : $q2_u = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 6.77 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.89 \text{ KN/ml}$

3.5.4.3.2. Etat limite service (ELS) :

Palier : $q1_s = G + Q = 4.79 + 2.5 = 7.29 \text{ KN/ml}$

Volée : $q2_s = G + Q = 6.77 + 2.5 = 9.27 \text{ KN/ml}$

3.5.5. Le schéma statique :

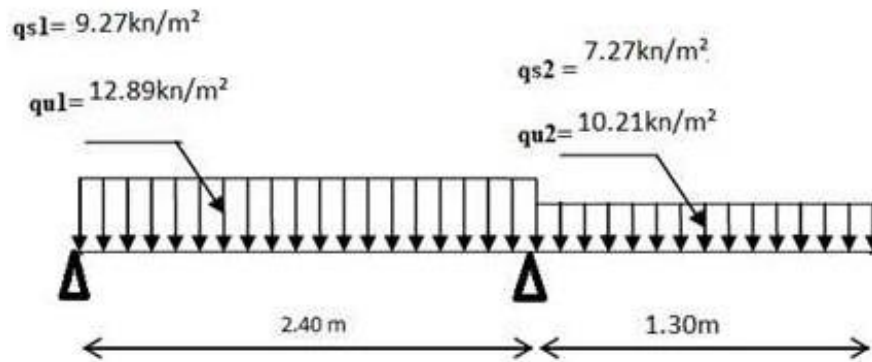


Figure 3.15: Schéma statique des escaliers.

3.5.5.1. Calcul des efforts internes :

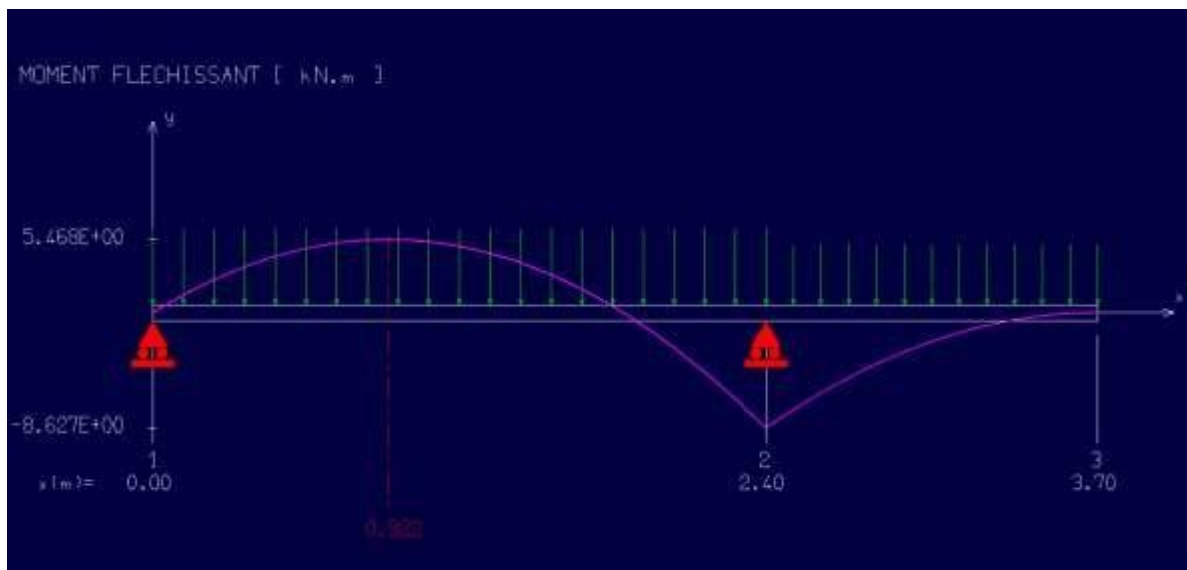


Figure 03.16 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

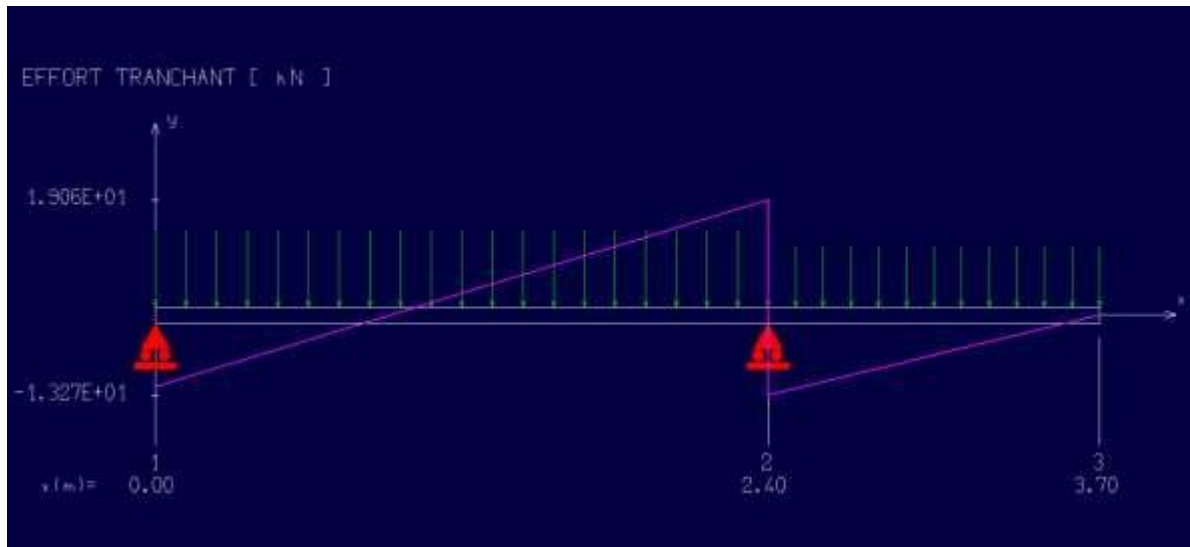


Figure 03.17 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

3.4.5.3. Calcul à l'ELU :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13.5 \text{ cm} \\ c = 1.5 \text{ cm} \end{cases}$$

3.4.5.3.1. Ferrailage en travée :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{54.68 \times 10^3}{100 \times 17 \times 13.5^2} = \mathbf{0.17}$$

$\mu < \mu_1 0.17 < 0.392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.017}) = \mathbf{0.23}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.23 = \mathbf{0.908}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{54.68 \times 10^3}{0.908 \times 13.5 \times 435} = \mathbf{10.25 \text{ cm}^2}$$

Soit 7T14 = 10.78 cm², avec un espacement de St = 15 cm/ml.

3.4.5.3.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{10.78}{4} = \mathbf{2.69 \text{ cm}^2}$$

Soit 4T10 = 3.14 cm², avec un espacement de St = 25 cm/ml.

3.4.5.3.1. Ferrailage en appuis :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{8.62 \times 10^3}{100 \times 17 \times 13.5^2} = \mathbf{0.027}$$

$\mu < \mu_1 0.027 < 0.392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = \mathbf{0.034}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.034 = \mathbf{0.986}$$

$$A_{cal} = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.62 \times 10^3}{0.986 \times 13.5 \times 435} = \mathbf{1.48 \text{ cm}^2}$$

Soit 4T12 = 4.52 cm², avec un espacement de St = **25 cm/ml**.

3.4.5.3.2. Armatures de répartition :

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

Soit 4T10 = **3.14 cm²**, avec un espacement de St = **25 cm/ml**.

3.4.5.4. Vérifications à l'ELU :

3.4.5.4.1. Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 30 = \mathbf{2.4 \text{ MPa}}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{1.86 \text{ cm}^2}$$

3.4.5.4.2. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = \mathbf{19.06 \text{ KN}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{3 \text{ MPa}} \\ \mathbf{4 \text{ MPa}} \end{array} \right. \bar{\tau}_u = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{19.06 \times 10^3}{1000 \times 135} = \mathbf{0.141 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.50 \text{ MPa}}$$
 Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

3.4.5.4.3. Vérification d'adhérence des barres :(BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \times \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

Ψ : Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3.14 \times 1.4 = 17.58 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.06 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 17.58} = \mathbf{0.89 \text{ MPa}}$$

$$\overline{\tau}_{se} = 0.6 \times 1.5 \times 2.4 = \mathbf{17.28 \text{ MPa}}$$

$\tau_{sz} = \mathbf{0.89 \text{ MPa}} < \overline{\tau}_{se} = \mathbf{17.28 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

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

3.4.5.4.4. Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

3.4.5.4.4.1. Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{se}}$$

Tel que : $\tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 3.24} = \mathbf{43.2 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{45 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = \mathbf{18 \text{ cm}}$$

3.4.5.4.4.2. Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4\tau_{se}}$$

Tel que : $\tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = \mathbf{3.24 \text{ MPa}}$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 3.24} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

On prend : $l_s = \mathbf{30 \text{ cm}}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

3.4.5.4.4.3. Espacement des barres :

3.4.5.4.4.3.1. Armatures longitudinales :

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(60 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

3.4.5.4.4.3.2. Armatures transversales :

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(60 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

3.4.5.5. Calcul à l'ELS :

$$q1_s = (G + Q) \times 1.3 = (6.77 + 2.5) \times 1.3 = 12.05 \text{ KN/ml}$$

3.4.5.5.1. Calcul des efforts internes :

$$M_{ser} = 39.50 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -13.69 \text{ KN}$$

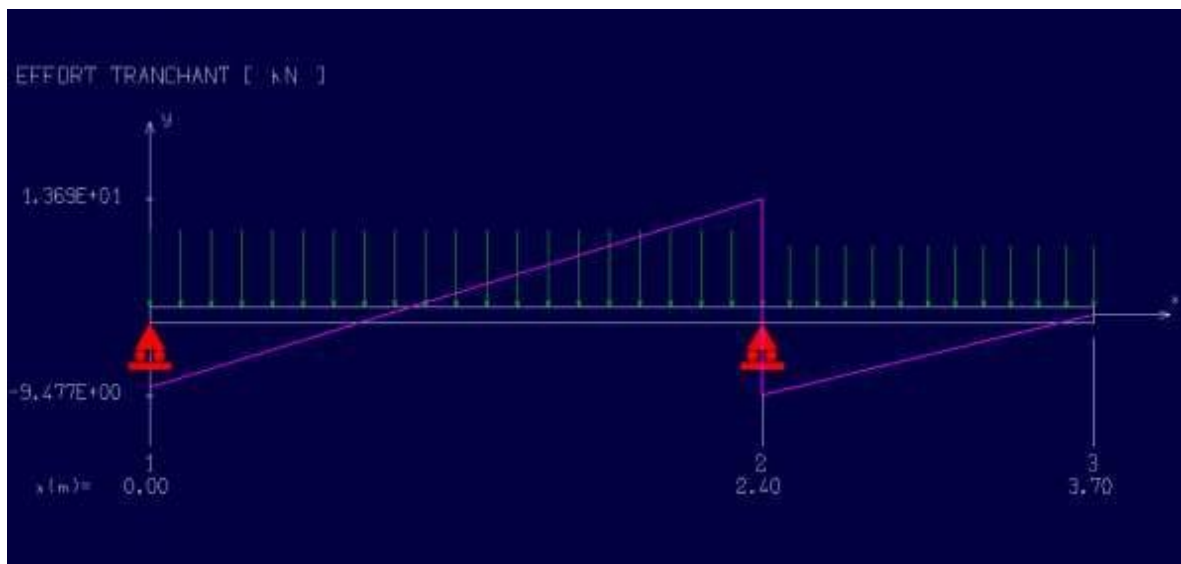


Figure 3.18 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

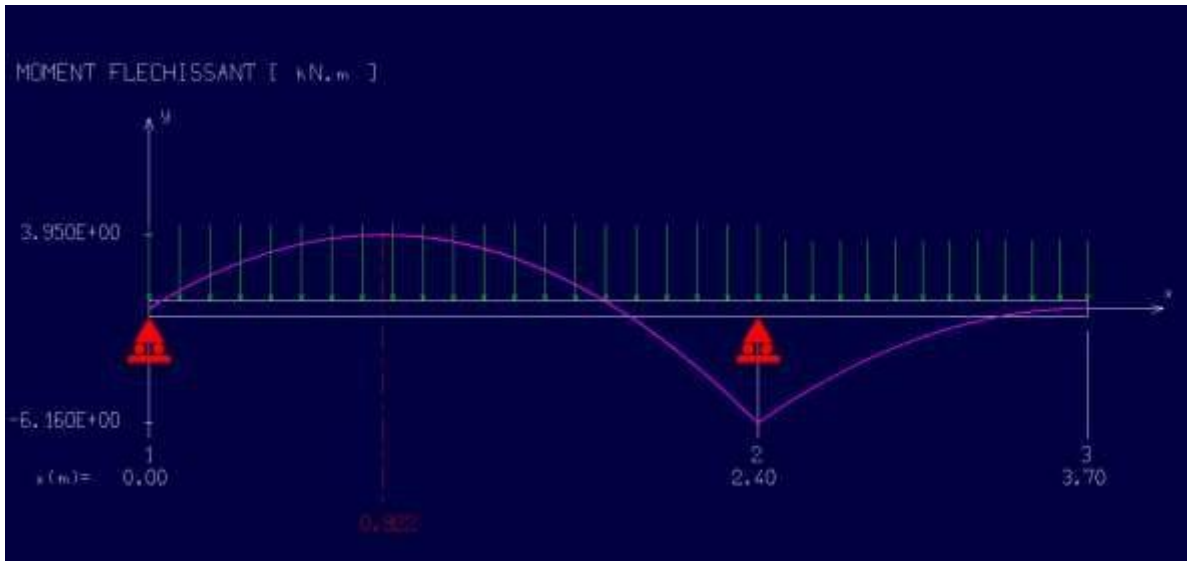


Figure 03.19 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

3.4.5.5.1.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_{\text{coh}} \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 161.7 \times yl - 2182.95$$

$$yl = 5.18 \text{ cm}$$

3.4.5.5.1.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 5.18^2}{3} + 15 \times (10.78 \times (13.5 - 5.18)^2)$$

$$I = 12087.67 \text{ cm}^4$$

3.4.5.5.2. Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times yl = \frac{39.5 \times 1000}{12087.67} \times 5.18 = 16.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 16.92 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

3.4.5.5.3. État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 39.5}{12087.67} \times (13.5 - 5.18) = 40.07 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 40.07 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

3.4.5.5.4. Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_{ser}}$$

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.3} = 0.11 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right. \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.3} = 0.11 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{39.50}{10 \times 39.50} = 0.1 \end{array} \right. \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{10.78}{100 \times 13.5} = 0.008 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{500} = 0.0105 \end{array} \right. \text{Condition vérifiée.}$$

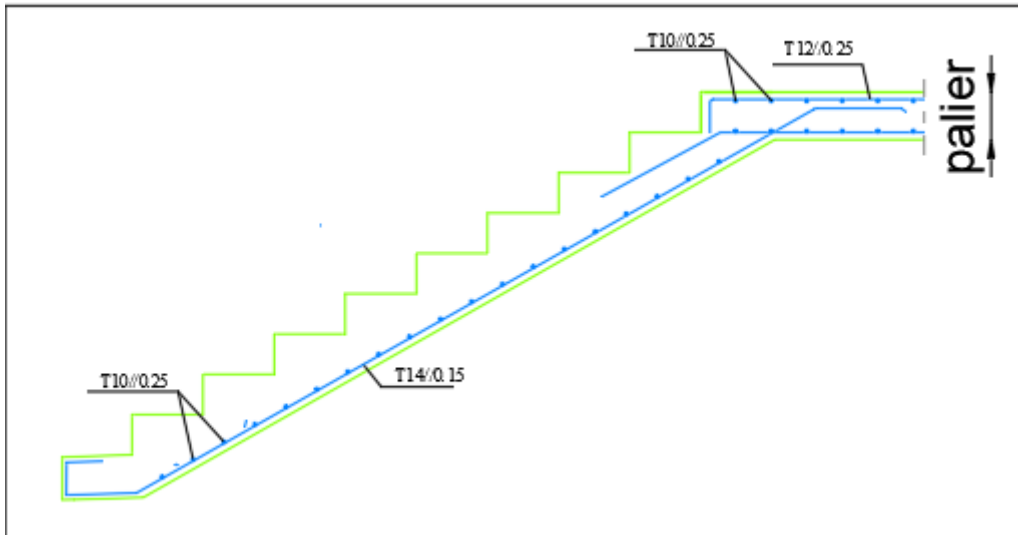


Figure 03.20 : plan de ferrailage des escalier .

