



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic Republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية
Civil engineering department



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Option : Structure

Thème

**Étude d'un bloc en béton armé à usages
Multiples (Sous-sol +RDC+10 étages) à
Mostaganem**

Présenté par :

- Bezzergua Asma
- Aggoun Zohra
- **Président** :Zelmet Yassine
- **Examineur** :Mehala Tewfik
- **Encadrant** : Mr. MOUSSAOUI SALLAH EDDINE

Année Universitaire 2024/2025

سُبْحَانَ اللَّهِ الْعَظِيمِ

Remerciements

Avant toute chose, nous exprimons notre profonde gratitude à Dieu Tout-Puissant pour Ses innombrables bienfaits et Son accompagnement tout au long de l'élaboration de ce travail.

Nous adressons nos remerciements les plus sincères à Monsieur **Y.Zelmate**, président du jury, pour avoir accepté de présider cette soutenance et pour l'attention portée à notre travail.

Nos vifs remerciements vont également à Monsieur **T.Mehala** pour ses encouragements constants, la richesse de ses échanges, ainsi que la qualité de ses conseils, qui ont significativement contribué à l'enrichissement de notre réflexion et à notre évolution académique.

Nous remercions également les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre projet de fin d'études, et pour l'intérêt qu'ils y ont porté.

Nous tenons à exprimer notre profonde reconnaissance à notre encadrant, Monsieur **S.Moussaoui**, pour sa disponibilité, sa rigueur scientifique, son accompagnement attentif et l'ensemble des efforts consentis tout au long de ce travail, notamment au sein du laboratoire de structure.

Nous témoignons aussi notre reconnaissance à l'ensemble des enseignants et professeurs qui ont, par leur engagement, leur expertise et leur passion, contribué à notre formation durant tout notre parcours universitaire.

Un remerciement tout particulier est adressé à l'ensemble des enseignants du département de science et technologie de l'Université Abd El Hamid Ibn Badis, pour la qualité de l'encadrement et des enseignements dispensés.

Enfin, nous exprimons toute notre gratitude à nos familles respectives ainsi qu'à nos amis, pour leur soutien moral et leur encouragement constant. Nous profitons de cette occasion pour remercier toutes les personnes ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce projet.

Dédicaces

Nous dédions ce modeste travail, comme preuve de respect, de gratitude, et de reconnaissance à :

Nos chers parents : Qui n'ont jamais cessé de nous encourager et nous conseiller, Ils nous ont beaucoup aidé tout au long de notre chemin, grâce à leur amour, leur compréhension, leurs sacrifices, leur tendresse, leurs prières et leur patience et leur soutien moral et matériel.

Nos chers frères et sœurs : Pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral, pour leur indulgence en notre faveur qu'ils touchent ici l'affection la plus intime qu'on ressent à leur égard.

Nos amis spécialement et tous mon groupe Nice Et spécialement nos chères amie ouafaa Nos collègues : Pour leur compagnie et bons moments passés ensemble.

Mon mari hassan et toute famille aggoun ,benzargua ,boudinar et benidris

Et tous ceux qui nous sont chers... Merci d'être toujours là pour nous. Que Dieu vous garde

Résumé

Ce mémoire modeste porte sur l'étude technique d'un bâtiment en R+10 et sous-sols en béton armé. Ce bâtiment est situé dans la wilaya de Mostaganem, en Algérie. La région est classée en zone sismique IIA selon les normes du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/V2003).

Une analyse sismique approfondie a été menée. Le dimensionnement et le ferrailage des éléments structuraux et non structuraux, ainsi que de l'infrastructure, ont été réalisés en respectant les prescriptions du RPA 99 version 2003 et du CBA 93.

Mots clés : armatures, stabilité, béton.

Abstract

This modest dissertation focuses on the technical study of a building composed of 10 floors above ground and basement levels, built with reinforced concrete. The building is located in the Wilaya of Mostaganem, Algeria. The region is classified as seismic zone IIA according to the Algerian Seismic Code (RPA 99, 2003 edition).

A thorough seismic analysis was carried out. The structural and non-structural elements, as well as the infrastructure, were designed and reinforced in accordance with the requirements of RPA 99 (2003 edition) and CBA 93.

Keywords: reinforcement, stability, concrete.

الملخص

يتناول هذا البحث دراسة تقنية لمبنى مكوّن من طابق أرضي مرتفع +10 طابقاً و طابق تحت الأرض، مشيّد بالخرسانة المسلحة. يقع هذا المبنى في ولاية مستغانم، الجزائر، وتُصنّف المنطقة ضمن المنطقة الزلزالية IIA وفقاً لمعايير التنظيم الجزائري المقاوم للزلازل / RPA 99 إصدار. 2003

تم إجراء تحليل زلزالي معمّق. كما تم حساب الأبعاد وتحديد التسليح للعناصر الإنشائية وغير الإنشائية، بالإضافة إلى البنية التحتية، مع احترام متطلبات RPA 99 إصدار (2003 و CBA 93

الكلمات المفتاحية: التسليح، الاستقرار، الخرسانة.

Sommer

Table des matières

Introduction Générale.....	17
CHAPITRE 01:	
Presentation du projet et caracteristiques materiaux.....	23
1.Intrudiction.....	20
2.Implantation de l'ouvrage.....	20
3.Présentation de l'ouvrage.....	20
4.Caractéristiques géométrique du bâtiment.....	20
5.Caratéristiques géotechnique du sol.....	20
6.Description technique de la structure.....	21
6.1. Structure principale.....	21
6.2. Structure secondaire.....	21
8.Caractiques mécanique des matériaux.....	25
8.1Caractéristiques mécaniques du béton.....	25
8.2. Contrainte limite de compression.....	26
8.3.Protection des armatures.....	28
9.Logiciels utilisées.....	29
10.Réglements utilisés.....	29
conclision.....	29
CHAPITRE 02 :	
Predimensionnement.....	31
1.Intrudiction.....	32

2.Prédimensionnement des pouters.....	32
2.1 Prédimensionnement des poutres principales.....	33
2.2. Prédimensionnement des poutres secondaires.....	37
3. Prédimensionnement des planchers.....	34
3.1. Planchers à corps creux.....	34
3.1.1Plancher terrasse inaccessible.....	35
3.1.2Plancher de la dalle pleine.....	36
3.1.3 Calcul des charges du plancher de la dalle pleine.....	37
4. Prédimensionnement des poteaux.....	38
4.1. Dimensionnement du poteau le plus sollicité.....	42
5. Prédimensionnement des voiles.....	43
Chapitre 03 :	
Etude de plancher.....	50
1.Plancher à corps creux.....	47
2.Types de poutrelles	47
3.Choix de la méthode de calcul.....	48
4.Application de la méthode forfaitaire.....	48
5.1.Ferraillage de la poutrelle.....	49
5.1. Exemple de calcul du ferraillage d'une poutrelle.....	50
5.2. Vérification de l'étendue de la zone comprimée.....	50
5.3. Vérification de l'existence des armatures comprimées A'	51
5.4. Détermination des armatures.....	51
5.5 Condition de non fragilité.....	51

6. Calcul des armatures transversales.....	52
6.1. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.....	52
6.2. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.....	52
6.3. Diamètre des armatures transversales [BAEL 91]	53
6.4. Espacement des armatures transversales.....	53
7. Ferrailage de la dalle de compression.....	53
7.1. Armature perpendiculaire aux poutrelles.....	57
7.2. Armature parallèle aux poutrelles.....	58
8. Plancher à dalle pleine.....	55
8.1. La méthode de calcul	59
Chapitre 04:	
Calcul des éléments secondaires	59
1. Escalier.....	60
1.1. Introduction.....	60
1.2. Pré-dimensionnement de l'escalier	60
1.3. Prédimensionnement RDC	62
1.4. Combinaisons de charges	64
1.5. Calcul des sollicitations des escaliers	65
2. Les balcons.....	76
2.1. Prédimensionnement des balcons	76
2.2. Détermination des efforts	81

2.3. Ferrailage de la dalle du balcon	78
3.L'acrotère.....	79
4.1 Ferrailage de l'acrotère.....	81
Conclusion.....	84
Chapitre 05:	
Etude dynamique.....	90
1.Intrudiction.....	86
2.étude dynamique.....	86
2.1. Présentation du logiciel Robot Structural Analysis.....	87
2.2. Modélisation de la structure	88
2.2.1.Résulta de la modélisation numérique.....	89
3.Vérivications de la structure selon les recommandations du RPA version 2003.....	92
3.1. Vérification de la période	92
3.2. Vérification du taux de participation modale.....	93
3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	93
3.4. Vérification des déformations	94
3.5. Vérification de l'effet P- Δ	95
3.6. Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement	103
Conclusion.....	98
Chapitre 06 :	
Etudes des éléments structuraux	99
1.Pouters.....	100
1.2. Le ferrailage du poutre	101