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

4.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

4.2. Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.2.1.Méthode statique équivalente :

4.2.1.1. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

4.2.1.2. Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ❖ Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$6H \leq 5m$ en zone I et IIa,

- ❖ Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a). Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

- ❖ **Remarque :** Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (03) niveaux ou 10 mètres en zone (III) pour les groupes d'usages 1b.

4.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

4.2.2.1. Principe de la méthode dynamique modale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.2.2.2. Les hypothèses :

- ❖ Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- ❖ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- ❖ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- ❖ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90 ;

4.3. Méthode d'analyse modale spectrale :

4.3.1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.3.2. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

4.3.3. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

4.3.3.1. Coefficient d'accélération A :

Zone III, groupe 1b, (D'après la classification sismique de wilaya d'ALGER : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A = 0.30**

4.3.3.2. Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en voile porteur en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 3.5**

4.3.3.3. Facteur de qualité Q :

4.3.3.3.1. Régularité en plan :

- ❖ Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

- ❖ L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée
- ❖ Perpendiculairement à la direction de l'action séismique considérée.
- ❖ La structure a une force compacte, et le rapport :
- ❖ Longueur / largeur = $\frac{16.70}{15.60} = 1.07 < 4$
- ❖ Pour les ouvertures $\frac{3.55}{15.60} = 0.22 < 0.25$ et $\frac{8.5}{16.70} = 0.5 > 0.25$ donc la condition est non vérifiée.
- ❖ Donc le critère est observé **$p_q = 0.05$**

4.3.3.3.2. Régularité en élévation :

- ❖ $\frac{12.50}{16.70} = 0.75 > 0.67$ donc la condition est vérifiée.

La structure est classée régulièrement en élévation **$p_q = 0$**

4.3.3.3.3. Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : **$p_q = 0.05$**

4.3.3.3.4. Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : **$p_q = 0.10$**

Q : Facteur de qualité, défini par : **$Q = 1 \pm \sum_1^6 p_q$**

Critère « q »	p_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
Σ	0.25

Tableau 04.1 : Pénalités du facteur de qualité

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.25$$

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

4.3.3.4. Facteur de correction d'amortissement "η" :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donné par le tableau [4.2] des RPA99/Version 2003.

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend $\xi = 10\%$

D'où : $\eta = 0.764 \geq 0.7$

4.3.3.5. Période T1 et T2 du site considérée S3 :

$$T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s}$$

4.3.3.6. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2 003, page 45)

$$(S_a/g) = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

4.3.3.7. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$ELU = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$G + Q \mp 1.2 \times E$$

$$0.8 \times G \mp E$$

4.3.3.8. Estimation de la période fondamentale de la structure :

On donc :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$
$$T_x = 0.09 \times \frac{61.71}{\sqrt{16.70}} = 1.35$$

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

$$T_y = 0.09 \times \frac{61.71}{\sqrt{15.60}} = 1.40$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times 61.71^{3/4} = \mathbf{1.10 \text{ s}}$$

h_N :Hauteur 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] des RPA99/Version2003.

$C_T = 0.05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

4.3.3.9. Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec : $T_2 = 0.50 \text{ s}$: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

$$h_N = \mathbf{61.71 \text{ m}}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$d_x = \mathbf{16.71 \text{ m}}$$

$$d_y = \mathbf{15.60 \text{ m}}$$

$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times 61.71^{3/4} = \mathbf{1.10 \text{ s}}$ Dans les deux directions.

$$T_x = \min(1.10 ; 1.35) = \mathbf{1.10 \text{ s}}$$

$$T_y = \min(1.10; 1.40) = \mathbf{1.10 \text{ s}}$$

On a $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$ Donc $D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$$D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{1.10}\right)^{2/3} = \mathbf{1.12 \text{ s}}$$

je prends le $T_y = 1.10 \text{ s}$ et $T_x = 1.10 \text{ s}$

$$D_y = D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{1.10}\right)^{2/3} = \mathbf{0.94 \text{ s}}$$

4.4. Poids total de la structure :

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure. W

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation. $Q_i W$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. Des RPA99/Version 2003.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 6.2 présent les masses calculé le **Robot**.

$$w_i = 87368.13\text{KN}$$

4.5. Modélisation de la structure :

4.5.1. Position des voiles :

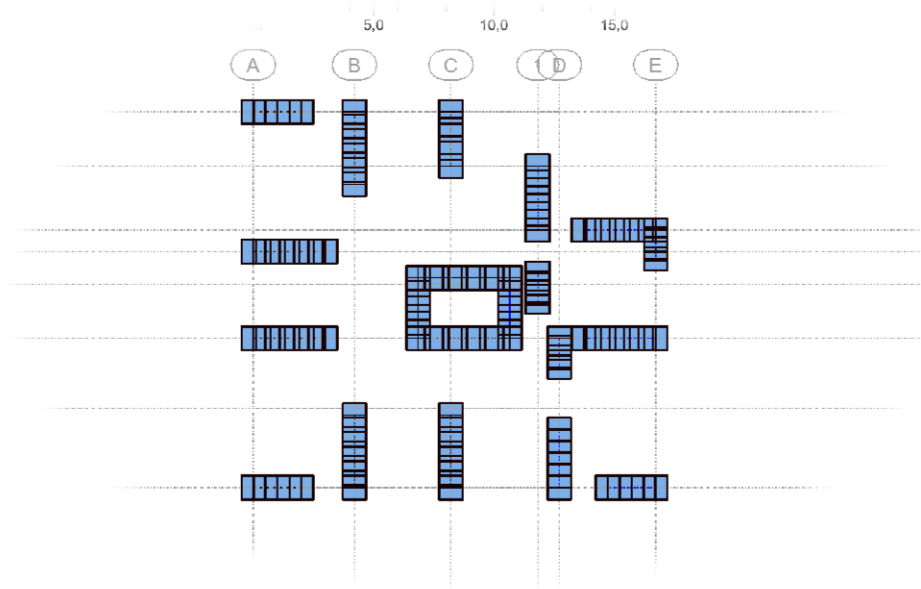


Figure 4.1 : disposition des voiles.

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

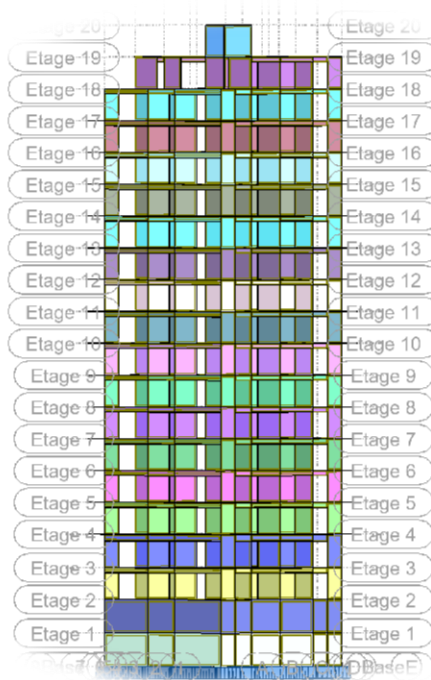


Figure 4.2: Vue de la structure modélisée.

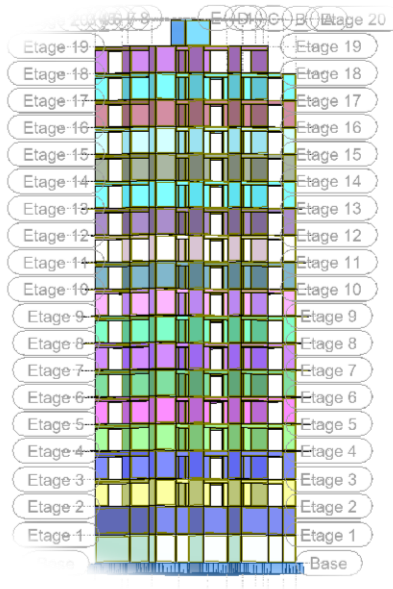


Figure 4.3: Vue de la structure modélisée.

4.6. Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W : poids total de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux).

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.30 \times 1.12 \times 1.25}{3.5} \times 87368.13 = \mathbf{10484.17 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.30 \times 0.94 \times 1.25}{3.5} \times 87368.13 = \mathbf{8799.21 \text{ KN}}$$

4.7. Résultats decalcul :

Mode	Période(s)	Facteur de participation massique			
		Ux	Uy	Ux	Uy
1	1,48	1,07	62,46	1,07	62,46
2	1,26	62,29	63,24	61,21	0,79
3	0,9	63,42	64,03	1,13	0,79
4	0,41	63,46	77,18	0,04	13,15
5	0,34	75,79	77,18	12,33	0,01
6	0,29	78,22	77,59	2,43	0,41
7	0,19	78,29	81,96	0,07	4,37
8	0,17	79,95	83,18	1,66	1,22
9	0,15	84,09	83,34	4,14	0,16
10	0,12	84,33	84,35	0,24	1,01
11	0,11	84,68	86,79	0,34	2,44
12	0,09	86,96	86,8	2,28	0,01
13	0,09	87,8	87,1	0,84	0,29
14	0,07	87,91	89,37	0,11	2,27
15	0,06	87,92	89,39	0,01	0,02
16	0,06	90,28	89,46	2,36	0,08
17	0,05	90,33	91,41	0,05	1,95
18	0,05	90,35	91,51	0,02	0,09
19	0,04	92,34	91,59	1,99	0,08
20	0,04	92,38	92,18	0,05	0,59

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

Tableau 4.2 : Taux de participation modale.

D'après les résultats trouvés on constate que :

$$T_{\text{emp } x} = 1.10 \text{ s} < T_{\text{dyn } x} = 1.26 \text{ s} < 1.3 T_{\text{emp } x} = 1.43 \text{ s}$$

- ❖ Le 1^{er} mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y)
- ❖ Le 2^{ème} est une translation suivant l'axe (x-x)
- ❖ Et le 3^{ème} mode de torsions
- ❖ Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 17^{ème} mode pour le sens (x-x) et le sens (y-y).

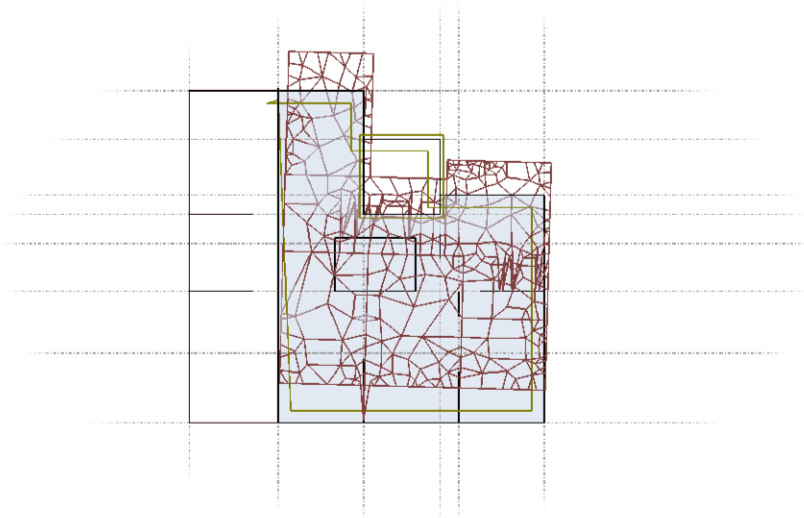


Figure 04.4: Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y).

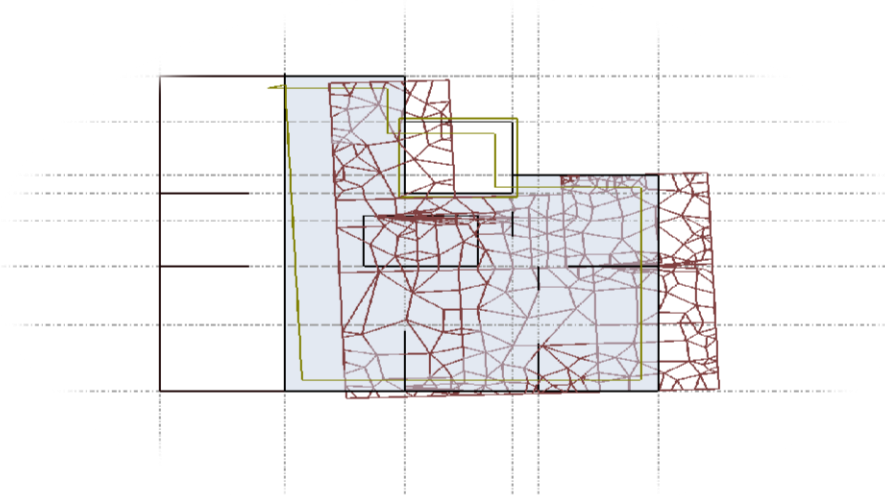


Figure 04.5: Le 2ème est une translation suivant l'axe (x-x) .

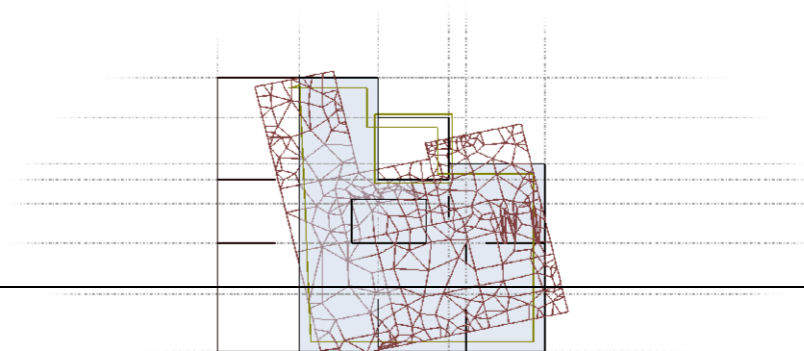


Figure 4.6 : : le 3ème mode de torsions.

4.7.1. Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003

Direction x-x : 16ème mode : Masse cumulée = 90.28 %

Direction y-y : 17ème mode : Masse cumulée = 91.41 %

Masse cumulée > 90% **Condition vérifié.**

4.8. Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

4.8.1. Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} E_{xt} = X_m - X_t \\ E_{yt} = Y_m - Y_t \end{cases}$$

X_m ; Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t ; Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats de l'excentricité théorique du différent niveau sont :

Avec :

$$L_x = 16.70 \text{ m} \quad L_y = 15.60 \text{ m}$$

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

Niveaux	Masse (Kg)	G (x ; y) [m]	R (x ; y) [m]	Ix [Kg.m2]	Iy [Kg.m2]	Ex0 [m]	Ey0 [m]	Ex2 [m]	Ey2 [m]
Sous-sol 2	513509,37	7,84 7,07	16,70 10,10	11566034,06	13860292,49	8,86	3,03	0,05	0,05
Sous-sol 1	527950,00	7,83 7,06	16,70 10,10	11832157,72	14189142,91	8,87	3,04	0,05	0,05
RDC	430170,24	7,80 6,93	13,73 8,00	8969993,60	11145046,60	5,93	1,07	0,05	0,05
RDC 2	494207,96	7,65 6,73	13,73 8,00	11531046,08	14986165,47	6,08	1,27	0,05	0,05
1^{er}	479303,59	7,65 6,71	13,73 8,00	11065317,28	14454421,08	6,09	1,29	0,05	0,05
2^{ème}	479303,59	7,65 6,71	13,73 8,00	11065988,34	14452563,66	6,09	1,29	0,05	0,05
3^{ème}	479303,59	7,65 6,71	13,73 8,00	11061872,68	14451073,34	6,09	1,29	0,05	0,05
4^{ème}	459976,80	7,61 6,69	13,73 8,00	10624821,15	13935417,51	6,12	1,31	0,05	0,05
5^{ème}	459976,80	7,61 6,69	13,73 8,00	10623097,94	13938399,06	6,12	1,31	0,05	0,05
6^{ème}	459976,80	7,61 6,69	13,73 8,00	10613260,39	13934761,77	6,12	1,31	0,05	0,05
7^{ème}	459976,80	7,61 6,69	13,73 8,00	10622729,17	13935363,02	6,12	1,31	0,05	0,05
8^{ème}	459976,80	7,61 6,69	13,73 8,00	10611903,10	13932339,07	6,12	1,31	0,05	0,05
9^{ème}	459976,80	7,61 6,69	13,73 8,00	10614340,02	13931425,99	6,12	1,31	0,05	0,05
10^{ème}	459976,80	7,61 6,69	13,73 8,00	10611782,80	13931818,05	6,12	1,31	0,05	0,05
11^{ème}	440650,02	7,58 6,66	13,73 8,00	10158866,33	13408264,90	6,16	1,34	0,05	0,05
12^{ème}	440650,02	7,58 6,66	13,73 8,00	10161719,08	13409998,96	6,16	1,34	0,05	0,05
13^{ème}	440650,02	7,58 6,66	13,73 8,00	10170045,68	13412909,81	6,16	1,34	0,05	0,05
14^{ème}	406721,20	7,62 7,11	13,73 8,00	8475718,85	10360378,90	6,11	0,89	0,05	0,05
15^{ème}	340651,12	10,04 6,51	16,70 10,10	6197932,57	5131714,54	6,66	3,59	0,05	0,05
16^{ème}	43905,47	8,75 7,45	0,0 0,0	89850,92	130068,72	8,75	7,45	0,05	0,05

Tableau 04.3 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.