1.3. Vérification de l'effort tranchant.....	104
2.Poteaux.....	107
2.2. Ferrailage des poteaux.....	109
3.Les voiles.....	117
Chapitre 07:	
Etude de L'infrastructure.....	128
1.Introduction.....	129
2.Voile périphérique.....	129
2.1. Dimensionnement	132
2.2. Calcul des armatures	134
3.Fondation.....	135
3.1. Définition.....	141
3.2. Calcul du radier.....	141
4.Prédimensionnement	de
radier.....	138
4.1. Evaluation des charges pour le calcul du radier.....	144
4.2. Ferrailage du radier	144
4.3. Méthode de calcul	144
5.Ferrailage	des
libages.....	pouters
	de
	143
5.1. Sens longitudinale.....	147
5.2. Sens transversale.....	148
6.Aramateur de peau.....	145
conclusion générale.....	147
référence bibliographique.....	149

Table des Figures

Figure 1. Plan du sous-sol (Parking).....	19
Figure 2. Plan du rez-de-chaussée (locaux commerciaux)	19
Figure 3. Plan de l'étage courant (Usage d'habitation)	20
Figure 4. Dalle à corps creux.....	26
Figure 5. Plancher à dalle pleine.....	26
Figure 6. Composants d'un escalier.....	27
Figure 7. Murs intérieurs et extérieurs	28
Figure 8. Section transversale de la poutre principale	37
Figure 9. Section transversale de la poutre secondaires	38
Figure 10. Schéma d'une dalle à corps creux.....	38
Figure 11. Section afférente du poteau le plus sollicité.....	42
Figure 12. Section réduite du poteau	43
Figure 13. Coupe en élévation d'un voile.....	48
Figure 14. Section transversale de ferrailage de la poutrelle	53
Figure 15. Section de ferrailage.....	54
Figure 16. Ferrailage de la poutrelle	58
Figure 17. Ferrailage de la dalle pleine.....	63
Figure 18. Eléments composants d'un escalier	65
Figure 19. Schéma type d'un escalier à 3 volées	66
Figure 20. schémas de la paillasse	67
Figure 21. Schémas statiques des trois volées de l'escalier	70
Figure 22. Dimensions de l'escalier du sous-sol	70
Figure 23. Diagrammes de M et T de l'escalier du RDC en ELU.....	71

Figure 24. Section de calcul de la paillasse en travée	75
Figure 25. Ferrailage du volée 1 et 3 de l'escalier du RDC	79
Figure 26. Ferrailage du volée 2 de l'escalier du RDC	80
Figure 27. Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon	82
Figure 28. Ferrailage du balcon	83
Figure 29. Schéma statique de l'acrotère	85
Figure 30. Ferrailage de l'acrotère	88
Figure 31. Modèle 3D de la structure.	93
Figure 32. Schéma de ferrailage de la poutre principale (30 x 50) cm ²	112
Figure 33. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30 x 40) cm ²	112
Figure 34. Coupe du poteau 65 x 65 cm ²	118
Figure 35. Section réduite du béton	119
Figure 36. Exemple de calculs en utilisant le Robot Expert	120
Figure 37. Schéma de ferrailage de la poteau (65 x 65) cm ²	121
Figure 38. Poteau (55 x 55) cm ²	121
Figure 39. Poteau (50 x 50) cm ²	121
Figure 40. Poteau (40x40)cm ²	121
Figure 41. Poteau (30x30)cm ²	121
Figure 42. Schéma d'un voile	123
Figure 43. disposition des armatures verticales dans les voiles.	124
Figure 44. Typologie des voiles étudiés	124
Figure 45. Schéma du voile plus défavorable	126
Figure 46. Section de calcul	126
Figure 47. Ferrailage des voiles	131
Figure 48. Schéma statique de voile périphérique	134
Figure 49. les types des fondations.	140
Figure 50. Croquis de ferrailage du radier générale dans les deux senses ...	147

Table des Tableaux

Tableau 1. Nuances et limites d'élasticité des aciers	32
Tableau 2. Charges du plancher terrasse.....	39
Tableau 3 .Charges du plancher d'étage courant	40
Tableau 4. Charges du plancher de la dalle pleine	41
Tableau 5. Dégression verticale des surcharges d'exploitation.....	44
Tableau 6. Feuille d'Excel de calcul du prédimensionnement des poteaux	46
Tableau 7. Choix des sections des poteaux	47
Tableau 8. Prédimensionnement des voiles	49
Tableau 9. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle.....	52
Tableau 10.. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage.....	53
Tableau 11. Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles	54
Tableau 12. Ferrailage de la dalle pleine	61
Tableau 13. Récapitulatif du ferrailage de la dalle en ELU suivant les deux sens	61
Tableau 14. Vérification des contraintes à l'E.L.S dans les deux sens	62
Tableau 15. Tableau de vérification des contraintes de cisaillements	62
Tableau 16. Caractéristiques des escaliers selon le niveau.....	66
Tableau 17. Charges de la dalle pleine du palier.....	68
Tableau 18. Charges de la dalle pleine de la paillasse.....	68
Tableau 19. combinaison des charges de l'escalier.....	69
Tableau 20. Mmax en appui et en travée et Tmax de l'escalier du sous-sol en ELU	71

Tableau 21.Mmax en appui et en travée et Tmax de l'escalier du sous-sol en ELS	72
Tableau 22.Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers du sous-sol	74
Tableau 23.Mmax en appui et en travée et Tmax de l'escalier du sous-sol en ELU	78
Tableau 24.Mmax en appui et en travée et Tmax de l'escalier du sous-sol en ELS	79
Tableau 25.Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers du étage Courante et Sous sol.....	79
Tableau 26.Charges de la dalle pleine du balcon	81
Tableau 27.Eléments de réduction (M,T) du balcon)	82
Tableau 28.Sollicitations de calcul de l'acrotère	85
Tableau 29.Valeurs des pénalités P _q	96
Tableau 30.Comparaison entre la période dynamique et la période empirique	98
Tableau 31.Taux de participation modale	98
Tableau 32.Vérification de l'effort tranchant à la base	99
Tableau 33.Vérification des déformation.....	100
Tableau 34.Vérification de l'effet P- Δ sens XX	101
Tableau 35.Vérification de l'effet P- Δ sens YY	102
Tableau 36.Taux des charges verticales portées par les voiles	103
Tableau 37. Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants	106
Tableau 38.tableau récapitulatif de ferrailages des poutres.	111
Tableau 39.Sollicitations des poteaux.....	115
Tableau 40.Les résultats du ferrailage de tous les poteaux sont représentés dans le tableau.....	120
Tableau 41.Tableau récapitulatif des sollicitations	124

Symboles et notations

ELU : Etat limite ultime de résistance

ELS : Etat limite de service

G : Charge permanents

Q ; P : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

qu : Chargement ultime

qs : Chargement de service

Mf : Moment fléchissant

Mt : Moment de flexion en travée

Ma : Moment de flexion en appui

Md : Moment en appui droite

Mg : Moment en appui gauche

N : Effort normal

Td : Effort tranchant à droit du point considéré

Tg : Effort tranchant à gauche du point considéré

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge

ft28 : Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge

Eij : Module de déformation longitudinale instantané

Evj : Module de déformation longitudinale différée

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

h : Hauteur des éléments (poteaux, poutres)

b : Largeur des éléments

h_0 : Hauteur de la table de compression
 σ_b : Contrainte de calcul dans le béton
 $\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible limite dans le béton
 σ_s : Contrainte de calcul dans l'acier
 $\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible limite dans l'acier
 τ_u : Contrainte tangentielle de calcul
 $\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle limite
 Φ_t : Diamètre des armatures
 S : Espacement entre armatures transversales
 A_u : Armatures calculées à l'ELUR
 A_s : Armatures calculées à ELS
 A_a : Armatures en appuis
 A_t : Armatures en travées
 I_{xx} : Inertie par rapport à l'axe des abscisses
 I_{yy} : Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
 M_{zz} : Inertie massique
 L_f : Longueur de flambement
 B_r : Section réduite
 L_x : La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
 L_y : La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
 I_0 : Moment d'inertie de la section homogène
 I_f : Moment d'inertie fictif
 f : Flèche due à une charge considérée (g ; j ; p)
 Δ_{ft} : Flèche total
 ζ : Rapport entre deux dimensions (L_x/L_y)
 λ : Elancement
 W : Poids total de la structure.
 β : Coefficient de pondération.