4.9. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Le RPA exige que la résultante des forces sismique calculées par la méthode modale spectrale doit être supérieure ou égale à 80% des force sismique calculées par la méthode statique équivalente V_{Statique} correspondant à la période fondamentale donnée par la formule empirique (T_{emp}).

Résultat donné par le logiciel « ROBOT » est :

Sens	V_{st}	$0.8V_{\text{st}}$	V_{dyn}	$V_{\text{dyn}} \geq 0.8V_{\text{st}}$
X	10484.17	8387.31	9654.56	C.V
Y	8799.21	7039.36	8911.97	C.V

Tableau 04.4 : les forces sismiques des deux directions.

4.10. Vérification des déplacements inter étage :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau 4.4

L'article 4.43 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit : $\sigma_K = R \times \sigma_{eK}$

σ_K : est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure.

σ_{eK} : est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V.

R : est le coefficient de comportement (R = 3,5).

Étage	$\Delta_K^{dr x}$	$\Delta_K^{dr y}$	Étage	$\Delta_K^{dr x}$	$\Delta_K^{dr y}$	Étage	$\Delta_K^{dr x}$	$\Delta_K^{dr y}$
Sous-sol 2	0.114	0.125	4ème	1.767	2.285	11ème	1.747	2.044
Sous-sol 1	0.262	0.307	5ème	1.839	2.348	12ème	1.677	1.93
RDC	0.749	0.945	6ème	1.875	2.363	13ème	1.604	1.817
RDC 2	1.162	1.512	7ème	1.881	2.34	14ème	1.286	1.534
1er	1.342	1.765	8ème	1.869	2.29	15ème	1.784	0.456
2ème	1.523	2.002	9ème	1.837	2.218	16ème	0.979	2.264
3ème	1.652	2.162	10ème	1.792	2.133			

Tableau 04.5 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, 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.

$\Delta_K \leq 1\% h_e$ $01 \leq 1\% h_e = 3.23 \text{ cm}$, donc **la condition est vérifiée**

4.11. Vérification de l'effet $P - \Delta$:

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet $P - \Delta$ peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la **Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :**

$$\vartheta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

- Si $0.10 < \theta_K < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{1-\theta_K}$.
- Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : Hauteur de l'étage 'K'.

Chapitre 04 : Modélisation et vérification au RPA.

Niveaux	P	Suivant (x-x)					Suivant (y-y)				
		Δ	V	h	θ	Vérification	Δ	V	h	θ	Vérification
Sous-sol 1	-85678,88	0,114	9654,72	3,23	0,00313211	OK	0,125	8911,98	3,23	0,00372055	OK
Sous-sol 2	-80427,99	0,262	9615,6	3,23	0,00678468	OK	0,307	8876,08	3,23	0,00861235	OK
RDC	-75336,89	0,749	9516,03	3,06	0,01937815	OK	0,945	8782,06	3,06	0,02649242	OK
RDC 2	-71089,31	1,162	9357,39	3,23	0,02733085	OK	1,512	8627,28	3,23	0,03857267	OK
1er	-66255,97	1,342	9111,53	3,06	0,03189075	OK	1,765	8384,02	3,06	0,04558227	OK
2ème	-61556,03	1,523	8824,43	3,06	0,03471862	OK	2,002	8097,91	3,06	0,0497325	OK
3ème	-56856,85	1,652	8478,62	3,06	0,03620314	OK	2,162	7756,8	3,06	0,05178864	OK
4ème	-52174,31	1,767	8091,88	3,06	0,03723252	OK	2,285	7383,28	3,06	0,05276818	OK
5ème	-47664,51	1,839	7691,4	3,06	0,03724346	OK	2,348	7002,92	3,06	0,05222671	OK
6ème	-43153,62	1,875	7264,22	3,06	0,03640056	OK	2,363	6606,44	3,06	0,05044197	OK
7ème	-38642,85	1,881	6816,13	3,06	0,03484967	OK	2,34	6200,27	3,06	0,04765988	OK
8ème	-34131,96	1,869	6351,17	3,06	0,03282429	OK	2,29	5784,73	3,06	0,04415625	OK
9ème	-29621,18	1,837	5854,24	3,06	0,03037523	OK	2,218	5346,15	3,06	0,04016071	OK
10ème	-25110,3	1,792	5306,85	3,06	0,02770969	OK	2,133	4866,07	3,06	0,03597021	OK
11ème	-20617,26	1,747	4700,45	3,06	0,02504165	OK	2,044	4330,76	3,06	0,03179994	OK
12ème	-16295,91	1,677	4026,54	3,06	0,02217983	OK	1,93	3725,52	3,06	0,02758847	OK
13ème	-11974,66	1,604	3231,86	3,06	0,01942198	OK	1,817	2999,33	3,06	0,02370677	OK
14ème	-7653,76	1,286	2294,03	3,06	0,01402153	OK	1,534	2126,21	3,06	0,01804565	OK
15ème	-3690,88	1,784	1262,8	3,06	0,01703997	OK	0,456	1143,54	3,06	0,00480974	OK
16ème	-402,19	0,979	164,25	3,06	0,00783406	OK	2,264	154,49	3,06	0,01926131	OK

Tableau 40.6 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens X-X et sens Y-Y.

5.13. Conclusion :

L'étude dynamique nous a permis de voir les différentes vérifications de comportement de la structure vis-à-vis le séisme, les résultats obtenus sont acceptables en termes de période, déplacements et efforts sismique.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre

5.1. Introduction ;

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel Robot, nous entament dans ce chapitre la détermination des sections d'aciers nécessaire à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments sera mené selon les règles de calculs du béton armé C.B.A93, BAEL91, RPA99V2003.

Robot permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les poutres noyées seront calculées en flexion simple. Les voiles seront calculées en flexion composée. Les planchers seront calculés en flexion simple.

5.2. Les planchers :

5.2.1.Introduction ;

Les planchers en béton armé présentent des avantages qui expliquent leur utilisation de plus en plus répandue, non seulement le béton armé permet des réalisations variées et économique mais de plus, il offre, par son monolithisme, des garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments.

Les planchers en béton armé peuvent être entièrement coulés sur place (d'où nécessité de coffrage).

Ils peuvent être semi-préfabriqués (les éléments préfabriqués vont servir de coffrage) Ils peuvent être entièrement préfabriqués.

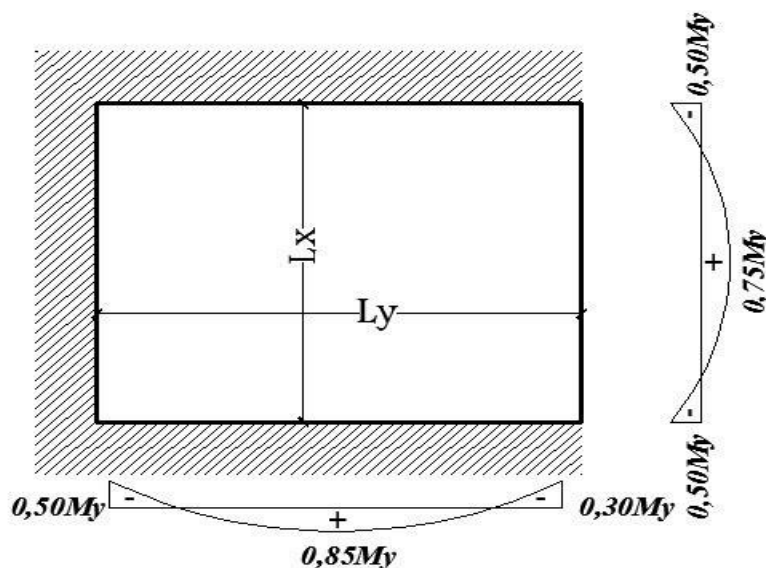


Figure 5.1: moment d'encastrement des dalles rectangulaires.

5.2.2. Etude des planchers dalle plein :

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{450}{620} = 0.72 \quad \text{si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle portent en deux sens.}$$

D'après le tableau :

$$\mathbf{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0658 \\ \mu_y = 0.4624 \end{cases}$$

$$\mathbf{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0719 \\ \mu_y = 0.6063 \end{cases}$$

5.2.3. Sous-sol :

5.2.3.1. Evaluation des charges :

$$G = 6.62 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

5.2.3.2. Combinaison d'action :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml} = (1.35 \times 6.62 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{ml} = 12.12 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (G + Q) \times 1\text{ml} = (6.62 + 2.5) \times 1\text{ml} = 8.7 \text{ KN/m}^2$$

5.2.3.3. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0658 \times 12.12 \times 6.20^2 = 30.65 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.4624 \times 30.65 = 14.175 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0719 \times 8.7 \times 6.20^2 = 24.04 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.6063 \times 24.04 = 14.579 \text{ KN.m} \end{cases}$$

5.2.3.4. La réduction des moments :

❖ **ELU :**

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 30.65 = \mathbf{26.057 \text{ KN.m}} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 14.175 = \mathbf{10.631 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 30.65 = \mathbf{9.197 \text{ KN.m}} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 30.65 = \mathbf{15.328 \text{ KN.m}} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 14.175 = \mathbf{7.088 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 24.04 = \mathbf{20.439 \text{ KN.m}} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 14.579 = \mathbf{10.439 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 24.04 = \mathbf{7.214 \text{ KN.m}} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 24.04 = \mathbf{12.023 \text{ KN.m}} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 14.579 = \mathbf{7.289 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

5.2.3.5. Sens xx :

5.2.3.5.1. En travée :

5.2.3.5.1.1. Calcul des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{26.057 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = 0.047 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}) = \mathbf{0.061}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.061 = \mathbf{0.976}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{26.057 \times 10^3}{0.976 \times 348 \times 18} = \mathbf{4.27 \text{ cm}^2}$$

Soit : 7T14 = $\mathbf{10.78 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

5.2.3.5.1.2. Vérification à l'ELU :

5.2.3.5.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{2.48 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{2.48 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{10.78 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.2.3.5.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

$$S_t \leq \min(40 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

5.2.3.5.1.3. Vérification à l'ELS :

5.2.3.5.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 161.7 \times yl - 2910.6$$

$$yl = 6.18$$

5.2.3.5.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 6.18^2}{3} + 15 \times (10.78 \times (18 - 6.18)^2)$$

$$I = \mathbf{30459.13 \text{ cm}^4}$$

5.2.3.5.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{20.439 \times 10^3}{30459.13} \times 6.18 = \mathbf{4.15 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = 4.15 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

5.2.3.5.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 20.439}{47604.22} \times (18 - 6.18) = \mathbf{118.97 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = 118.97 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

5.2.3.5.2. En appuis :

5.2.3.5.2.1. Calcul des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{15.328 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = 0.028 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = \mathbf{0.035}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.035 = \mathbf{0.986}$$

$$A_s t = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{27.150 \times 10^3}{0.986 \times 348 \times 18} = \mathbf{2.48 \text{ cm}^2}$$

Soit : 7T14 = **10.78 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

5.2.3.5.2.2. Vérification à l'ELU :

5.2.3.5.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{2.48 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{2.48 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{10.78 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.2.3.5.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(40 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

5.2.3.5.2.3. Vérification à l'ELS :

5.2.3.5.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 161.7 \times y_l - 2910.6$$

$$y_l = 6.18$$

5.2.3.5.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 6.18^2}{3} + 15 \times (10.78 \times (18 - 6.18)^2)$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

$$I = 30459.13 \text{ cm}^4$$

5.2.3.5.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{12.023 \times 10^3}{30459.13} \times 6.18 = 2.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.44 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.3.5.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 12.023 \times 10^3}{30459.13} \times (18 - 6.18) = 69.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 69.98 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.3.6. Sens yy :

5.2.3.6.1. En travée :

5.2.3.6.1.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{10.631 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = 0.022 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = 0.027$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.027 = 0.989$$

$$A_s t = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{10.631 \times 10^3}{0.989 \times 348 \times 18} = 1.82 \text{ cm}^2$$

Soit : 7T14 = 10.78 cm² avec un espacement St = 15 cm/ml

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

5.2.3.6.1.2. Vérification à l'ELU :

5.2.3.6.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.35 \text{ cm}^2 < A_t = 10.78 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.3.6.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(40 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.3.6.1.3. Vérification à l'ELS :

5.2.3.6.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 161.7 \times yl - 2748.9$$

$$yl = 5.97$$

5.2.3.6.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 5.97^2}{3} + 15 \times (10.78 \times (18 - 5.97)^2)$$

$$I = 26765.10 \text{ cm}^4$$

5.2.3.6.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{10.934 \times 10^3}{26765.10} \times 5.97 = 2.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.44 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

5.2.3.6.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 10.934}{26765.10} \times (18 - 5.97) = 73.71 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 73.71 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

5.2.3.6.2. En appuis :

5.2.3.6.2.1. Calcule des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{7.088 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = 0.014 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014}) = 0.018$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.018 = 0.993$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{7.088 \times 10^3}{0.993 \times 348 \times 18} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Soit : 7T14 = **10.78 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

5.2.3.6.2.2. Vérification à l'ELU :

5.2.3.6.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = 2.35 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 2.35 \text{ cm}^2 < A_t = 10.78 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.2.3.6.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(40 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

5.2.3.6.2.3. Vérification à l'ELS :

5.2.3.6.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 161.7 \times yl - 2748.9$$

$$yl = 5.97$$

5.2.3.6.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 5.97^2}{3} + 15 \times (10.78 \times (18 - 5.97)^2)$$

$$I = 26765.10 \text{ cm}^4$$

5.2.3.6.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{7.289 \times 10^3}{26765.10} \times 5.97 = 1.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.63 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

5.2.3.6.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 7.289 \times 10^3}{26765.10} \times (18 - 5.97) = 62.80 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 62.80 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

5.2.4. Les moments totaux appliqués sur Les dalles des différents étages :

Niveau		ELU			ELS		
		M	Mt	Ma	M	Mt	Ma
Sous-sol	Sens xx	30.656	26.057	15.328	24.045	20.439	12.023
	Sens yy	14.175	10.631	7.088	14.579	10.934	7.289
RDS	Sens xx	405.506	344.680	202.753	31.287	26.594	15.643
	Sens yy	187.506	140.629	9.485	18.969	14.227	9.485
Etage	Sens xx	271.690	230.937	135.845	21.530	18.301	10.765

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

courant	Sens yy	125.630	94.222	62.815	13.054	9.790	6.527
Terrasse Accessible	Sens xx	33.570	28.534	16.785	26.864	22.835	13.432
	Sens yy	15.523	11.642	7.761	16.288	12.216	8.144
Terrasse inaccessible	Sens xx	39.135	33.265	19.568	31.370	26.664	15.685
	Sens yy	18.096	13.572	9.048	19.019	14.265	9.510

Tableau 5.01 : Les valeurs des moments de chaque niveau en sens.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