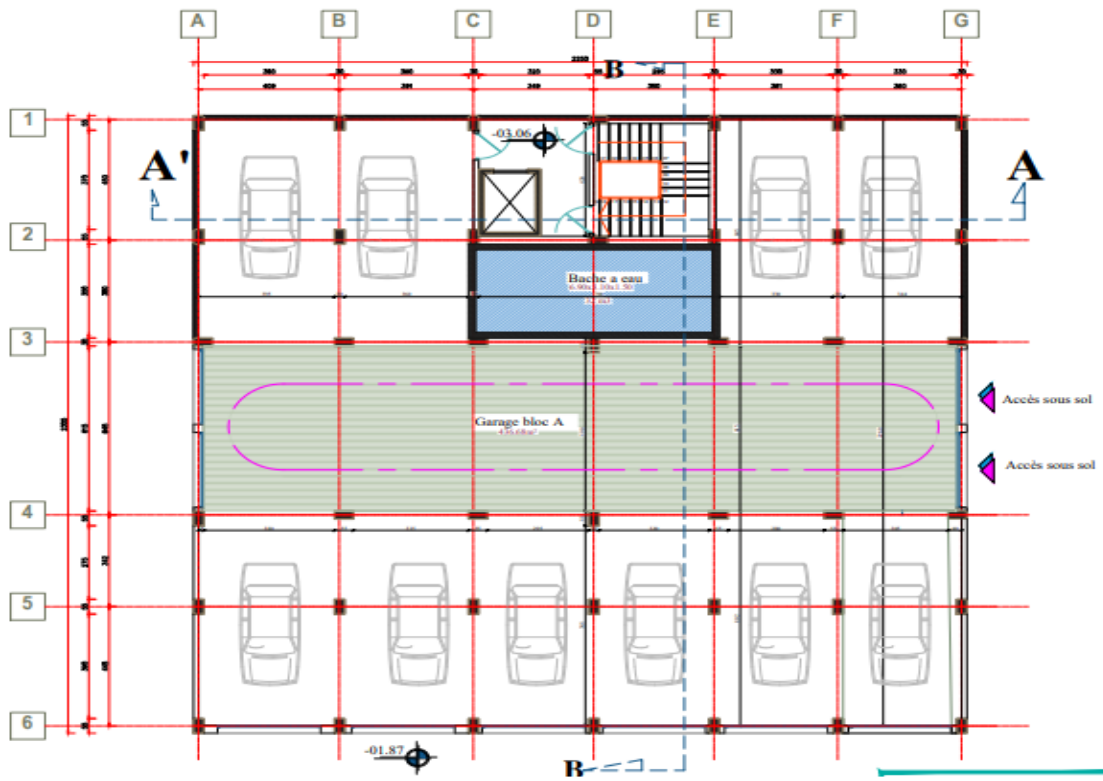


Figure 1. Plan du sous-sol (Parking)

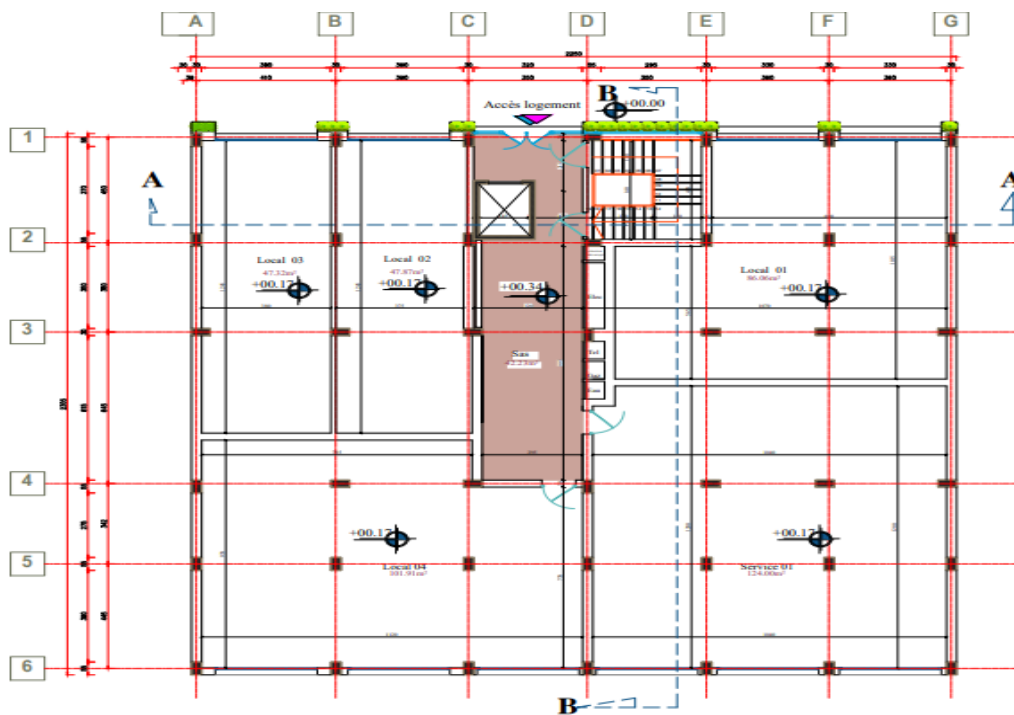


Figure 2. Plan du rez-de-chaussée (locaux commerciaux)

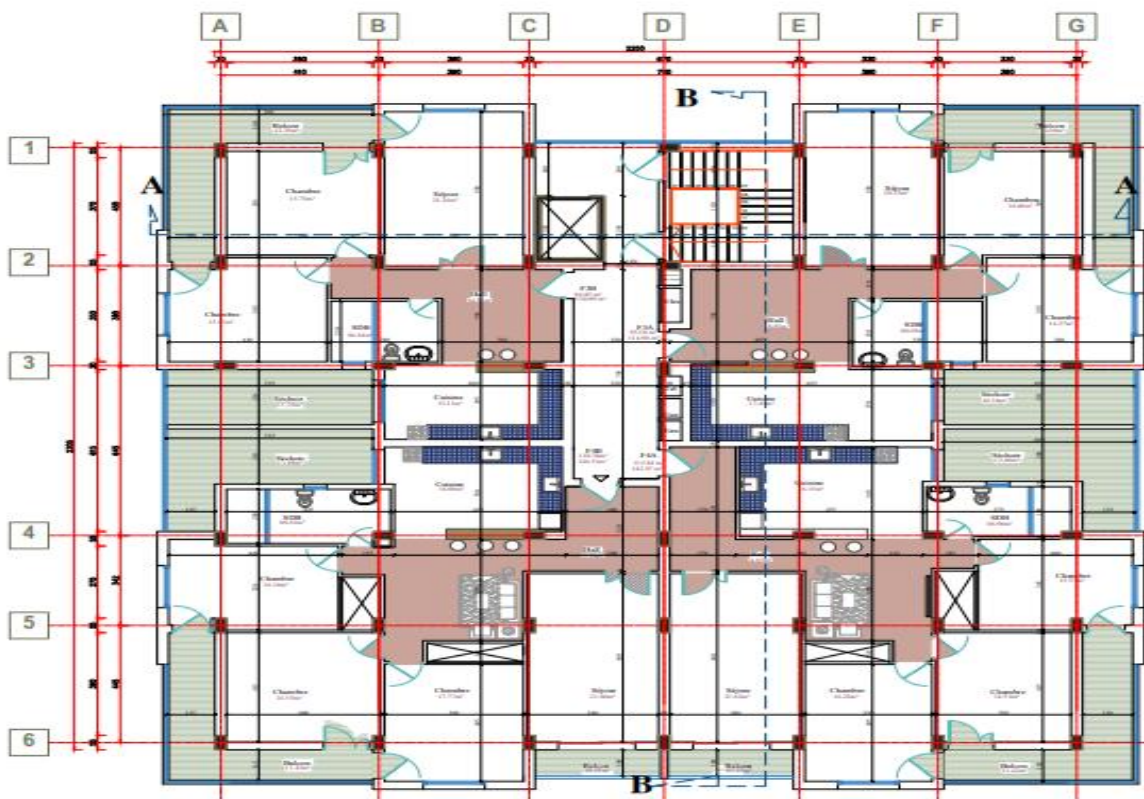


Figure 3.Plan de l'étage courant (Usage d'habitation)

Introduction Générale

Le génie civil a toujours été un pilier fondamental du développement des sociétés, contribuant à la construction des infrastructures et des structures répondant aux besoins croissants de l'homme. Avec l'expansion urbaine et l'augmentation de la densité de population, la tendance vers les bâtiments de grande hauteur est devenue une nécessité incontournable pour optimiser l'utilisation de l'espace, nécessitant ainsi des techniques de conception avancées pour garantir la stabilité et la résistance de ces ouvrages.

L'Algérie fait partie des pays exposés à l'activité sismique, en particulier dans les régions nordiques. Il est donc impératif de prendre en compte ces facteurs lors de la conception des bâtiments. Dans ce cadre, les ingénieurs s'appuient sur des systèmes structurels garantissant une rigidité suffisante pour résister aux forces horizontales induites par les séismes, tout en respectant les normes réglementaires telles que le RPA 99 version 2003

Dans ce travail, nous nous proposons d'étudier et d'analyser un bâtiment R+10 avec un sous-sol, en mettant l'accent sur la conception des éléments porteurs, notamment les voiles, afin d'assurer la stabilité de la structure face aux charges verticales et horizontales. Nous examinerons également les aspects géotechniques liés au sol et leur impact sur les fondations, ainsi que les considérations économiques et fonctionnelles pour garantir un équilibre entre performance structurelle et optimisation des coûts de réalisation.

Cette étude vise à fournir une analyse approfondie du bâtiment sur le plan technique et structurel, tout en proposant des solutions adaptées aux exigences normatives et aux contraintes techniques pour assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

La présente étude commence par une présentation du projet dans sa globalité en dressant

dans un premier lieu, un état d'usage, la structure, et les matériaux composant cette structure et

le deuxième chapitre aborde le prédimensionnement de la structure, puis le troisième chapitre sera consacré à l'étude des éléments secondaires (escalier, plancher, balcon et acrotère).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans le quatrième chapitre en utilisant le l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Robot Structural Analysis Professionnal 2022, c'est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet.

Le cinquième chapitre comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (voiles, poteaux et poutres) et ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 et du règlement parasismique Algériens RPA 99 version 2003 et le sixième chapitre est dédié au calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour la détermination du type de fondation qui va être adopté dans le cadre de cette étude et enfin ce travail sera achevé par une conclusion générale.

CHAPITRE 01

Presentation du projet et caracteristiques materiaux

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. L'objectif principal du premier chapitre de notre étude est de présenter une vue d'ensemble de l'ouvrage, en décrivant ses caractéristiques ainsi que ses éléments constitutifs et en fournissant des informations détaillées sur leurs propriétés mécaniques respectives.

2. Implantation de l'ouvrage

Le projet nommé la résidence de Kharrouba est situé à la ville d'Mostaganem classée comme zone de moyenne sismicité IIa selon le RPA 99 version 2003 et dans le groupe d'usage 2

3. Présentation de l'ouvrage

Notre structure est un bâtiment à usage multiple, constitué d'un sous-sol ayant pour fonction un parking et d'un rez-de-chaussée qui abrite une supérette et des locaux commerciaux et les neufs autres pour usage d'habitation avec 4 appartements de type F4 .

4. Caractéristiques géométriques du bâtiment

- Longueur totale du bâtiment en plan 23.05m.
- Largeur totale du bâtiment en plan 22,50 m.
- Hauteur du sous- sol 3,06 m.
- Hauteur de RDC..... 4,08 m.
- Hauteur d'étage courant..... 3,23 m.
- Hauteur totale du bâtiment..... 39,44 m.

5. Caractéristiques géotechniques du sol

Le sol d'assise de la construction est un sol ferme d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols :

La contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ MPa}$

Poids volumique du sol : $\gamma_{\square} = 17.00 \text{ kN/m}^3$

L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$

Le site est classé S2 selon le RPA 99 2003 (Site ferme).

6. Description technique de la structure

6.1. Structure principale

Les normes parasismiques algériennes, RPA 99 2003 , recommandent une combinaison de voiles et portiques pour les structures des bâtiments dépassant 14 mètres de hauteur ou quatre niveaux en zone IIa.

➤ **Voiles**

Les voiles sont des composants verticaux en béton armé qui sont placés dans les directions transversale et longitudinale. Ils remplissent deux fonctions principales :

- Le transfert des charges verticales pour assurer la fonction porteuse.
- La résistance aux charges horizontales pour assurer la fonction de contreventement et garantir la stabilité de la structure

➤ **Portiques**

Les portiques en béton armé sont composés de poteaux et de poutres et ils doivent être positionnés de manière à remplir les fonctions suivantes :

- Supporter les charges et les surcharges verticales.
- Transférer directement les efforts aux fondations.

6.2. Structure secondaire

➤ **Planchers**

Les planchers sont des éléments horizontaux qui séparent deux niveaux successifs d'un bâtiment. Ils sont conçus pour supporter les charges et surcharges d'exploitation tout en répondant aux exigences d'isolation thermique et acoustique. De plus, ils permettent le passage des différentes gaines et conduites telles que l'eau, le chauffage, l'électricité, etc.

Dans notre structure, il existe deux types de planchers à savoir, les planchers en corps creux et les planchers en dalle pleine :

Le plancher en corps creux (**Figure 4**) est supporté par des poutrelles (solives) disposées parallèlement à la petite portée des travées, sur lesquelles on pose les corps creux (hourdis).

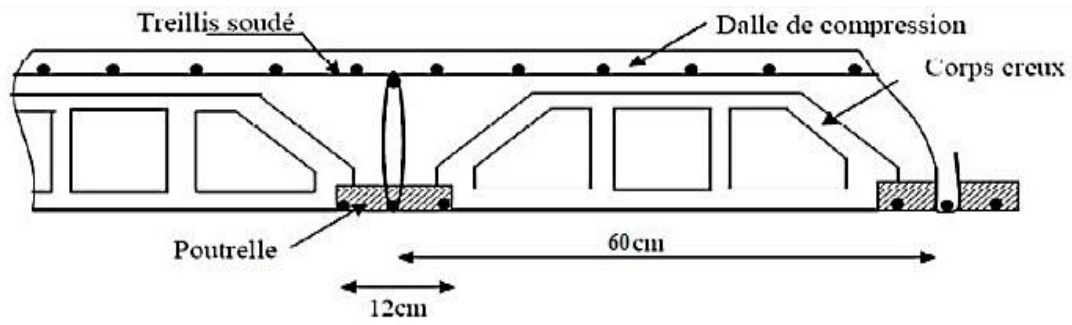


Figure 4.Dalle à corps creux

Les planchers à dalle pleine (**Figure 5**) sont réalisés en béton armé et coulés sur place. Les balcons de notre structure sont également réalisés en dalle pleine.

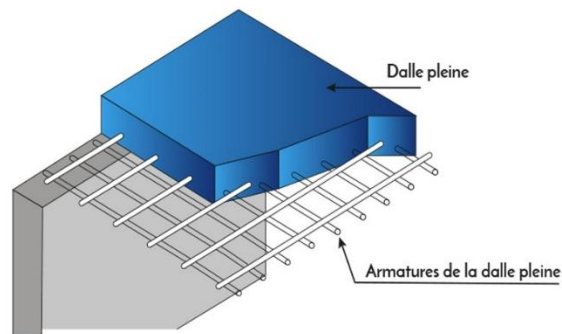


Figure 5.Plancher à dalle pleine

➤ Escaliers

Les escaliers (**Figure 6**) sont des éléments permettant de passer d'un niveau à un autre dans notre structure. Pour cela, une cage d'escaliers en béton armé est

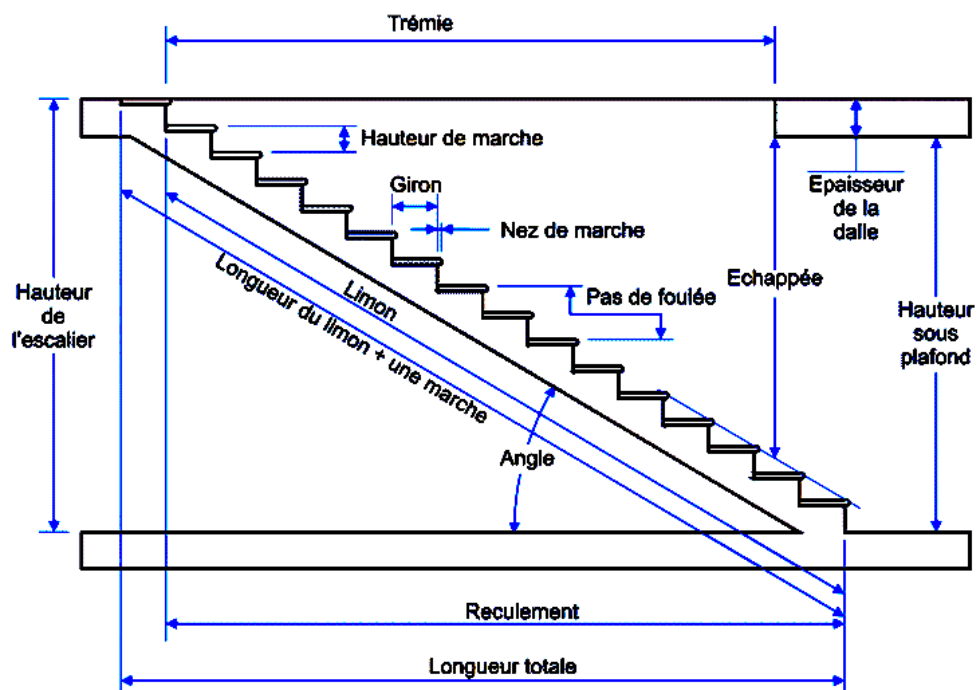


Figure 6. Composants d'un escalier réalisée, avec du béton coulé sur place.

➤ Maçonnerie

Les cloisons intérieures sont construites à partir de briques creuses d'une épaisseur de 10 à 15 cm, tandis que les murs extérieurs sont constitués de

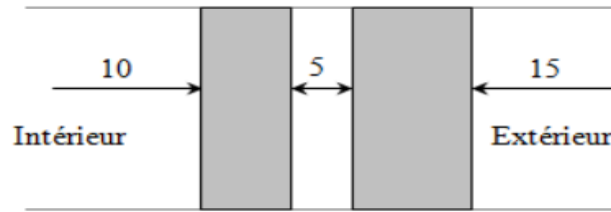


Figure 7.Murs intérieurs et extérieurs
briques creuses en double paroi de 30 cm (10+5+10).

➤ **Revêtement**

- Les planchers et escaliers seront recouverts de carrelage.
- Les salles d'eau et cuisines seront équipées de revêtements en céramique.
- Les murs de façade et les cages d'escaliers seront enduits de ciment.
- Les cloisons intérieures et les plafonds seront réalisés en plâtre.

➤ **Ascenseur**

le bâtiment est équipé de deux ascenseurs conçus par un noyau central (entouré de murs voiles).

➤ **Isolation**

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

➤ **Acrotère**

Dans notre bâtiment, la terrasse est inaccessible et elle entourée par un acrotère, ce dernier est un muret indispensable à la réalisation d'une étanchéité de toiture plate ou à faible pente.