5.2.8. Vérification des contraintes : Snes xx et Snes yy

			M (KN. m) ELS	A Choisi (cm ²)		Y	I cm ²	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Observation
Sous-sol	Sens xx	Travée	20.439	10.78	7T14	6.18	30459.13	4.15	18	139.42	196.77	C.V
		Appuis	12.02	10.78	7T14	6.18	30459.13	2.44	18	69.97	196.77	C.V
	Sens yy	Travée	10.934	10.78	7T14	5.97	26765.10	2.44	18	89.22	196.77	C.V
		Appuis	7.289	10.78	7T14	5.97	26765.10	1.63	18	62.80	196.77	C.V
RDS	Sens xx	Travée	26.594	10.78	7T14	6.18	30459.13	5.40	18	165.05	196.77	C.V
		Appuis	15.643	10.78	7T14	6.18	30459.13	3.18	18	91.04	196.77	C.V
	Sens yy	Travée	14.227	10.78	7T14	5.97	26765.10	3.17	18	110.23	196.77	C.V
		Appuis	9.485	10.78	7T14	5.97	26765.10	2.12	18	79.11	196.77	C.V
Etage courant	Sens xx	Travée	18.301	10.78	7T14	6.18	30459.13	3.71	18	128.75	196.77	C.V
		Appuis	10.765	10.78	7T14	6.18	30459.13	2.18	18	62.65	196.77	C.V
	Sens yy	Travée	9.790	10.78	7T14	5.97	26765.10	2.18	18	81.29	196.77	C.V
		Appuis	6.527	10.78	7T14	5.97	26765.10	1.46	18	56.86	196.77	C.V
Terrasse Accessible Terrasse inaccessible	Sens xx	Travée	22.835	10.78	7T14	6.18	30459.13	4.63	18	150.30	196.77	C.V
		Appuis	13.432	10.78	7T14	6.18	30459.13	2.73	18	78.17	196.77	C.V
	Sens yy	Travée	12.216	10.78	7T14	5.97	26765.10	2.73	18	97.72	196.77	C.V
		Appuis	8.144	10.78	7T14	5.97	26765.10	1.82	18	69.30	196.77	C.V
Terrasse Accessible	Sens xx	Travée	20.439	10.78	7T14	6.18	30459.13	4.15	18	139.42	196.77	C.V
		Appuis	12.02	10.78	7T14	6.18	30459.13	2.44	18	69.97	196.77	C.V
	Sens yy	Travée	10.934	10.78	7T14	5.97	26765.10	2.44	18	89.22	196.77	C.V
		Appuis	7.289	10.78	7T14	5.97	26765.10	1.63	18	62.80	196.77	C.V

Tableau 5.2 : Calcul et vérification des contraintes (ELS).

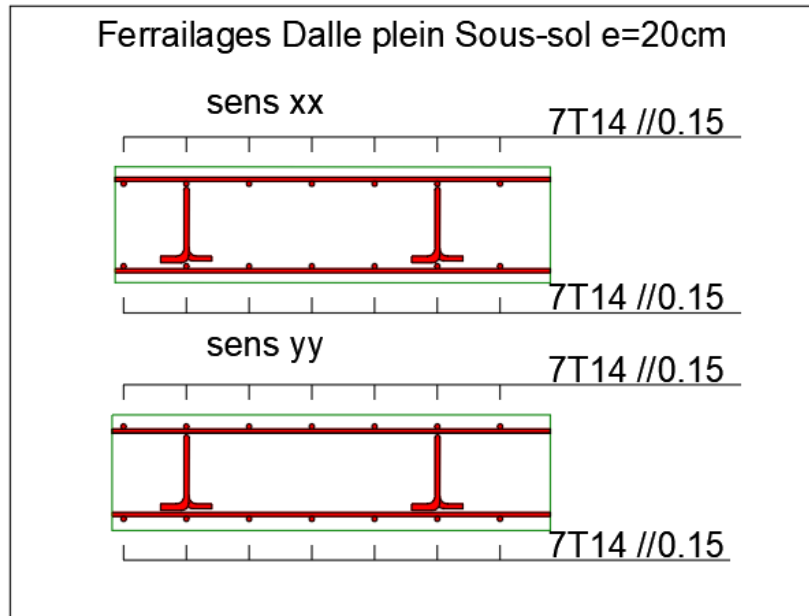


Figure 5.2 : Schéma de ferrailage pour la dalle sou-soul.

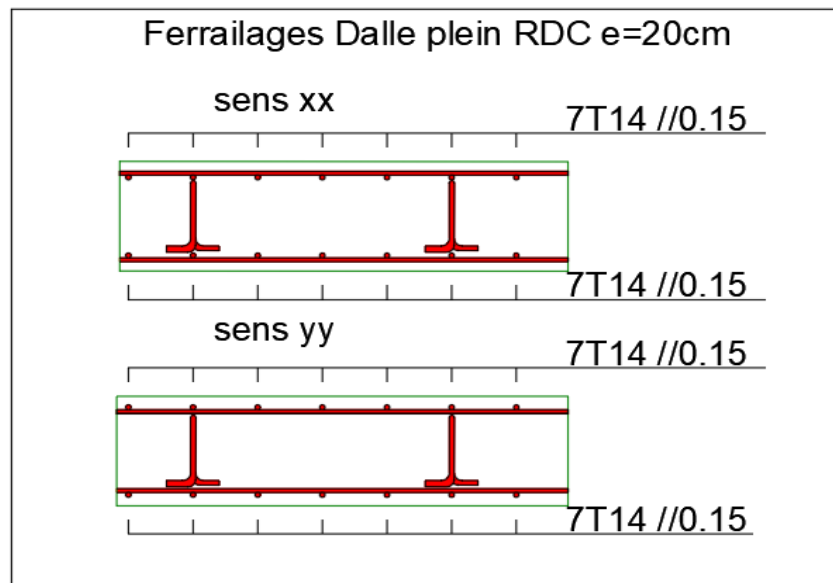


Figure 5.3 : Schéma de ferrailage pour la dalle RDS.

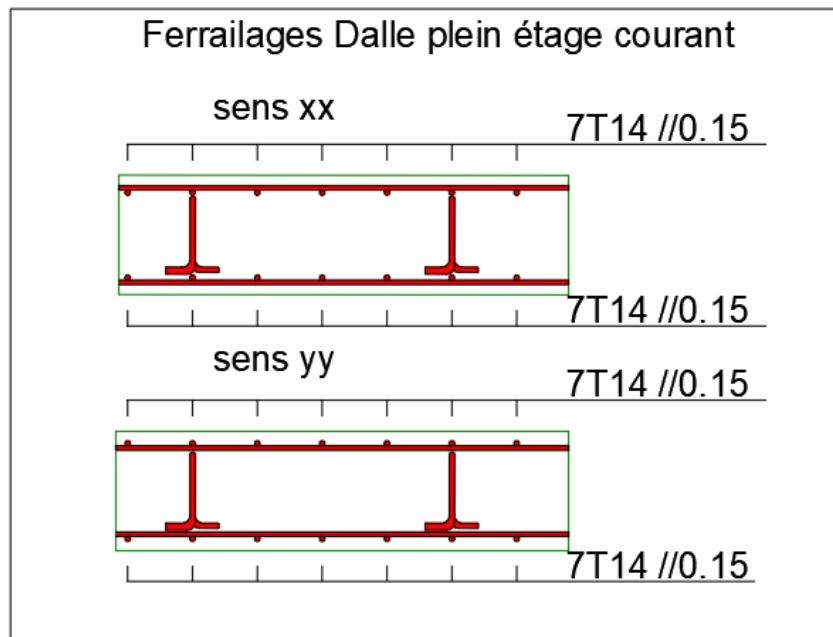


Figure 5.4 : Schéma de ferrailage pour la dalle étage courant.

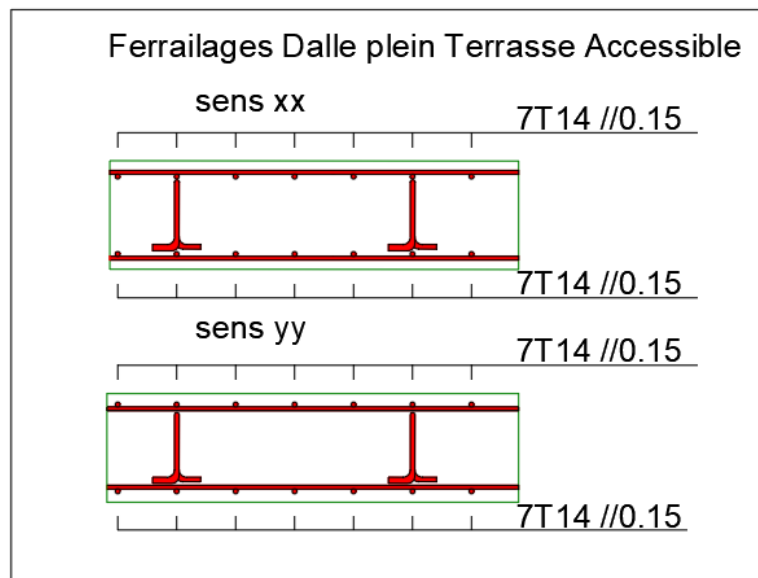


Figure 05.5 : Schéma de ferrailage pour la dalle Terrasse accessible.

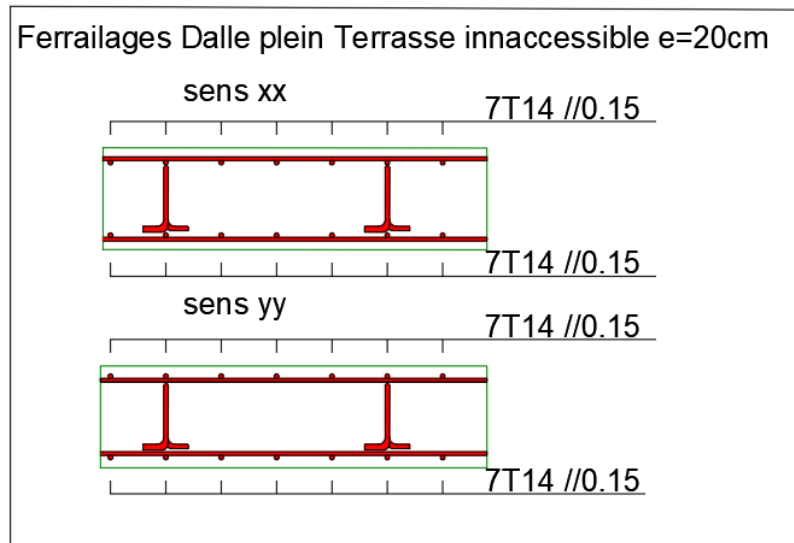


Figure 5.6: Schéma de ferrailage pour la dalle Terrasse accessible.

5.3. Etude des voiles :

5.3.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Ils peuvent être construits en béton armé ou non armé.

Le rôle des voiles est de :

- ❖ Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers ;
- ❖ Participer au contreventement de la construction (vent et séisme) ;
- ❖ Servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieur à quatre fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- ❖ Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- ❖ A leur jonction avec les planchers et
- ❖ A leurs extrémités.

5.3.2. Ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête et un moment fléchissant

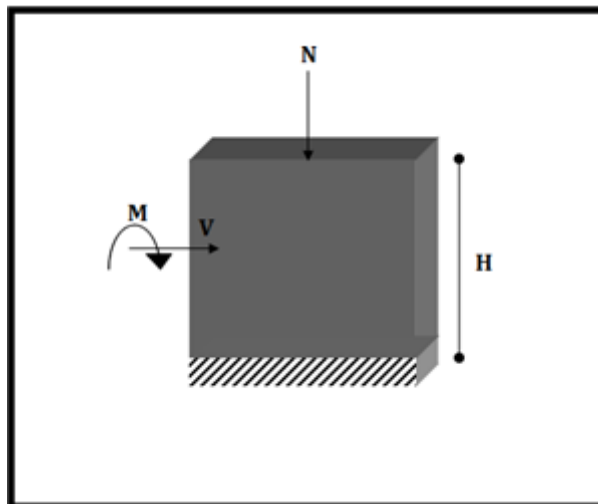


Figure 5.7: les moments et les efforts normaux et de cisaillement appliqués sur les voiles.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé:

D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.

D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs et elles est aussi uniformément réparties.

D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parement du voile)

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

5.3.3. Procédure de ferrailage :

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements CBA 93 et RPA 99 version 2003.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure en effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, permet l'adoption d'un bon ferrailage.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

Nota: Les contraintes maximale σ_{max} et minimale σ_{min} du voile peuvent être déterminées à l'aide de M et N qui sont lues à partir du fichier résultat de **ROBOT ANALISYS STRUCRUAL**.

❖ 1er cas : Section Entièrement Comprimée

Si : $(\sigma_{max} \text{ et } \sigma_{min}) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 version 2003 Art (7.7.4.1).

$$A = 0,0015 . b . L(0,15\%)$$

❖ 2ème cas : Section Entièrement tendue

Si : $(\sigma_{max} \text{ et } \sigma_{min}) < 0$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A = \frac{ft}{fi}$, on compare A par la section minimale exigée par le RPA 99 version 2003.

Si : $A < A_{min} = 0,15\% . b . Lt$ de la section du voile, on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A.

❖ 3eme cas : Section Partiellement Tendue

Si : (σ_{max} et σ_{miu}) sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

- Armatures verticales Art 7.7.4.1 du RPA 99 version 2003:

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA 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.

- Armatures horizontales Art 7.7.4.2 du RPA 99 version 2003:

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.

- Règles communes Art 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003:

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0,15%

- En zone courante : 0,10 %

❖ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : (1,5.a ; 30 cm).

❖ Les deux nappes doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des combinaisons.

❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

- ❖ Si des efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- ❖ A chaque extrémité du voile (trumeau) 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 15cm.
- ❖ 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 :

5.3.4. Sans y-y :

On prendra comme exemple un voile (2514) le plus sollicité (sens y-y) au niveau du sous sol, qu'il a les caractéristiques géométriques et les sollicitations suivantes :

Longueur [m]	Hauteur [m]	Ep [m]
3	3,03	0,40

On utilise une fiche Excel pour calculer les contraintes et les longueurs tendu :

	NOM	TYPE	N(KN)	M(N.m)	T(kn)
1	ELU	ELU	6461.62	244.05	155.47
2	G+Q+VX	ACC	4511.46	-172.36	200.72
3	G+Q-VX	ACC	4929.31	529.88	25.61
4	G+Q+VY	ACC	3933.23	-2281.49	289.45
5	G+Q-VY	ACC	5507.54	2639	-63.11
6	0.8G+VX	ACC	3092.17	-222.68	163.71
7	0.8G-VX	ACC	3510.02	479.56	-11.4
8	0.8G+VY	ACC	2513.94	-2331.8	252.44
9	0.8G-VY	ACC	4088.25	2588.68	-100.12

Tableau 5.3 : Sollicitations obtenues par ROBOT.

5.3.5. Les caractéristique géométrique du voile :

Inertie du voile :

$$I = (e \times l^3) / 12 = (0.4 \times [3.03]^3) / 12 = 0.9$$

$$\Omega = 0.4 \times 3 = 1.2$$

$$V = 3 / 2 = 1.5$$

5.3.6. Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile

Effort de compression a L'ELU :

$$N_{max} = 6461.62\text{KN} \quad ; \quad M_{corr} = 244.05\text{KN}$$

5.3.7. Calcul les contraintes :

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times v}{I} = \frac{6461.62}{1.2} + \frac{244.05 \times 1.5}{0.9} = 5655.85\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times v}{I} = \frac{6461.62}{1.2} - \frac{244.05 \times 1.5}{0.9} = 5113.51\text{KN/m}^2$$

$\sigma_d > 0$; $\sigma_g > 0$ La section est entièrement comprimée

5.3.8. Calcul de la contrainte moyenne :

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C.2.42 il faut que la condition suivante soit vérifier :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) = (1.61; 2)$$

d max = 1.61m

on prend d=1m

5.3.9. Détermination de la contrainte moyenne de la bande d :

$$\sigma_1 = \sigma_g + (L_c - d_1) \times \frac{\sigma_d - \sigma_g}{L_c} = 5.11 + (3 - 1) \times \frac{5.65 - 5.11}{3}$$

$$\sigma_1 = 5.47 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{5.65 + 5.47}{2}$$

$$\sigma_{moy} = 5.56\text{MPA}$$

L'effort normal appliqué sur la bande d1 :

$$Nu = \sigma_{moy} \times e \times d_1 = 5.5 \times 0.4 \times 1$$

$$Nu = 2224 \text{ Kn}$$

5.3.10. Calcul de l'effort limite ultime :

l'effort ultime Nu lim est donné par la formule suivante :

$$Nu_{lim} = \alpha \cdot \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b}$$

Avec :

$$B_r = L \cdot (a - 2) = 1 \cdot (40 - 2) = 3800\text{cm}^2$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

$$A = \frac{0.65}{1 + 0.2 \cdot \left(\frac{\gamma}{30}\right)^2} \text{ avec } \gamma = \frac{Lf\sqrt{12}}{e}$$

$$= (0.85 * 3.23 * \sqrt{12})/0.4 = 25.02$$

$$\alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 * \left(\frac{25.02}{30}\right)^2}$$

$$\alpha = 0.57$$

$$N_{ulim} = 0.57 * (0.3 * 3800)/(0.9 * 1.5)$$

$$N_{ulim} = 4813.33 \text{ kn}$$

5.3.11. Conclusion

$N_{ulim} = 4813.3 > N_u = 2224 \text{ kN}$ Condition vérifier

Donc il n'y a pas risque de flambement et les armatures en compression ne sont pas nécessaires

Calcul du ferrailage :

On prend les cas les plus défavorables :

1 er cas :0.8G-VX

$$N = 3510.02 \text{ KN} ; M = 479.56 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M * v}{I} = \frac{3510.02}{1.2} + \frac{479.56 * 1.5}{0.9} = 3682.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} + \frac{M * v}{I} = \frac{3510.02}{1.2} - \frac{479.56 * 1.5}{0.9} = 2167.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_d > 0, \sigma_g > 0$$

La section est entièrement comprimée donc La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 version 2003 Art (7.7.4.1).

$$A = 0,0015 \cdot b \cdot L(0,15\%)$$

La section est entièrement comprimée donc La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 version 2003 Art (7.7.4.1).

$$A = 0,0015 \cdot b \cdot L(0,15\%)$$

$$A + 0.0015 * 40 * 300$$

$$A = 18 \text{ cm}^2$$

2eme cas :0.8G-Vy

$$N = 4088.25 \text{ kn} ; M = 2588.68 \text{ kN.m}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

Calcul des contraintes :

$$\sigma_d = N/\Omega + (M * v)/I = 4088.25/1.2 + (2588.68 * 1.5)/0.9 = 7494.26 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_g = N/\Omega + (M * v)/I = 4088.25/1.2 - (2588.68 * 1.5)/0.9 = -680.51 \text{KN/m}^2$$

$\sigma_d > 0$; $\sigma_g < 0$ donc la section est partiellement tendu

Calcul de la longueur de la zone tendu

$$L_t = L * \sigma_g / (\sigma_g + \sigma_d) = 3.680.51 / (7494.26 + 680.51)$$

$$L_t = 0.24$$

$$L_c = L - L_t = 3 - 0.24$$

$$L_c = 2.76 \text{m}$$

$$d \leq \min(he/2, 2/3 L_c) = \min(1.61, 1.84)$$

$$d \leq 1.61 \text{m}$$

$$d_1 = 30 \text{ cm (zone d'about)}$$

$$d_2 = 1.30 \text{m}$$

Détermination de la contrainte moyenne dans la zone d'about :

$$\sigma_1 = (\sigma_g (L_t - 0.15)) / L_t = (6.8051(0.24 - 0.15)) / 0.24$$

$$\sigma_1 = 2.55 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = (\sigma_g + \sigma_1) / 2 = (6.8051 + 2.55) / 2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 4.67 \text{ Mpa}$$

Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) sollicitation de la zone d'about

$$N_{\text{lim}} = \sigma_{\text{moy}} * e * d = 4.67 * 0.4 * 0.3$$

$$N_{\text{lim}} = 560.4 \text{KN}$$

$$A_s = N_{\text{lim}} / (f_e / \gamma_s) = (560.4 * [10]^3) / (400 * [10]^2)$$

$$A_s = 14.01 \text{cm}^2$$

Calcul des armatures de coutures :

$$A_c = 1.1v / f_e * X / L = 1.1 * (2.76 * 100.12) / 400 * 30 / 300$$

$$A_c = 7.59 \text{cm}^2$$

D'après le RPA

$$A = A_s + A_c = 21.6 \text{cm}^2$$

Détermination de la contrainte moyenne de la deuxième bande :

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

$$\sigma_{moy} = (0 + \sigma_1)/2 = 2.55/2$$

$$\sigma_{moy} = 1.27 \text{MPa}$$

Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) de la deuxième bande :

$$Nu_2 = \sigma_{moy} \cdot e \cdot d = 1.27 * 0.4 * 1.3$$

$$Nu_2 = 660.4 \text{KN}$$

Calcul d'armature vertical

$$As = Nu_2 / (f_e / \gamma_s) = 660.4 / (400 * 10^2)$$

$$As = 16.51 \text{cm}^2$$

$$Ac = 1.1v / f_e \cdot X / L = 1.1 * (24 * 100.12) / 400 * 30 / 300$$

$$Ac = 2.86 \text{cm}^2$$

$$A = As + Ac = 19.37 \text{cm}^2$$

Armatures minimales :

$$A_{min} = 0.20\% b \cdot L_t = 0.0020 * 300 * 24$$

$$A_{min} = 1.92 \text{cm}^2$$

$$A_{max} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 19.37 \text{cm}^2$$

Espacement des armatures vertical

$$St \leq \min \left((1.5a; 30) = \min(60; 30) \right)$$

$$St \leq 30$$

Zone d'about : $L/10=30\text{cm}$

Zone courante : $ST=20$

Choix d'armatures on prend le cas le plus défavorable : 0.8G-VY

$$A_{d'about} = 21.6 \text{cm}^2 \text{ choix } = (7t20) = 21.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{bande2} = 19.37 \text{cm}^2 \text{ choix } = (7t20) + (10t12) = 33.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{courante} = 0.1\% b L_c = 0.0010 * 40 * 160$$

$$A_{courante} = 6.4 \text{cm}^2 \text{ choix } = (12t12) = 13.57 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

La contrainte de cisaillement est:

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

$$\tau_u = \frac{v}{bd} = 1.4 \frac{vu}{bd}$$

avec :

V : L'effort tranchant à la base du voile.

b : Épaisseur de voile.

d : Hauteur utile, (d=0,9h).

h : Hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = 0,20 \cdot f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Application numérique :

ACC :

$$\tau_u = v/bd = 1.4 vu/bd = \frac{289.45 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 3.23 \cdot 0.4 \cdot 10^3} = 0.24 \text{ mpa}$$

$\tau_u = 0.24 \text{ mpa} \leq \bar{\tau}_u = 6 \text{ mpa}$ condition vérifier

ELU

$$\tau_u = v/bd = 1.4 vu/bd = \frac{1.4 \cdot 155.47}{0.9 \cdot 3.23 \cdot 0.4 \cdot 10^3} = 0.18 \text{ mpa}$$

$\tau_u = 0.18 \text{ mpa} \leq \bar{\tau}_u = 6 \text{ mpa}$ condition vérifier

Ferrailage horizontale :

L'espacement des armatures horizontales :

$$St \leq \min(1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) \quad \square \quad St \leq \min(1,5 \cdot a = 60 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On adoptera : St=15 cm

$$\left\{ \begin{array}{l} k=1 \text{ (pas de reprise en bétonnage)} \\ \alpha=90^\circ \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot \frac{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \cdot K)}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \\ A_t \geq \frac{0,24 - 0,3 \cdot 2,1 \cdot 1}{0,9 \cdot \frac{400}{1}} = 0,8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

Armatures transversale minimales :

$$(A_t \cdot f_e) / b \cdot s_t \geq 1 / f_e \min(\tau_u / 2; 0.4 \text{ mpa})$$

$$A_{t \min} = \frac{b \cdot s_t}{f_e} * \frac{\tau_u}{2} = 40 * 15 / 400 * 0.24 / 2 = 0.18 \text{ cm}^2$$

d^{\wedge} après le BAEL91

$$A_h = A_v / 4 = 13.57 / 4 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{t \min} ; A_{cal} ; A_{B.A.E.L})$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

Choix : 5 T10 e = 20 cm

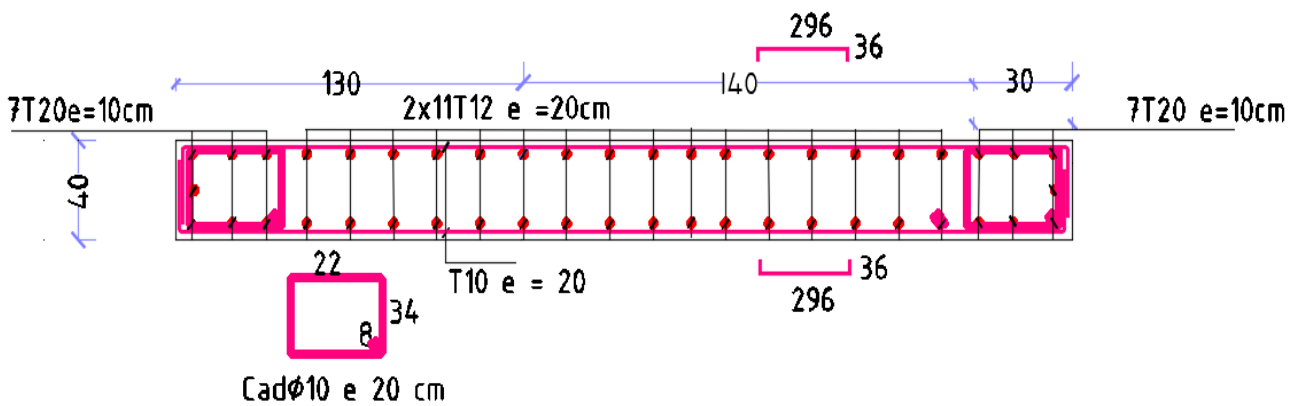


Figure 50.8 : Schéma de ferrailage pour voile sous-sol 2.

5.4. Voile périphérique :

5.4.1. Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 19.4 \text{ KN/m}^3$

φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 22.17^\circ$

K_a : Coefficient de poussée des terres

$$K_a = \tan\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right)^2 = 0.452$$

5.4.2. Le Dimensionnement :

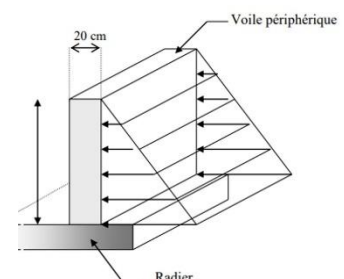
D'après le R.P.A.99; l'épaisseur être supérieure ou égale à 15cm.

Dans notre structure on a: $e = 20 \text{ cm}$

5.4.2.1. Calcul des charges :

5.4.2.1.1. Poussée des terres :

$$P_1 = K_a \times \gamma \times \frac{h^2}{2}$$



Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

Avec :

P1 : Poussé des terres

γ : Poids spécifique des terres

h : Hauteur du

Figure 05.9 : Schéma statique d'un voile périphérique.

5.4.2.1.2. Combinaison fondamentale :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 \times \gamma \times h_e \times K_a \times 1\text{m} = 1.35 \times 19.4 \times 3.23 \times 0.452 \times 1 = 38.24 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \gamma \times h_e \times K_a \times 1\text{m} = 19.4 \times 3.23 \times 0.452 \times 1 = 28.32 \text{ KN.m}$$

5.4.2.2. Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3.23 \text{ m}$$

$$L_y = 6.20 \text{ m}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.23}{6.20} = 0.52 \quad \text{si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle portent en deux sens.}$$

D'après le tableau :

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0937 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0974 \\ \mu_y = 0.3853 \end{cases}$$

5.4.2.3. La réduction des moments :

❖ ELU :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0937 \times 38.24 \times 3.23^2 = \mathbf{37.382 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.2500 \times 37.382 = \mathbf{9.345 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0974 \times 28.32 \times 3.23^2 = \mathbf{28.778 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.3853 \times 28.778 = \mathbf{11.088 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ ELU :

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 37.382 = \mathbf{331.775 \text{ KN.m}} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 9.345 = \mathbf{7.944 \text{ KN.m}} \end{cases}$$
$$\begin{cases} M_a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 37.382 = \mathbf{11.215 \text{ KN.m}} \\ M_a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 9.345 = \mathbf{2.804 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 28.778 = \mathbf{24.461 \text{ KN.m}} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 11.088 = \mathbf{9.425 \text{ KN.m}} \end{cases}$$
$$\begin{cases} M_a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 28.778 = \mathbf{8.633 \text{ KN.m}} \\ M_a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 32.795 = \mathbf{3.326 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

5.4.2.4. Sens xx :

5.4.2.4.1. En travée :

5.4.2.4.1.1. Calcul des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{31.775 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = 0.058 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.058}) = \mathbf{0.074}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.074 = \mathbf{0.970}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{31.775 \times 10^3}{0.970 \times 348 \times 38} = \mathbf{5.23 \text{ cm}^2}$$

Soit : 5T12 = **5.65 cm²** avec un espacement St = **20 cm/ml**

5.4.2.4.1.2. Vérification à l'ELU :

5.4.2.4.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{2.48 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{2.48 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{5.65 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.4.2.4.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(40 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

5.4.2.4.1.3. Vérification à l'ELS :

5.4.2.4.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 84.75 \times yl - 1525.5$$

$$yl = \mathbf{6.53}$$

5.4.2.4.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 6.53^2}{3} + 15 \times (5.65 \times (18 - 6.53)^2)$$

$$I = \mathbf{20431.29 \text{ cm}^4}$$

5.4.2.4.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{24.461 \times 10^3}{20431.29} \times 6.53 = \mathbf{7.82 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{7.82 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{17 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

5.4.2.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 24.461}{20431.29} \times (18 - 6.53) = \mathbf{137.32 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = \mathbf{137.32 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

5.4.2.4.2. En appuis :

5.4.2.4.2.1. Calcule des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{11.215 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = 0.020 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.020}) = \mathbf{0.026}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.026 = \mathbf{0.990}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{11.215 \times 10^3}{0.990 \times 348 \times 18} = \mathbf{1.81 \text{ cm}^2}$$

Soit : 5T12 = **5.65 cm²** avec un espacement $S_t = \mathbf{20 \text{ cm/ml}}$

5.4.2.4.2.2. Vérification à l'ELU :

5.4.2.4.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{2.48 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{2.48 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{5.65 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.4.2.4.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(40 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

5.4.2.4.2.3. Vérification à l'ELS :

5.4.2.4.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 84.75 \times yl - 1525.5$$

$$yl = 6.53$$

5.4.2.4.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 6.53^2}{3} + 15 \times (5.65 \times (18 - 6.53)^2)$$

$$I = \mathbf{20431.29 \text{ cm}^4}$$

5.4.2.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{3.326 \times 10^3}{20431.29} \times 6.53 = \mathbf{1.06 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{1.06 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{17 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

5.4.2.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 3.326 \times 10^3}{20431.29} \times (18 - 6.53) = \mathbf{28.01 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = \mathbf{28.01 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

5.4.2.5. Sens yy :

5.4.2.5.1. En travée :

5.4.2.5.1.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{7.944 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = 0.014 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014}) = \mathbf{0.018}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.018 = \mathbf{0.993}$$

$$A_s t = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{9.224 \times 10^3}{0.993 \times 348 \times 18} = \mathbf{1.28 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T12 = $\mathbf{4.52 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{25 \text{ cm/ml}}$

5.4.2.5.1.2. Vérification à l'ELU :

5.4.2.5.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{2.48 \text{ cm}^2}$$

$A_{min} = \mathbf{2.48 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{4.52 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.4.2.5.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm})(\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(40 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

5.4.2.5.1.3. Vérification à l'ELS :

5.4.2.5.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 67.8 \times yl - 1220.4$$

$$yl = 6.53$$

5.4.2.5.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 6.53^2}{3} + 15 \times (4.52 \times (18 - 6.53)^2)$$

$$I = \mathbf{18201.33 \text{ cm}^4}$$

5.4.2.5.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{9.425 \times 10^3}{18201.33} \times 6.53 = \mathbf{3.38 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{3.38 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{17 \text{ MPa}}$ **Condition vérifiée.**