7. Fondation

Les fondations sont des éléments en béton armé qui ont pour fonction de transférer au sol les charges provenant des différents éléments de la structure tels que les poteaux, les murs ou encore les voiles. Les fondations peuvent transmettre les charges au sol de deux manières différentes : soit directement, dans le cas des semelles filantes ou du radier général, soit par l'intermédiaire d'organes, dans le cas des semelles reposant sur pieux.

On choisit le type de fondation à utiliser en fonction des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, en prenant en compte la résistance et le tassement. Il y a trois types de fondations possibles :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations semi-profondes.

8. Caractéristiques mécaniques des matériaux

8.1. Caractéristiques mécaniques du béton

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL) et le béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Une bonne résistance au feu.

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction. Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues. Cette association est efficace car l'acier adhère au béton, ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.

Résistance à la compression f_{cj}

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à "j" jours d'âge est déterminée à partir des essais aux laboratoires sur des éprouvettes $16 \times 32 \text{ cm}^2$.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . D'après l'article A.2.1.11 du BAEL91, pour les calculs en phase de réalisation, les valeurs adoptées à "j" jours sont données par les formules suivantes :

- Si $J < 28$

$$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28}$$

- Si $J > 28$

$$f_{cj} = 1,1 \cdot f_{c28}$$

Pour l'étude de notre projet, on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Résistance à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge "j" jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} < 60 \text{ MPa.}$$

8.2. Contrainte limite de compression

La contrainte admissible de compression à la l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa}$$

Avec $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{pour les cas courants (ELU).} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

Contrainte **limite de cisaillement**

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [2,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

Module d'élasticité

Le module de déformation longitudinal du béton est donné par les formules suivantes :

- Module instantané : $E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$
- Module différé : $E_{iv} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{v28} = 10818,90 \text{ MPa}$

Caractéristiques mécaniques de l'acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs avec 0.15% à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25% à 0.40% de carbone.

Limite élastique f_e

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes pour chaque type d'acier sont données par le Tableau 1 suivant :

Tableau 1. Nuances et limites d'élasticité des aciers

Type d'acier	Nuances	f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barres HA	FeE400	400
Treillis soudées en fils	TLE520	520

lisses		
---------------	--	--

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à 2.10^5 MPa.

Contraintes limites de l'acier

- Etat limite ultime (ELU)

Si $\varepsilon_s < \varepsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par une droite d'équation : $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$

Si $\varepsilon_s \geq \varepsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par l'horizontale d'ordonnée :
 $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

ε_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10‰.

E_s : module d'élasticité longitudinal de l'acier, $E_s = 200000$ MPa

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa (Situation durable et transitoire).}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa (Situations accidentelles).}$$

- Etat limite de service

La contrainte de traction des armatures est limitée selon le type de la fissuration par :

- Fissuration peu nuisible : La contrainte n'est pas limitée, alors aucune vérification n'est requise pour les aciers.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$; [MPa]
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(0,5f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$; [MPa]

η : Coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{pour l'acier rond lisse (RL)} \\ 1,6 \rightarrow \text{pour l'acier haute adhérence (HA)} \end{cases}$$

8.3. Protection des armatures

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

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

9. Logiciels utilisés

Les logiciels utilisés durant notre travail sont :

- Logiciel Robot Structural Analysis Professionnal 2022.
- AutoCAD 2022.
- Expert BA 2010 (Robot Expert).
- RDM6.
- Office 2019

10. Règlements utilisés

- Règles parasismiques Algériennes : RPA 2003
- Règles de calcul du béton armé aux états limites : BAEL 91.
- Document technique réglementaire : DTR B.C. 2.2.
- Règles d'exécution des travaux de fondations superficielles : DTR-BE 1.31.

Conclusion

Ce premier chapitre a présenté un aperçu global de la structure étudiée ,en mettant

l'accent sur son implantation ,sa conception ,sa typologie et son système constructif.de plus,les matériaux principaux utilisés dans le projet ,tels que le

béton et l'acier, ont été abordés ,ainsi qu'un aperçu des logiciels et des règlements adoptés dans cette étude .

CHAPITRE 02

Predimensionnement

1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments résistants de la structure (planchers, poutres, poteaux, voiles et autres) est une étape préliminaire, son objectif est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, il est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 2024, BAEL 91 et le DTR B.C.2.2, Pour cela une descente des charges et des surcharges a été réalisée afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur du plancher terrasse jusqu'aux fondations.

2. Prédimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Il existe deux types de poutres, principales et secondaires (Chaînages). Elles doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant les conditions suivantes :

- Critère de rigidité

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ et } 0,4h \leq b \leq 0,8h$$

- Condition du R.P.A 2024

$$b \geq 25\text{cm}; h \geq 40 \text{ cm}; \frac{h}{b} \leq 4.0 \text{ et } b_{max} \leq 1.5 h + b_1$$

Avec

b : Largeur de la poutre

h : Hauteur de la poutre

b₁ : Largeur du poteau

b_{max} : Largeur maximale de la poutre.

2.1. Prédimensionnement des poutres principales

$$L_{\max} = 645 \text{ cm}$$

$$\frac{645}{15} \leq h \leq \frac{645}{10} \Rightarrow 43 \text{ cm} \leq h \leq 64,5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 50 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA 2003

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}; \quad h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}; \quad h/b = 1,66 < 4,0.$$

Conditions vérifiées

La section adoptée (**Figure 08**) pour la poutre secondaire est (30X50) cm².

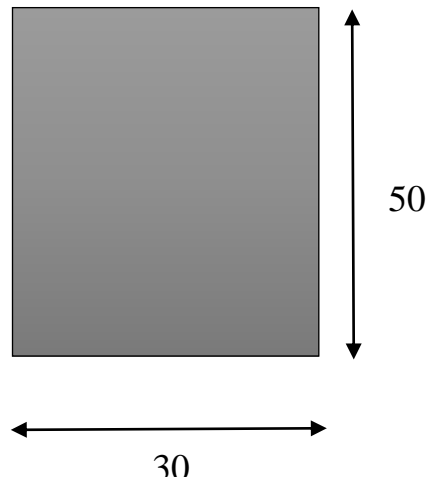


Figure 8. Section transversale de la poutre principale

2.2. Prédimensionnement des poutres secondaires

$$L_{\max} = 410 \text{ cm}$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27,33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

$$b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm}; \quad h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}; \quad h/b = 1,33 < 4,0.$$

Conditions vérifiées

La section adoptée (**Figure 09**) pour la poutre principale est (30X40) cm².

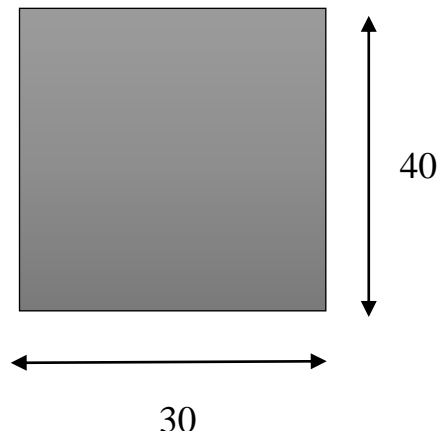


Figure 9.Section transversale de la poutre secondaires

3. Prédimensionnement des planchers

3.1. Planchers à corps creux

Les planchers sont fabriqués à partir de poutrelles préfabriquées combinées avec des corps creux (**Figure 10**). La hauteur du plancher à corps creux est donnée par la formule empirique suivante :

$$\frac{410}{25} \leq e_p \leq \frac{410}{20}$$

$$16,4 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,5 \text{ cm}$$

Une épaisseur de plancher de 20 cm est choisie, ce qui correspond à une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm, associée à un corps creux d'une hauteur de 16 cm.

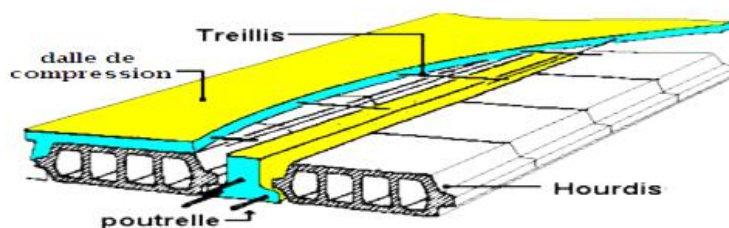


Figure 10.Schéma d'une dalle à corps creux

Les dimensions des poutrelles en T utilisées pour la structure sont les suivantes :

- Hauteur totale du plancher est de 20 cm ($h_t = 20$ cm).
- Distance entre axe de deux poutrelles est de 60 cm ($L_n = 60$ cm).
- Largeur de la nervure est de 12 cm ($b_0 = 12$ cm).
- Epaisseur de la dalle de compression est de 5 cm ($h_0 = 5$ cm).
- Largeur effective est de 60 cm ($b = 60$ cm).

3.1. Calcul des charges du plancher à corps creux

La charge permanente et la charge d'exploitation de chaque étage sont déterminées à partir du document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation "DTR B.C.2.2".

3.1.1. Plancher terrasse inaccessible

La terrasse inaccessible est réalisée en plancher à corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales et dont le calcul de sa charge est donné dans le Tableau 2.