5.4.2.5.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 9.425 \times 10^3}{18201.33} \times (18 - 6.53) = \mathbf{89.09 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = \mathbf{89.09 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$ **Condition vérifiée.**

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

5.4.2.5.2. En appuis :

5.4.2.5.2.1. Calcul des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{2.804 \times 10^3}{100 \times 17 \times 18^2} = 0.005 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.005}) = \mathbf{0.006}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.006 = \mathbf{0.997}$$

$$A_s t = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{2.804 \times 10^3}{0.997 \times 348 \times 38} = \mathbf{0.20 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T12 = **4.52 cm²** avec un espacement St = **25 cm/ml**

5.4.2.5.2.2. Vérification à l'ELU :

5.4.2.5.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{2.48 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{2.48 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{5.65 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.4.2.4.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

5.4.2.5.2.3. Vérification à l'ELS :

5.4.2.5.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 67.8 \times yl - 1220.4$$

$$yl = 6.53$$

5.4.2.5.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 6.53^2}{3} + 15 \times (4.52 \times (18 - 6.53)^2)$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

$$I = 18201.33 \text{ cm}^4$$

5.4.2.5.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{3.326 \times 10^3}{18201.33} \times 6.53 = 1.19 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.19 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 17 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

5.4.2.5.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 3.326 \times 10^3}{18201.33} \times (18 - 6.53) = 31.44 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 33.44 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

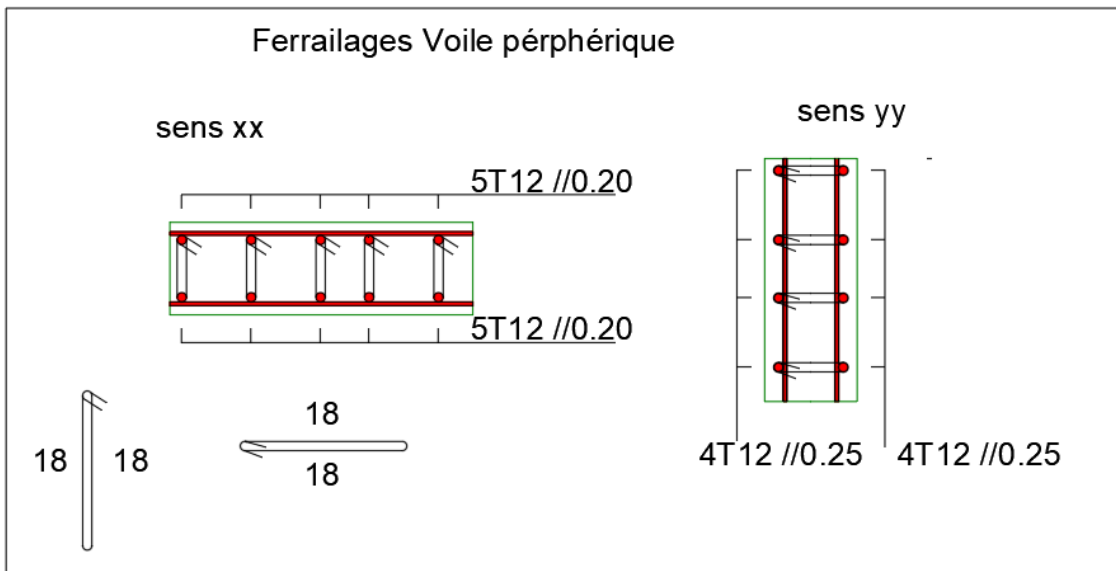


Figure 05.10 : Ferrailages d' une voile périphérique.

5.5. Poutre :

5.5.1. Introduction :

Les poutres noyées sont des coutres incorporées dans les planchers dalle pleine, sont sollicités par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors le calcul sera fait en flexion simple.

5.5.2. Les moments de la poutre :

Les moments fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis ROBOT :

5.5.3. Combinaisons d'actions :

5.5.3.1. Selon B.A.E.L 91 :

Combinaisons fondamentales :

$$\begin{cases} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$$

5.5.3.2. Selon R.P.A 99/V2003 :

Combinaisons accidentelles :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

5.5.4. Tableau des sollicitations :

	Poutres	M_{\max}^t (KN. m)			M_{\max}^a (KN. m)			T (KN)
		ELU	ELS	G+Q+E	ELU	ELS	G+Q+E	
Poutres	Sous-sol	133.72	97.7	312.68	71.69	52.38	232.42	529.43
	RDS	54.76	39.37	58.33	75.32	54.19	54.45	386.05
	Etages courants	69.97	50.83	395.43	105.49	76.64	355.42	1121.61
	Terrasse	62.69	46.16	268.35	97.1	71.51	279.32	225.54

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

Tableau 5.4: Les valeurs des moments de chaque niveau.

		b	h	d	d'
Poutres Noyée	Sous-sol	30	50	48	2
	RDS	30	50	48	2
	Etages courants	30	50	48	2
	Terrasse	30	50	48	2

Tableau 5.5 : Dimensions des poutres.

5.5.5. Poutre extrémité sous-sol (30*50):

5.5.5.1. Ferraillage longitudinal :

5.5.5.1.1. En travée :

5.5.5.1.1.1. Calcul des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{133.72 \times 10^3}{30 \times 17 \times 48^2} = \mathbf{0.144} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.144}) = \mathbf{0.151}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.151 = \mathbf{0.939}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{133.72 \times 10^3}{0.939 \times 348 \times 48} = \mathbf{8.53 \text{ cm}^2}$$

Soit : 9T14 = **13.85 cm²**

5.5.5.1.1.2. Vérification à l'ELU :

5.5.5.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 48 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{1.99 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{1.99 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{13.85 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.5.1.1.2.2. RPA :

$$A_{\text{RPA}} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 48 = \mathbf{7.5 \text{ cm}^2}$$

$A_{\text{RPA}} = \mathbf{7.5 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{13.85 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

5.5.5.1.2. En appuis :

5.5.5.1.2.1. Calcul des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{71.69 \times 10^3}{30 \times 17 \times 48^2} = 0.061 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.061}) = \mathbf{0.079}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.079 = \mathbf{0.969}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{71.69 \times 10^3}{0.969 \times 348 \times 48} = \mathbf{4.43 \text{ cm}^2}$$

Soit : 6T14 = **9.24 cm²**

5.5.5.1.2.2. Vérification à l'ELU :

5.5.5.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 48 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{1.99 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{1.99 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{9.24 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.5.1.2.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 48 = \mathbf{7.5 \text{ cm}^2}$$

$A_{RPA} = \mathbf{7.5 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{9.24 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

5.5.5.2. Ferrailage longitudinal :

5.5.5.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = \mathbf{372.54 \text{ KN}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{3 \text{ MPa}} \\ \mathbf{4 \text{ MPa}} \end{array} \right. \bar{\tau}_u = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{372.54 \times 10^3}{300 \times 480} = \mathbf{0.248 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

5.5.5.2.2. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{500}{35}; 14; \frac{300}{10}\right) = \min(14.2; 14; 30) = 14$$

$$\phi_t = 8$$

On prend : $\phi_t = 8$

Soit : $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

5.5.5.2.3. Calcul de l'espacement :

5.5.5.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(43.2; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 235}{1.15 \times 30 \times [0.248 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = 44.43 \text{ cm}$$

5.5.5.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :

En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_l\right) = \min(12.5; 16.8) = 12.5 \text{ cm}$

En zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = 12.5 \text{ cm}$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 15 \times 30 = 13.5 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0.03 \times S'_t \times b = 0.03 \times 15 \times 30 = 13.5 \text{ cm}^2$

5.5.6. Poutre RDS (30*50) :

5.5.6.1. Ferrailage longitudinal :

5.5.6.1.1. En travée :

5.5.6.1.1.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{54.76 \times 110^3}{30 \times 17 \times 48^2} = 0.047 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}) = 0.060$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.060 = 0.976$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{54.76 \times 10^3}{0.976 \times 348 \times 48} = 3.36 \text{ cm}^2$$

Soit : 6T14 = 7.70 cm²

5.5.6.1.1.2. Vérification à l'ELU :

5.5.6.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 48 \times \frac{2.4}{400} = 1.99 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1.99 \text{ cm}^2 < A_s = 7.70 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.5.6.1.1.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 48 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$A_{RPA} = 7.5 \text{ cm}^2 < A_s = 7.70 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.5.6.1.2. En appuis :

5.5.6.1.2.1. Calcule des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{75.32 \times 10^3}{30 \times 17 \times 48^2} = 0.064 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.064}) = 0.083$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.083 = 0.967$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{75.32 \times 10^3}{0.967 \times 348 \times 48} = 4.67 \text{ cm}^2$$

Soit : 6T14 = 7.70 cm²

5.5.6.1.2.2. Vérification à l'ELU :

5.5.6.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 48 \times \frac{2.4}{400} = 1.99 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1.99 \text{ cm}^2 < A_s = 7.70 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.5.6.1.2.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 48 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$A_{RPA} = 7.5 \text{ cm}^2 < A_s = 7.70 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

5.5.6.2. Ferrailage longitudinal :

5.5.6.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 386.05 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = 3 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right. \quad \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{386.05 \times 10^3}{300 \times 480} = 0.135 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

5.5.6.2.2. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{500}{35} ; 14 ; \frac{3000}{10} \right) = \min(14.28 ; 14 ; 30) = 14 \\ \phi_t = 8$$

On prend : $\phi_t = 8$

Soit : $A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$

5.5.6.2.3. Calcul de l'espacement :

5.5.6.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(43.2 ; 40 \text{ cm}) = 43.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{12.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 19.68 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 400}{1.15 \times 30 \times [0.135 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = 24.5 \text{ cm}$$

5.5.6.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :

En zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right) = \min(12.5 ; 16.8) = 12.5 \text{ cm}$ je prends $st=10 \text{ cm}$

En zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$ je prends $st=15 \text{ cm}$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 10 \times 30 = 9 \text{ cm}^2$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

En zone courante : $A_t 0.03 \times S'_t \times b = 0.03 \times 15 \times 30 = 13.5 \text{ cm}^2$

5.5.7. Poutre étages courants (30*50) :

5.5.7.1. Ferraillage longitudinal :

5.5.7.1.1. En travée :

5.5.7.1.1.1. Calcul des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{69.97 \times 10^3}{30 \times 17 \times 48^2} = 0.060 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.060}) = 0.077$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.077 = 0.969$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{37.38 \times 10^3}{0.969 \times 348 \times 48} = 4.32 \text{ cm}^2$$

Soit : 6T14 = 7.70 cm²

5.5.7.1.1.2. Vérification à l'ELU :

5.5.7.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 48 \times \frac{2.4}{400} = 1.99 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1.99 \text{ cm}^2 < A_s = 7.70 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.5.7.1.1.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 48 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$A_{RPA} = 7.5 \text{ cm}^2 < A_s = 7.70 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.5.7.1.2. En appuis :

5.5.7.1.2.1. Calcul des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{105.49 \times 10^3}{30 \times 17 \times 48^2} = 0.090 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.090}) = 0.118$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.118 = 0.953$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{105.49 \times 10^3}{30 \times 348 \times 48} = 6.63 \text{ cm}^2$$

Soit : 6T14 = 9.24 cm²

5.5.7.1.2.2. Vérification à l'ELU :

5.5.7.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 48 \times \frac{2.4}{400} = 1.99 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1.99 \text{ cm}^2 < A_s = 9.24 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.5.7.1.2.2.2. RPA :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 48 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$A_{RPA} = 7.5 \text{ cm}^2 < A_s = 9.24 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

5.5.7.2. Ferrailage longitudinal :

5.5.7.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 329.79 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = 3 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{329.79 \times 10^3}{300 \times 480} = 0.748 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

5.5.7.2.2. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{500}{35} ; 14 ; \frac{300}{10} \right) = \min(14.28 ; 16 ; 30) = 14.28$$

$$\phi_t = 8$$

On prend : $\phi_t = 8$

Soit : $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

5.5.7.2.3. Calcul de l'espacement :

5.5.7.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(43.2 ; 40 \text{ cm}) = \mathbf{43.2 \text{ cm}}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{12.01 \times 400}{0.4 \times 30} = \mathbf{67 \text{ cm}}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 400}{1.15 \times 30 \times [0.748 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = \mathbf{28 \text{ cm}}$$

5.5.7.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :

En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_1\right) = \min(12.5 ; 16.8) \mathbf{12.5 \text{ cm}}$ je prends $st=10 \text{ cm}$

En zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \mathbf{25 \text{ cm}}$ $st=15 \text{ cm}$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 10 \times 30 = \mathbf{9 \text{ cm}^2}$

En zone courante : $A_t = 0.03 \times S'_t \times b = 0.03 \times 15 \times 30 = \mathbf{13.5 \text{ cm}^2}$

5.5.6. Poutre Terrasse (30*50) :

5.5.8.1. Ferrailage longitudinal :

5.5.8.1.1. En travée :

5.5.8.1.1.1. Calcule des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{62.69 \times 10^3}{30 \times 17 \times 48^2} = \mathbf{0.053} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.053}) = \mathbf{0.069}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.069 = \mathbf{0.973}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{62.69 \times 10^3}{0.973 \times 348 \times 48} = \mathbf{3.86 \text{ cm}^2}$$

Soit : 5T14 = $\mathbf{7.70 \text{ cm}^2}$

5.5.8.1.1.2. Vérification à l'ELU :

5.5.8.1.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 48 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{1.99 \text{ cm}^2}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

$$A_{\min} = 1.99 \text{ cm}^2 < A_s = 7.70 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

5.5.8.1.1.2.2. RPA :

$$A_{\text{RPA}} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 48 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}} = 7.5 \text{ cm}^2 < A_s = 7.70 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

5.5.8.1.2. En appuis :

5.5.8.1.2.1. Calcule des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{97.1 \times 10^3}{30 \times 17 \times 48^2} = 0.053 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.053}) = 0.108$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.108 = 0.9957$$

$$A_s a = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{97.1 \times 10^3}{0.921 \times 348 \times 48} = 6.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{T}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

5.5.8.1.2.2. Vérification à l'ELU :

5.5.8.1.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 48 \times \frac{2.4}{400} = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.99 \text{ cm}^2 < A_s = 9.24 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

5.5.8.1.2.2.2. RPA :

$$A_{\text{RPA}} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 48 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}} = 7.5 \text{ cm}^2 < A_s = 9.24 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

5.5.8.2. Ferrailage longitudinal :

5.5.8.2.1. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 203.66 \text{ KN}$$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = 3 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right. \quad \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{203.66 \times 10^3}{300 \times 480} = 0.170 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

5.5.8.2.2. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{500}{35} ; 14 ; \frac{300}{10} \right) = \min(14.28 ; 14 ; 30) = 14 \\ \phi_t = 8$$

On prend : $\phi_t = 8$

Soit : $A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$

5.5.8.2.3. Calcul de l'espacement :

5.5.8.2.3.1. Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(43.2 ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 400}{1.15 \times 30 \times [1.05 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = 20 \text{ cm}$$

5.5.8.2.3.2. Selon le RPA/V2003 :

En zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right) = \min(12.5 ; 16.8) = 12.5 \text{ cm}$ donc $st=10 \text{ cm}$

En zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$ donc $st=15 \text{ cm}$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 10 \times 30 = 9 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0.03 \times S'_t \times b = 0.03 \times 15 \times 30 = 13.5 \text{ cm}^2$

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

			M (KN. m)	A Choisi (cm²)	Y	I cm²	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$MPa	σ_sMPa	$\overline{\sigma}_s$MPa	Observation
Poutres	Sous sol	Travée	97.7	13.85	19.77	242834.42	182.42	18	7.96	196.77	C.V
		Appuis	52.38	9.24	30.38	524322.39	133.85	18	4.87	196.77	C.V
	RDC	Travée	39.37	7.7	15.76	159197.04	127.03	18	3.90	196.77	C.V
		Appuis	54.19	7.7	15.76	159197.04	164.63	18	5.36	196.77	C.V
	Etages courant	Travée	50.83	7.7	15.76	159197.04	164.00	18	5.03	196.77	C.V
		Travée	76.64	9.24	9.24	182322.32	195.84	18	7.12	196.77	C.V
	Terrasse	Appuis	46.16	7.7	15.76	159197.04	148.94	18	4.57	196.77	C.V
		Appuis	71.51	9.24	9.24	182322.32	182.73	18	6.64	196.77	C.V

Tableau 5.6 : Calcul et vérification des contraintes (ELS).