Tableau 2. Charges du plancher terrasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Protection gravillon	20	0.04	0.8
Étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	20	0.06	1.2
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Dalle corps creux (16+4)			2.80
Enduit plâtre	10	0.01	0.1

Charge permanente	G = 5.18 (kN/m²)
Charge d'exploitation	Q = 1 (kN/m²)

➤ **Plancher étage courant**

L'étage courant est soumis à des charges permanentes et des charges d'exploitation qui sont résumées dans le Tableau 3.

Tableau 3 .Charges du plancher d'étage courant

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Dalle de sol	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Chappe de béton	18	0.02	0.36
Enduit plâtre	10	0.01	0.10
Dalle corps creux (16+4)			2.80
Cloisons intérieures			1
Charge permanente			G = 5.06 kN/m²
Charge d'exploitation (Charge d'habitation)			Q = 1.5 kN/m²
Charge d'exploitation (Charge des locaux)			Q = 5 kN/m²

3.1.2. Planchers de la dalle pleine

Le plancher d'une dalle pleine est considéré horizontalement comme étant infiniment rigide, et l'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance qui sont énumérées ci-dessous.

Condition de résistance à la flexion (BAEL 91) :

Le panneau le plus défavorable du plancher en dalle pleine du sous-sol est pris en compte pour la détermination de l'épaisseur du plancher. La dalle

$$\text{travaille dans les deux sens car : } 0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{410}{645} \leq 1$$

L'épaisseur de la dalle dans ce cas doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{50} = \frac{645}{50} = 12,9 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{L}{40} = \frac{645}{40} = 16.125 \text{ cm}$$

On choisit $h_d = 15 \text{ cm}$

Condition d'isolation acoustique :

- Contre les bruits aériens : $2500 \cdot h_d \geq 300 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 15 \text{ cm}$

Condition de sécurité en matière d'incendie :

- $h_d = 7 \text{ cm}$ pour 1 heure de coupe de feu.
- $h_d = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe de feu.

Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adopte une épaisseur de la dalle pleine égale à $h_d = 15 \text{ cm}$.

3.1.3. Calcul des charges du plancher de la dalle pleine

Les dalles pleines est soumis à des charges permanentes et des charges d'exploitation qui sont résumées dans le Tableau 4.

Tableau 4. Charges du plancher de la dalle pleine

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Dalle de sol	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Chappe de béton	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit plâtre	10	0.01	0.10
Cloisons intérieures			1

Charge permanente G	G = 6.01 kN/m²
Charge d'exploitation (Charges d'habitation)	Q = 1.5 kN/m²
Charge d'exploitation (Charges des locaux)	Q = 5 kN/m²

4. Prédimensionnement des poteaux

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- Respect des critères de résistance.
- Respect des conditions du RPA 99 2003.
- Satisfaction des conditions de flambement.

Le poteau le plus sollicité a une section afférente dont les dimensions sont représentées sur la Figure 11.

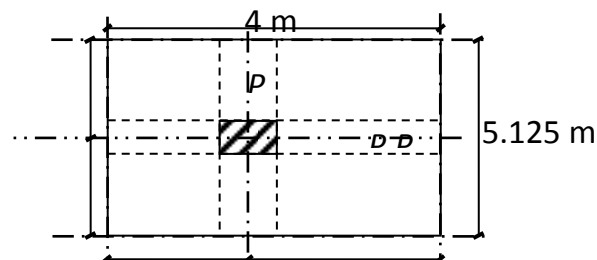


Figure 11. Section afférente du poteau le plus sollicité

4.1. Dimensionnement du poteau le plus sollicité

Les poteaux les plus sollicités de cet ouvrage supportent des charges réparties sur une surface afférente $S_{\text{aff}} = 20,5\text{m}^2$.

Le dimensionnement est basé sur les trois critères suivants :

- **Critère de résistance :**

$$B_r \geq \left[\frac{\beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot 10^3} \right] \cdot 10^4$$

Avec

B_r : Section réduite du béton (Figure 15)

θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$).

σ_{bc} : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

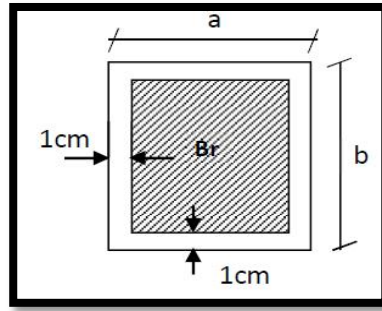


Figure 12. Section réduite du poteau

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\frac{A}{B_r} = 0,8 \% \text{ (Mostaganem: zone IIa)}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \text{ si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 + 2/1500 \text{ si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1,2$

$$\begin{aligned} \text{d'où, } Br &\geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1 \cdot \left(\frac{14,2}{0,9}\right) + 0,85 \left(\frac{0,9}{100}\right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) \cdot Nu \\ &= 0,662765257 \cdot Nu \end{aligned}$$

N_u : Charge verticale à l'ELU et qui se calcule en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

- Vérification des conditions du RPA 99 2024

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{N_c}{f_{c28} \times B_c} \leq 0,3$$

- Vérification des conditions de flambement :

Selon les règles de BAEL 91, on a : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $L_f = 0,7$

l_0 .

I : Moment d'inertie minimal de la section du poteau.

B : Section du béton.

λ : Elancement du poteau.

l_0 : Hauteur d'étage.

a, b : Dimensions du poteau.

L_f : Longueur du flambement.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques ou non à chaque étage, de 10% par étage jusqu'à $0.50.Q$ sauf pour le dernier et avant-dernier niveau. Pour notre cas l'ouvrage ayant une surcharge équivalente à tous les niveaux, on pourra adopter les valeurs des surcharges en appliquant la dégression verticale (Tableau 5).

Tableau 5. Dégression verticale des surcharges d'exploitation

$i =$	Niveaux	Charge d'exploitation Q (kN/m ²)
0	Haut 10 ^{ème} étage	1
1	Haut 9 ^{ème} étage	2,5
2	Haut 8 ^{ème} étage	3,85
3	Haut 7 ^{ème} étage	5,05
4	Haut 6 ^{ème} étage	6,1

5	Haut 5 ^{eme} étage	7
6	Haut 4 ^{eme} étage	7,75
7	Haut 3 ^{eme} étage	8,5
8	Haut 2 ^{eme} étage	9,75
9	Haut 1 ^{er} étage	10
10	Haut RDC	10,75
11	Haut Sous-sol	22,5

Tous ces paramètres ont permis d'établir un fichier Excel pour la détermination des sections des poteaux de ce projet (Tableau 6).

Tableau 6. Feuille d'Excel de calcul du prédimensionnement des poteaux

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{sup} [KN]	N _{ups} [KN]	N _{ulong} [KN]	N _{upot} [KN]	N _{planc} [KN]	N _u [KN]	N _s [KN]	Br [cm ²]	a	choix	verification RPA	Verif flambement
3,23	haut 10 eme etage	5,180	1	16,200	25,945	29,625		174,107	270,464	197,839	173,586	15,175	30	16,241	26,109
3,23	haut 9 eme etage	10,240	2,5	32,400	51,891	59,250	8,596	360,267	563,644	411,250	361,750	21,020	30	23,417	26,109
3,23	haut 8 eme etage	15,300	3,85	48,600	77,836	88,875	17,192	541,815	851,750	621,280	546,658	25,381	40	28,781	19,582
3,23	haut 7 eme etage	20,360	5,05	64,800	103,781	118,500	32,474	718,751	1142,137	833,374	733,029	29,075	40	33,334	19,582

3,23	haut 6 ^{eme} etage	25,420	6,1	81,000	129,727	148,125	47,756	891,074	1427,449	1042,086	916,144	32,268	40	37,275	19,582
3,23	haut 5 ^{eme} etage	30,480	7	97,200	155,672	177,750	63,038	1058,784	1707,689	1247,416	1096,003	35,106	50	40,783	15,666
3,23	haut 4 ^{eme} etage	35,540	7,75	113,400	181,617	207,375	86,916	1221,882	1992,310	1456,367	1278,675	37,759	50	44,066	15,666
3,23	haut 3 ^{eme} etage	40,600	8,5	129,600	207,563	237,000	110,795	1384,980	2276,931	1665,318	1461,346	40,228	50	47,121	15,666
3,23	haut 2 ^{eme} etage	45,660	9,75	145,800	233,508	266,625	134,673	1563,453	2578,464	1885,544	1654,872	42,680	55	50,140	14,241
3,23	haut 1 ^{eme} etage	50,720	10	162,000	259,453	296,250	163,565	1711,176	2851,689	2087,306	1830,229	44,781	55	52,755	14,241
4,08	haut RDC	55,780	10,75	178,200	285,398	325,875	192,458	1874,274	3141,826	2300,344	2016,440	46,905	65	55,382	15,222
3,06	haut sous sol	66,850	22,5	194,400	285,398	29,625	244,932	2541,949	3625,935	2629,503	2327,144	50,240	65	59,212	11,416

En résumé le choix des sections des poteaux est récapitulé dans le Tableau 6.