Chapitre 05 : Etude des éléments planchers voile et poutre.

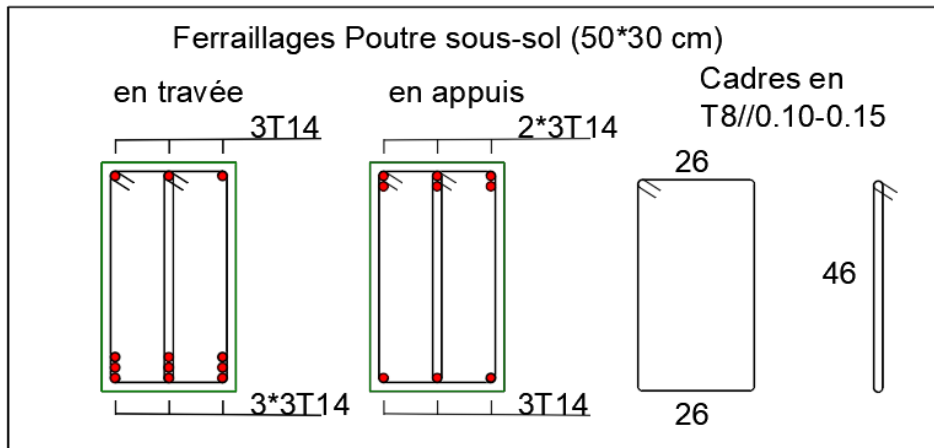


Figure 5.111 : Ferrailages Poutre Sous-sol 50*30 cm.

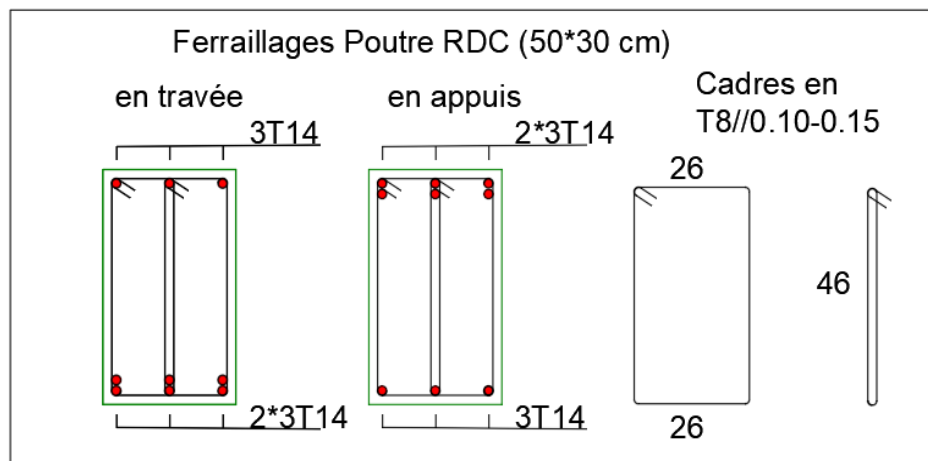


Figure 5.112 : Ferrailages Poutre RDC 50*30 cm.

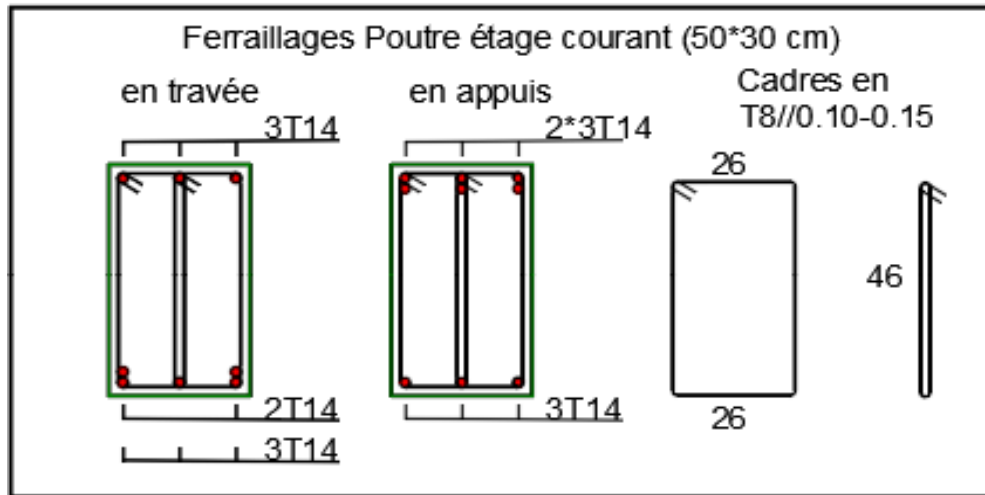


Figure 5.113 : Ferraillages Poutre étages courants 30*50 cm.

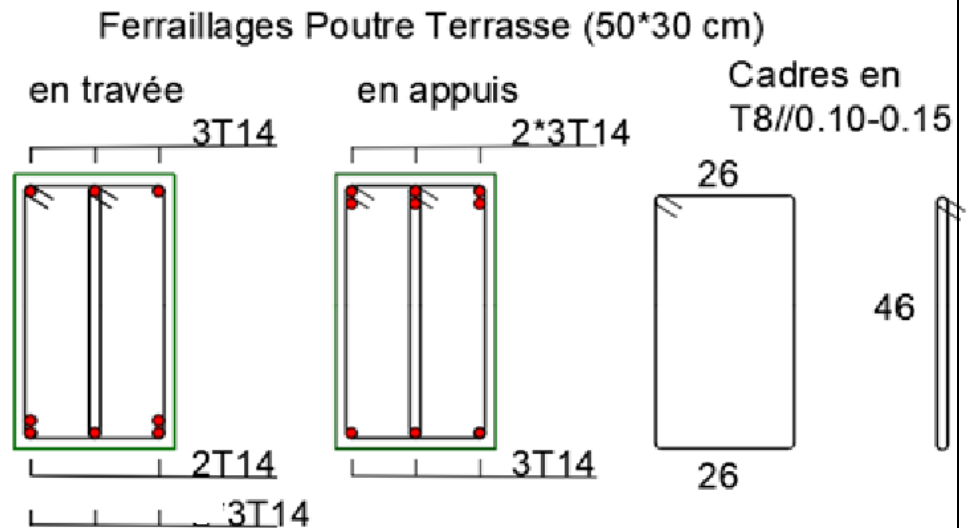


Figure 5.114 : Ferraillages Poutre Terrasse 30*50 cm.

Chapitre 06 : Etude de Fondation

Chapitre 06 : Etude de fondation

6.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieu).

Dans le cas le plus générale 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 résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ❖ Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

6.1.1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ❖ Les semelles continues sous mur.
- ❖ Les semelles continues sous poteaux.
- ❖ Les semelles isolées.
- ❖ Les radiers.

6.1.2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ❖ Les pieux.
- ❖ Les puits.

6.2. Choix du type de fondation :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de **230.80 m²**, ainsi que le poids de la structure **W = 87368.13 KN**, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ❖ Semelle filante.
- ❖ Radier évider.

Chapitre 06 : Etude de fondation

❖ Radier général.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : $\frac{S_S}{S_B} < 50 \%$.

Avec :

S_S : Est la surface de la semelle.

S_B : Est la surface d'impact du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \leq \frac{N}{S_B}$$

Avec : $N_{ser} = G + Q$

N_{ser} : Effort normal dû aux charges verticales.

On a : $N = 83606.20 + 10363.39 = \mathbf{93969.59KN}$

$$S_S = \frac{93969.59}{500} = \mathbf{187.94 m^2}$$

Vérification :

$$\frac{S_S}{S_B} \leq 0.5 \frac{187.94}{230.80} = 0.41 < 0.5$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation. Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure. La réduction des tassements différentiels.
- ❖ Néglige l'hétérogénéité du sol.
- ❖ La facilité de son exécution.

6.3. Etude de radier :

6.3.1. Pré dimensionnement du radier :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposer infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ Condition de rigidité.
- ❖ Condition forfaitaire.
- ❖ Condition de non cisaillement.
- ❖ Condition de non poinçonnement.

6.3.1.1. Condition de rigidité :

$$\text{Radier } L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi} \text{ et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

L_e : Est la longueur élastique.

Chapitre 06 : Etude de fondation

L_{\max} : La plus grande distance entre deux voiles = 6.20 m.

b : Largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

E : Module de déformation 3.2×10^6 MPa

I : Inertie de une bande de 1m du radier $I = \frac{bh_r^3}{12}$.

h_r : Hauteur du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen. $K = 40$

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 6.20^4}{3,2 \times 10^6 \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \mathbf{1 \text{ m}}$$

6.3.1.2. Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{6.20}{8} \leq h_r \leq \frac{6.20}{5}$$

$$0.78 \leq h_r \leq 1.24$$

$$h_r = \mathbf{1 \text{ m}}$$

6.3.1.3. Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :

Pour le panneau le plus défavorable :

On a :

$$\begin{cases} L_x = 4.50\text{m} \\ L_y = 6.20\text{m} \end{cases}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{T_{\max}}{b \times 0.9 \times d}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = \mathbf{3 \text{ MPa}} \right. \\ \left. \mathbf{4 \text{ MPa}} \right.$$

Chapitre 06 : Etude de fondation

$$\bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{450}{620} = 0.72 \text{ si } 0.4 < p < 1 \text{ Donc la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Donc :

$$T_x = q \frac{L_x \times L_y}{(2L_x + L_y)} \text{ et } T_y = q \frac{L_x}{3}$$

q : charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{93969.59}{258.15} = 364.02 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 364.02 \times \frac{4.50 \times 6.20}{(2 \times 4.50 + 6.20)} = 668.17 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = 364.02 \times \frac{4.50}{3} = 546.03 \text{ KN/ml}$$

$$T_{\max} = (T_x ; T_y) = 668.17 \text{ KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{668.17}{0.9 \times 1 \times 3 \times 10^3} = 0.25 \text{ m}$$

6.3.1.4. Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1)$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 2(a + h + b + h) = 2 \times (0.4 + 300 + 2 + h)$$

N_u : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculé à l'ELU.

Pour notre structure $N_u = 6461.62 \text{ KN}$ appliquée sur un voile de section $(40 \times 300) \text{ cm}^2$

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{30}{1.5}$$

$$H \geq 997 \text{ cm}$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à $h_r = 1 \text{ m}$. Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine

6.4. Hauteur et épaisseur de la nervure h_n :

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{620}{10} = 62 \text{ cm}$$

On prend $h_n = 100 \text{ cm}$

Je prend l'épaisseur de la nervure $b = 40 \text{ cm}$ comme l'épaisseur du voile

6.5. Epaisseur de la dalle :

$$h_n \geq \frac{L}{20} = \frac{620}{20} = 31 \text{ cm}$$

On prend $h_n = 70 \text{ cm}$

6.6. Déterminations des sollicitations :

Caractéristiques du radier :

$h_r = 100 \text{ cm}$ et surface du radier : $S = 258.15 \text{ cm}^2$

6.7. Combinaison d'action :

6.7.1. Vérification des contraintes sous radier :

6.7.1.1. A L'ELU :

Remarque : D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 1.5, donc : $\sigma_{sol} = 7.5 \text{ MPa}$ par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 6.34 + 4.42}{4} = 5.82 \text{ MPa}$$

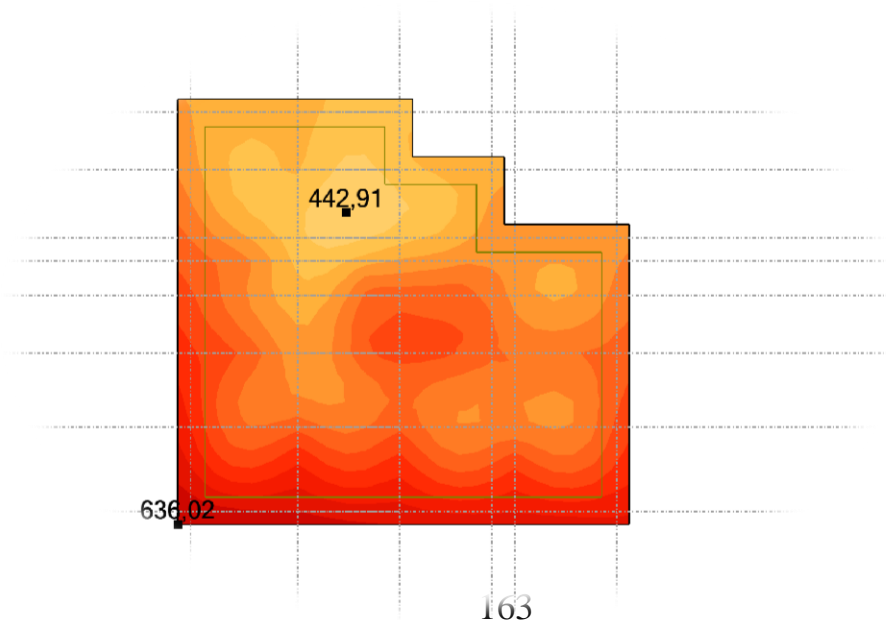


Figure 6.1 : Cartographies A L'ELU.

6.7.1.2. A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 4.62 + 3.24}{4} = 4.25 \text{ MPa}$$

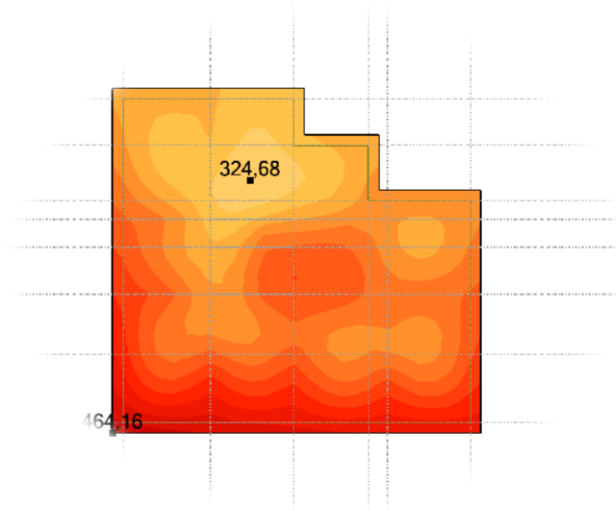


Figure 6.2 : Cartographies A L'ELS.

6.8. Vérification de l'effet de sous pression :

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$p > 1.5 \times S \times \gamma \times Z$$

Où :

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN}/\text{m}^3$)

$$87368.13 \text{ KN} > 1.5 \times 258.15 \times 10 \times 7.46$$

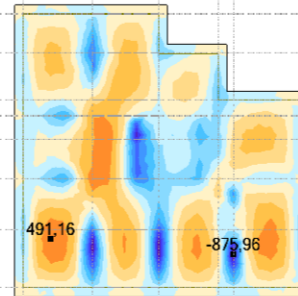
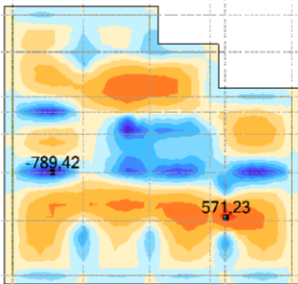
87368.13 KN > 28886.98 KN Condition vérifiée.

6.9. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

On a obtenu les moments par logiciel robot.