Tableau 7.Choix des sections des poteaux

Niveaux	Section Choisie (cm ²)
Sous-sol et RDC	65x65
1 ^{er} – 2 ^{ème} étage	55x55
3 ^{ème} – 5 ^{ème} étage	50x50
6 ^{ème} – 8 ^{ème} étage	40x40
9 ^{ème} – 10 ^{ème} étage	30x30

5. Prédimensionnement des voiles

Le dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par l'article 7.7 du RPA 99 2003. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre une part des efforts verticaux (plus 20 % pour notre système de contreventement), qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA99 2003 article 7.7.1 les voiles (**Figure 13**) sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

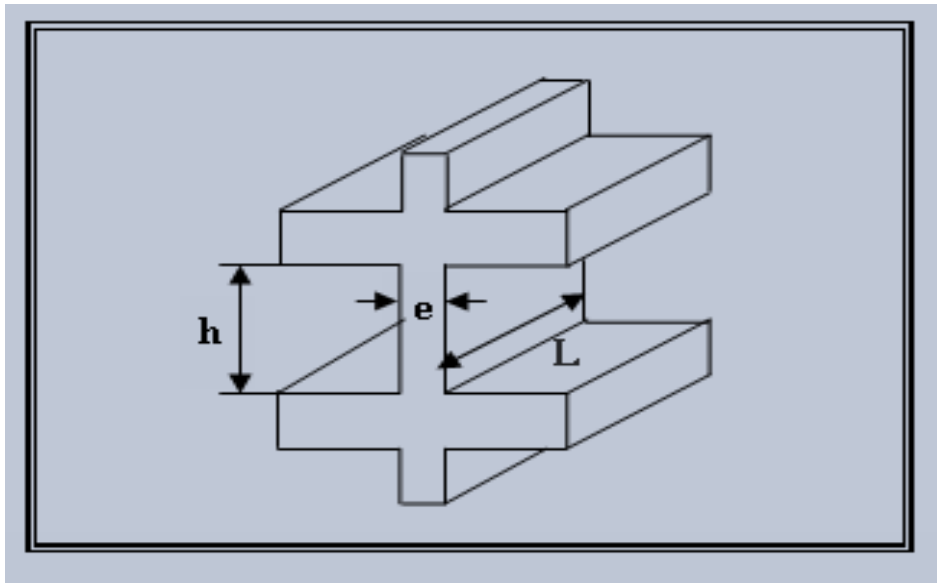


Figure 13. Coupe en élévation d'un voile

Les voiles dans ce projet sont de type linéaire, en L et en U et par conséquent, la condition exigée par le RPA 99 2003 pour les voiles linéaire devient le cas le plus défavorable et dont la formule est $a \geq \frac{h_e}{20}$.

Le prédimensionnement des voiles de contreventement pour les différents niveaux est donné dans le Tableau 8.

Tableau 8. Prédimensionnement des voiles

	h (cm)	h_e (cm)	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	a (cm)
Sous-sol	306	326	16,3	20
RDC	408	463	18,2	20
Etage courant	323	378	18,9	20

En conclusion, dans ce projet l'épaisseur du voile de contreventement adopté pour l'ensemble de la structure est de 20 cm.

Chapitre 03

Etude de plancher

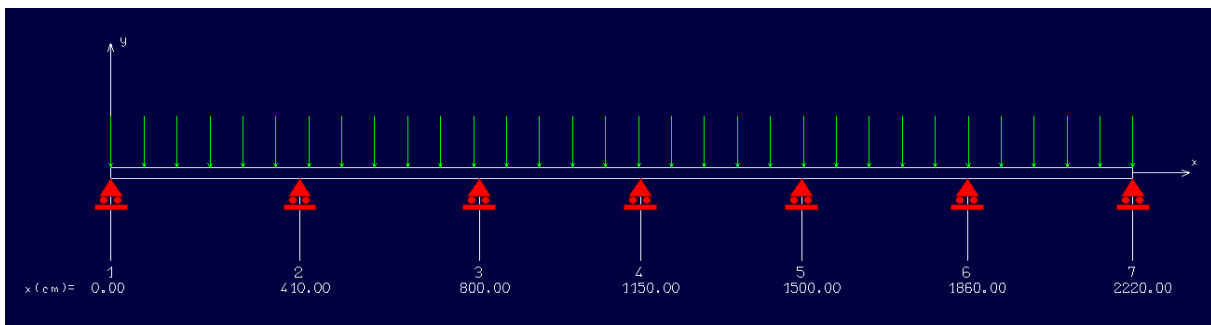
1. Plancher à corps creux

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction qui est celle de la résistance car les planchers supportent leur poids propre et les charges d'exploitations, servant à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux et celle d'isolation thermique et acoustique

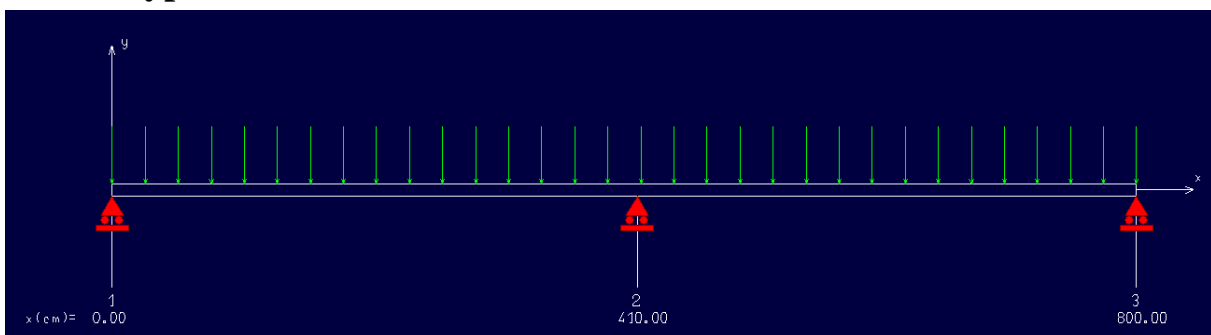
2. Types de poutrelles

Dans ce projet, il existe 3 types de solives

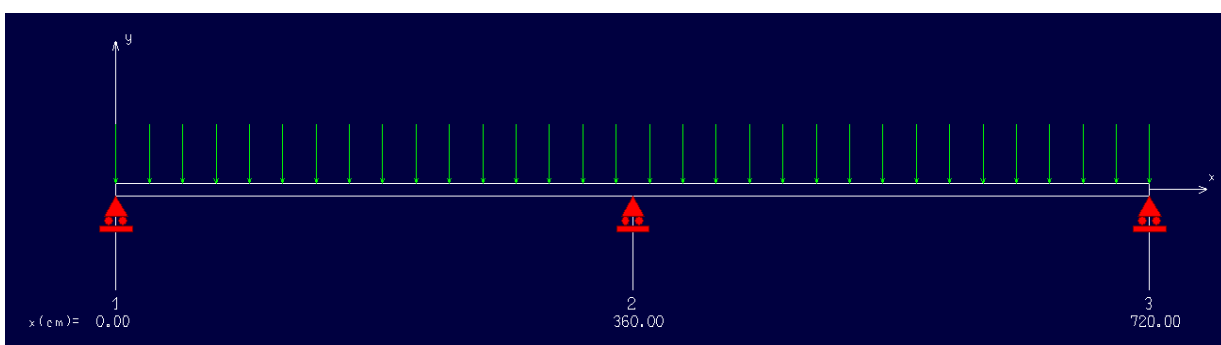
1^{er} type :



2^{ème} type :



3^{ème} type :



3. Choix de la méthode de calcul

Pour la détermination des différentes sollicitations des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire, si les conditions (a, b, c, et d) cités ci-après sont vérifiées.

a) $q \leq 2G$; $Q \leq 5 \text{ kN}$, charges localisées $\leq (2 \text{ kN}, 0,25.Q)$

b) Le moment d'inertie est constant pour toutes les travées

c) $0,80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

d) La fissuration est considérée comme peu nuisible

- **Méthode de Caquot**, si l'une des conditions (a, b, c, et d) n'est pas vérifiée.

- **Méthode de Caquot minoré**, si la condition « a » est vérifiée et une ou plus des autres conditions n'est pas vérifiée.

4. Application de la méthode forfaitaire

Dans notre projet , les 4 conditions (a, b, c et d) sont vérifiées et par conséquent la méthode forfaitaire est applicable et les résultats pour les 6 types de poutrelles pour le plancher étage courant, étage de bureau et celui de la terrasse sont résumés dans le Tableau 13.

Tableau 9. Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle

Type de Plancher	Type de poutrelle	Méthode de Calcule	Moment en appuis (daN. m)		Moment en travée (daN. m)		Effort tranchant (daN)
			ELU	ELS	ELU	ELS	
Etage courant	Type 1	Forfaitaire	-632.01	- 457.65	899.7	651.68	1290.35

	Type 2	Forfaitaire	-7.58	-5.49	8.37	6.23	13.49
	Type 3	Forfaitaire	-5.85	-4.23	6.45	4.67	12.45
Terrasse	Type1 (terrasse)	Forfaitaire	- 594.95	- 433.70	517.92	377.55	1214.67

5. Ferrailage de la poutrelle

Les moments les plus défavorable utilisés pour le ferrailage des solives sont regroupées dans le Tableau III.2. La section de ferrailage de la solive est celle schématisée sur la Figure 1.