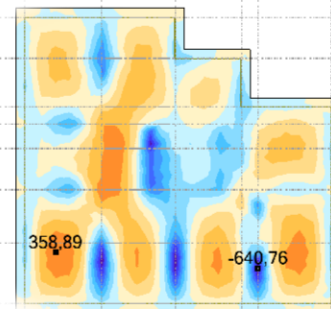
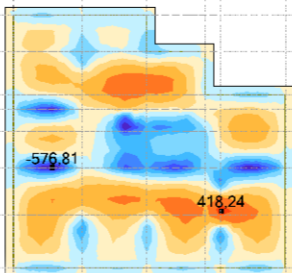
ELU :

$$\begin{cases} M_x \text{ appuis} = 875.950 \text{ KN.m} \\ M_x \text{ traveé} = 491.160 \text{ KN.m} \end{cases}$$
$$\begin{cases} M_y \text{ appuis} = 789.420 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ traveé} = 571.230 \text{ KN.m} \end{cases}$$



ELS :

$$\begin{cases} M_x \text{ appuis} = 640.760 \text{ KN.m} \\ M_x \text{ traveé} = 358.890 \text{ KN.m} \end{cases}$$
$$\begin{cases} M_y \text{ appuis} = 789.420 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ traveé} = 571.230 \text{ KN.m} \end{cases}$$



6.9.1. Sens xx :

6.9.1.1. En travée :

6.9.1.1.1. Calcul des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{491.160 \times 10^3}{100 \times 17 \times 65^2} = \mathbf{0.068} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.068}) = \mathbf{0.089}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.089 = \mathbf{0.965}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{491.160 \times 10^3}{0.965 \times 435 \times 65} = \mathbf{22.52 \text{ cm}^2}$$

Soit : 9T20 = **28.27 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

6.9.3.1.2. Vérification à l'ELU :

6.9.3.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 65 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{8.97 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{8.97 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{28.27 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

6.9.3.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(140 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

6.9.3.1.3. Vérification à l'ELS :

6.9.3.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 424.05 \times yl - 27563.25$$

$$yl = \mathbf{19.62}$$

Chapitre 06 : Etude de fondation

6.9.3.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 19.62^2}{3} + 15 \times (19.62 \times (65 - 19.62)^2)$$

$$I = \mathbf{1125018.62 \text{ cm}^4}$$

6.9.3.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{358.890 \times 10^3}{1125018.62} \times 119.62 = \mathbf{0.17 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = 0.17 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

6.9.3.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 358.890 \times 10^3}{1125018.62} \times (65 - 19.62) = \mathbf{8.62 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = 8.62 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$ Condition non vérifiée.

6.9.3.2. En appuis :

6.9.3.2.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{875.950 \times 10^3}{100 \times 17 \times 65^2} = \mathbf{0.122} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.122}) = \mathbf{0.163}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.163 = \mathbf{0.935}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{875.950 \times 10^3}{0.935 \times 348 \times 65} = \mathbf{41.45 \text{ cm}^2}$$

Soit : 9T25 = $\mathbf{41.45 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \mathbf{10 \text{ cm/ml}}$

Chapitre 06 : Etude de fondation

6.9.3.2.2. Vérification à l'ELU :

6.9.3.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 65 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{8.97 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = 8.97 \text{ cm}^2 < A_t = 41.45 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

6.9.3.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(140 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

6.9.3.2.3. Vérification à l'ELS :

6.9.3.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 662.7 \times yl - 43075.5$$

$$yl = \mathbf{23.46}$$

6.9.3.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 23.46^2}{3} + 15 \times (41.45 \times (65 - 23.46)^2)$$

$$I = \mathbf{1573926.86 \text{ cm}^4}$$

6.9.3.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{640.760 \times 10^3}{1573926.86} \times 23.46 = \mathbf{0.09 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = 0.09 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 17 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

6.9.3.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

Chapitre 06 : Etude de fondation

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 640.760 \times 10^3}{1573926.86} \times (65 - 23.46) = \mathbf{2.23 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = 2.23 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

6.9.4. Sens yy :

6.9.4.1. En travée :

6.9.4.1.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{571.230 \times 10^3}{100 \times 17 \times 65^2} = \mathbf{0.080} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.080}) = \mathbf{0.104}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.104 = \mathbf{0.959}$$

$$A_{s,t} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{571.230 \times 10^3}{0.959 \times 348 \times 193} = \mathbf{26.36 \text{ cm}^2}$$

Soit : 9T20 = **26.36 cm²** avec un espacement $S_t = \mathbf{10 \text{ cm/ml}}$

6.9.4.1.2. Vérification à l'ELU :

6.9.4.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 65 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{8.97 \text{ cm}^2}$$

$A_{\text{min}} = 8.97 \text{ cm}^2 < A_t = 26.36 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

6.9.4.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(140 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Chapitre 06 : Etude de fondation

6.9.4.1.3. Vérification à l'ELS :

6.9.4.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 424.05 \times yl - 8268.975$$

$$yl = \mathbf{9.30}$$

6.9.4.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 9.30^2}{3} + 15 \times (28.27 \times (65 - 9.30)^2)$$

$$I = \mathbf{70930.06 \text{ cm}^4}$$

6.7.4.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{418.240 \times 10^3}{70930.06} \times 9.30 = \mathbf{0.70 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{2.77 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

6.7.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 418.240 \times 10^3}{23422907.84} \times (65 - 9.30) = \mathbf{153.16 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{21.21 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

6.7.4.2. En appuis :

6.7.4.2.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{789.420 \times 10^3}{100 \times 17 \times 65^2} = \mathbf{0.110} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.110}) = \mathbf{0.146}$$

Chapitre 06 : Etude de fondation

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.146 = \mathbf{0.942}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{789.420 \times 10^3}{0.942 \times 348 \times 65} = \mathbf{37.08 \text{ cm}^2}$$

Soit : 9T25 = **44.18 cm²** avec un espacement $S_t = \mathbf{10 \text{ cm/ml}}$

6.7.4.2.2. Vérification à l'ELU :

6.7.4.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 65 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{8.97 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{8.97 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{44.18 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

6.7.4.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

6.7.4.2.3. Vérification à l'ELS :

6.7.4.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 662.7 \times yl - 12922.65$$

$$yl = \mathbf{10.76}$$

6.7.4.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 10.76^2}{3} + 15 \times (44.18 \times (65 - 10.76)^2)$$

$$I = \mathbf{92147.62 \text{ cm}^4}$$

6.7.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

Chapitre 06 : Etude de fondation

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{576.810 \times 10^3}{92147.62} \times 38.20 = \mathbf{0.42 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = 0.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 17 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

6.7.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 576.810 \times 10^3}{92147.62} \times (65 - 10.76) = \mathbf{182.16 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = 11.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

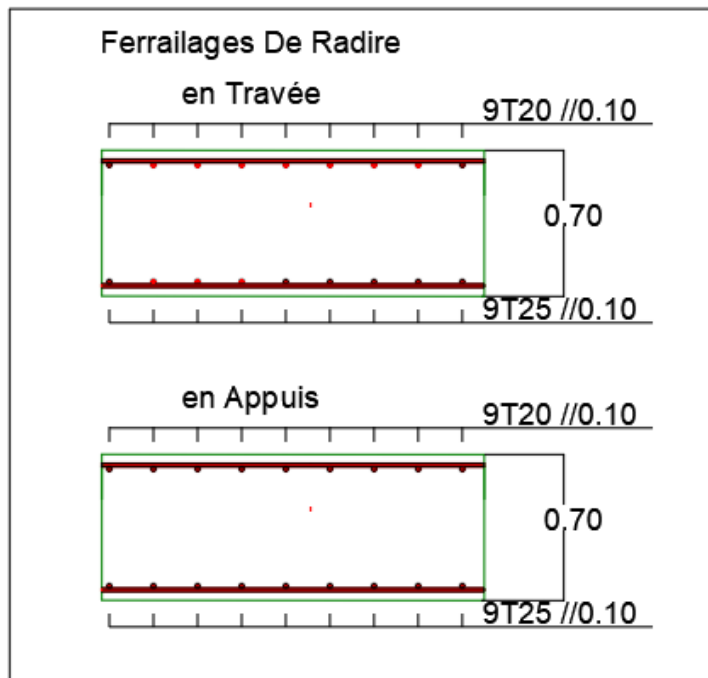


Figure 6.3 : Ferrailage de radier.

LES NERVURES

On a obtenu les moments par logiciel robot.

ELU :

$$\begin{cases} M_{appuis} = 733.80 \text{ KN.m} \\ M_{travee} = 736.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS :

Chapitre 06 : Etude de fondation

$$M \text{ appuis} = 536.36 \text{ KN.m}$$

$$M \text{ traveé} = 540.04 \text{ KN.m}$$

ACC :

$$M \text{ appuis} = 829.340 \text{ KN.m}$$

$$M \text{ traveé} = 1290.10 \text{ KN.m}$$

$$T_u \text{ appuis} = 1238.27 \text{ KN.m}$$

$$T_u \text{ traveé} = 1435.4 \text{ KN.m}$$

6.7.4. Ferraillage longitudinal :

6.7.4.1. En travée :

6.7.4.1.1. Calcul des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{736.89 \times 10^3}{40 \times 17 \times 98^2} = \mathbf{0.113} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.113}) = \mathbf{0.150}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.150 = \mathbf{0.940}$$

$$A_s t = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{736.89 \times 10^3}{0.940 \times 348 \times 98} = \mathbf{23 \text{ cm}^2}$$

Soit : 12T20 = **37.70 cm²**

6.7.4.1.2. Vérification à l'ELU :

6.7.4.1.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 98 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{5.41 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{5.41 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{37.70 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

6.7.4.1.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(200 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 8 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Chapitre 06 : Etude de fondation

6.7.4.1.3. Vérification à l'ELS :

6.7.4.1.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 20 \times yl^2 + 565.5 \times yl - 55419$$

$$yl = \mathbf{40.37}$$

6.7.4.1.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 9.30^2}{3} + 15 \times (37.70 \times (98 - 9.30)^2)$$

$$I = \mathbf{2755381.19 \text{ cm}^4}$$

6.7.4.1.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{540.04 \times 10^3}{2755381.18} \times 40.37 = \mathbf{7.91 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = 7.91 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

6.7.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 540.04 \times 10^3}{2755381.18} \times (98 - 40.37) = \mathbf{169.42 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = 169.42 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

6.7.4.2. En appuis :

6.7.4.2.1. Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{733.80 \times 10^3}{40 \times 17 \times 98^2} = \mathbf{0.112} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.112}) = \mathbf{0.149}$$

Chapitre 06 : Etude de fondation

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.149 = \mathbf{0.940}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{733.80 \times 10^3}{0.940 \times 348 \times 98} = \mathbf{22.90 \text{ cm}^2}$$

Soit : 12T20 = **37.70 cm²**

6.7.4.2.2. Vérification à l'ELU :

6.7.4.2.2.1. Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 98 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{5.41 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = 5.41 \text{ cm}^2 < A_t = 37.70 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

6.7.4.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(200 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

6.7.4.2.3. Vérification à l'ELS :

6.7.4.2.3.1. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 20 \times yl^2 + 565.5 \times yl - 55419$$

$$yl = \mathbf{40.37}$$

6.7.4.2.3.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 9.30^2}{3} + 15 \times (37.70 \times (98 - 40.37)^2)$$

$$I = \mathbf{2755381.19 \text{ cm}^4}$$

6.7.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

Chapitre 06 : Etude de fondation

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{536.36 \times 10^3}{2755381.19} \times 40.37 = \mathbf{7.85 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{7.85 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{17 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

6.7.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 536.36 \times 10^3}{2755381.19} \times (98 - 40.37) = \mathbf{182.16 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{182.16 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

6.7.4.2.3.5. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{1000}{35} ; 14 ; \frac{400}{10}\right) = \min(28.57 ; 14 ; 40) = 14$$

$$\phi_t = \mathbf{14}$$

On prend : $\phi_t = \mathbf{12}$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi_t^2 = \mathbf{4.52 \text{ cm}^2}$$

6.7.4.2.3.6 Calcul de l'espacement :

6.7.4.2.3.7 Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(88.2 ; 40 \text{ cm}) = \mathbf{40 \text{ cm}}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{4.52 \times 400}{0.4 \times 40} = \mathbf{113 \text{ cm}}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{ij})]} = \frac{0.9 \times 4.52 \times 400}{1.15 \times 40 \times [167.27 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = \mathbf{21.11 \text{ cm}}$$

6.7.4.2.3.8. Selon le RPA/V2003 :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l\right) = \min(20 ; 144) = \mathbf{20 \text{ cm}} \text{ donc } st = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

$$\text{En zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \mathbf{50 \text{ cm}} \text{ st} = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\text{En zone nodale : } A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 10 \times 40 = \mathbf{12 \text{ cm}^2}$$

$$\text{En zone courante : } A_t = 0.03 \times S'_t \times b = 0.03 \times 15 \times 40 = \mathbf{18 \text{ cm}^2}$$

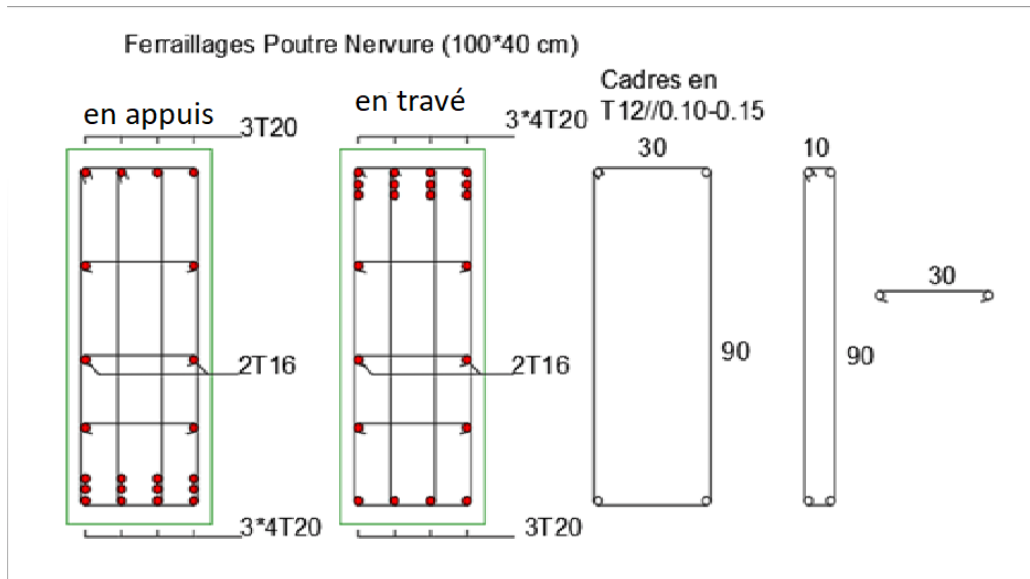


Figure 6.4 : Ferraillages Nervure.

Conclusion générale

Conclusion générale.

Ce projet nous a permis de nous familiariser avec toutes les informations que nous Avons acquises au cours de notre carrière universitaire basent sur les règlements Technique et la maîtrise des logiciels (ROBOT ANALYSIS STRUCTURA ; AUTOCAD ; RDM6 ...)

J'ai bien compris l'importance de l'analyse modale de la structure avant calculer les Éléments structuraux de comprendre l'influence de séisme a la structure il faut tenir en Compte tous les poids de la structure pour avoir un calcul approcher de réel.

J'ai remarqué que le système de contreventement voile porteur est un système Économique et résistant ça nous permet de gagner le temps et l'argent et une structure Trop résistante.

J'ai remarqué que le sol a une influence importante sur la structure et ça nous permet de Comprendre l'importance de l'étude géotechnique au étude bâtiment.

Et en dernier ce projet me permet d'appliquer tous mes informations et corriger les Erreurs et apprendre des nouvelles informations ce qui est intéressant

Bibliographie

Bibliographie

- **Règlements :**

Règles de conception et de calcul des structures en béton armé [C.B.A93, D.T. R-B.C2-41.]

Charges permanentes et charges d'exploitation [D.T.R-B.C22.]

Règles parasismiques algérienne RPA99 version 2003 [RPA99/V2003]

Jean-Pierre Mougín, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième édition Eyrolles 2000. [BAEL91]

- **Mémoires :**

Carvalho Alex Luis Augusto & Fulano Valdemar Alberto (2020/2021). Eude d'un bâtiment R+10 avec. Mémoire de fin d'étude master, université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem. Encadré par : M. Bahar Sadek.

Ham mou fatma, Hartaninadjet., (2021). Etude d'un bâtiment sous-sol +RDC+12étage a usage d'habitation et commercial. Encadré par : M. Bahar Sadek.

- **Cours :**

1^{er} année master : béton armé, dynamique et mécanique des structures.