Tableau 10..Moments fléchissant et efforts tranchants maximums du ferrailage

	Moments en appuis [daN.m]	Moment en travée [daN.m]	Effort tranchant [daN]
ELU	-632.01	899.7	1290.35
ELS	- 457.65	651.68	

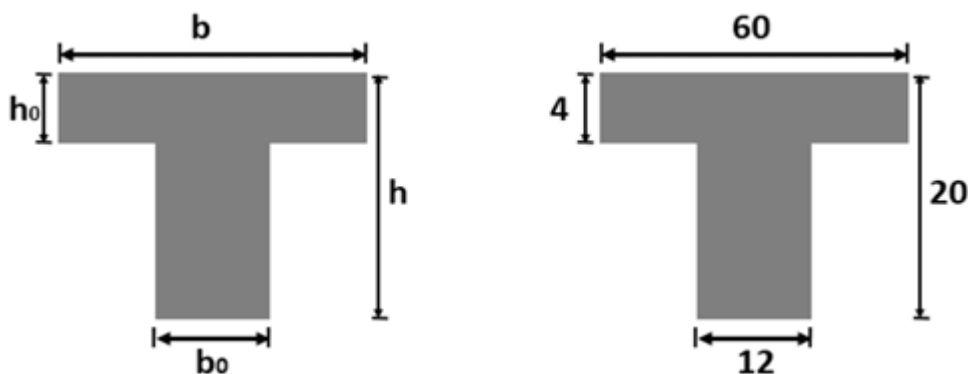


Figure 14. Section transversale de ferrailage de la poutrelle

Après les calculs et les vérifications, les armatures adoptées sont regroupées dans le Tableau III.3. suivant :

Tableau 11.Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles

Armatures	Longitudinale	Transversale
En travée	3 HA10	2 Ø 6
En appuis	1T12	2 Ø 6

5.1.Exemple de calcul du ferrailage d'une poutrelle

Etat limite ultime (ELU) : $M_t \max u = M_{tmax}^U = 899.7 \text{ daN.m}$

5.2.Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \times (d - \frac{h_0}{2}) = 14,2 \times 60 \times 4 \times (18 - \frac{4}{2}) = 5452.8 \text{ daN.m}$$

$M_{tmax} = 899.7 \text{ daN.m} < M_T = 5452.8 \text{ daN.m} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression ; Donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (60 \times 20) [\text{cm}^2]$.

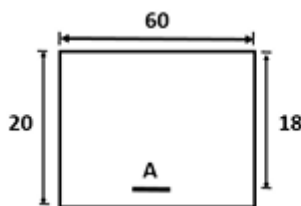


Figure 15.Section de ferrailage

5.3.Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$\mu = \frac{M_{tmax}^U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8997}{14.2 \times 60 \times (18)^2} = 0.0326 \text{ En Travées :}$$

$$\mu = 0.0326 < \mu_l = 0.392(\text{acier } 400) \Rightarrow A' \text{ n'est pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.041$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.9836$$

5.4. Détermination des armatures

$$A_{cal} = \frac{M_{tmax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8997}{348 \times 0.984 \times 18} = 1.46 \text{ cm}^2$$

5.5. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_T = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1.46 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 3T10 A = 2.36 cm².

Etat limite de service (ELS) : $M_{tmax}^s = 651.68 \text{ daN.m}$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Acier FeE400 Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{tmax}^u}{M_{tmax}^s} = \frac{899.7}{651.68} = 1.38$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.041 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

6. Calcul des armatures transversales

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_{tmax}^u = 1290.35 \text{ daN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_{tmax}^u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 = 16.20 \text{ cm}$$

$$T_{tmax}^U = 1290.35 \text{ daN} \leq 0,267 \times 16.20 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N} = 12976.2 \text{ daN}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

6.1. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures

On doit vérifier que :

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[T_U + \frac{M_a^U}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_1 = 2.36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \times \left[12903.5 + \frac{-6320.1}{0.9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0.36$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales.

6.2. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$$\tau_U \leq \bar{\tau}_U \text{ [BAEL 91]}$$

$$\tau_U = \frac{T_{\max}^U}{b_0 \times d} = \frac{12903.5}{12 \times 18 \times 100} = 0.59$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.59 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc, les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle $\alpha=90^\circ$

6.3. Diamètre des armatures transversales [BAEL 91]

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{Lmin} \right) = \min \left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0.57 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 6 \text{ mm de nuance d'acier FeE235} \Rightarrow A_t = 2\phi_6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

6.4. Espacement des armatures transversales

$\delta_t = L$ l'espacement entre les armatures transversales.

$$K = 1 \text{ (flexion simple)}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\delta_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 12 \times 1} = 27.91 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_U - 0.3 f_{tj} \times K}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 (\tau_U - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 235}{12 (0.76 - 0.3 \times 2.1)} = 68.7 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16.2 \text{ cm}$$

On adopte : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

7. Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations et le ferrailage sera effectué en treillis soudé et les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} (L_n \text{ en cm})$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_n}{f_e} (L_n \text{ en cm})$$

Avec :

L_n : distance entre axe des poutrelles ($L_n = 60 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre (A.R).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$f_e = 400 \text{ MPa}$

7.1. Armature perpendiculaire aux poutrelles

$$A_1 = 4 \times \frac{60}{400} = 0.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41\text{cm}^2$$

7.2. Armature parallèle aux poutrelles

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41\text{cm}^2$$

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre $\phi 6$ dans les deux sens, espacées de 20 cm dans les deux sens (Figure 16.).

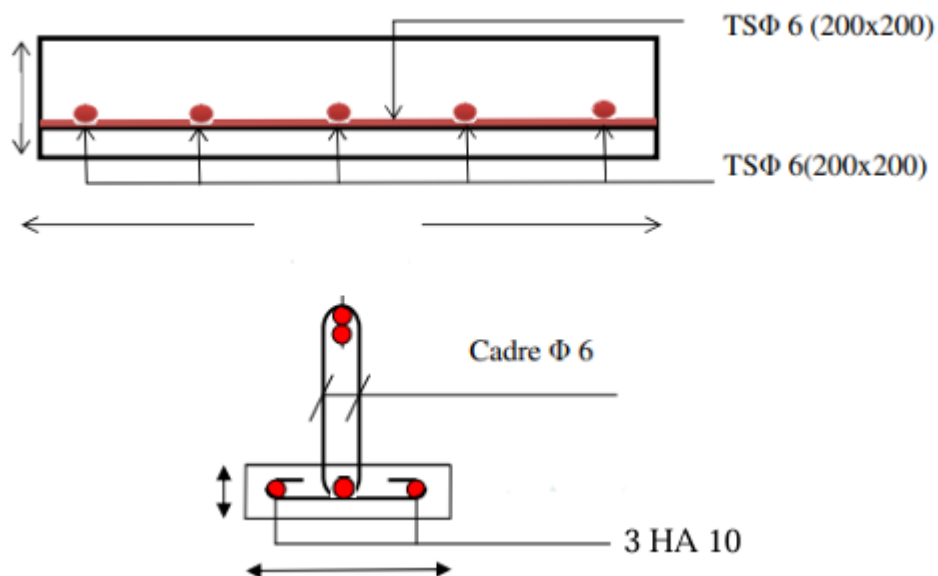


Figure 16.Ferrailage de la poutrelle

8. Plancher à dalle pleine

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée L_y , petite portée L_x , épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur leur contour) ou des murs en maçonnerie (dalles articulées sur leur contour).

8.1. La méthode de calcul

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Pour $\rho < 0.4$; la dalle porte dans un seul sens.

Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions.

$L_x = 4.1 \text{ m}$ $L_y = 6.45 \text{ m}$ $\rho = \frac{410}{645} = 0.64$

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions \square le calcul se fait en flexion simple

Calcul des moments de flexion maximaux M_{ox} et M_{oy} au centre de la dalle en la considérant sur son contour :

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

Avec, μ_x et μ_y sont des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport l_x / l_y . Les affectation de fraction forfaitaire de M_{ox} et M_{oy} selon le processus suivant [BAEL 91 / A.8.2,32] en respectant la condition suivante :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{e} \geq 1.25 M_0$$

Pour les panneaux intermédiaires :

$$\text{Moments en travée} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75 M_{ox} \\ M_{ty} = 0,75 M_{oy} \end{array} \right.$$

$$\text{Moments en appuis} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = - 0,5 M_{ox} \end{array} \right.$$

$$M_{ay} = - 0,5 M_{oy}$$

Pour les panneaux de rive :

$$\text{Moments en travée} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85 M_{ox} \\ M_{ty} = 0,85 M_{oy} \end{array} \right.$$

$$\text{Moments sur appuis intermédiaires} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{aix} = - 0,5 M_{ox} \\ M_{aiy} = - 0,5 M_{oy} \end{array} \right.$$

$$\text{Moments sur appuis de rive} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{arx} = - 0,3 M_{ox} \\ M_{ary} = - 0,3 M_{oy} \end{array} \right.$$

Concernant l'effort tranchant, pour une charge totale P uniformément répartie sur toute la surface de la dalle, a et b sont les dimensions de la dalle telle que (a < b)

Effort tranchant par unité de longueur d'appui

Maximum au milieu du plus grand côté :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Maximum au milieu du plus grand côté : } T_{\max} = \frac{P}{2b+a} \\ \text{Minimum au milieu du plus ptite côté : } T_{\min} = \frac{P}{3b} \end{array} \right.$$

➤ **Détermination des moments maximums**

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II), on a :

G = 6.01 kN/m²; Q = 5 kN/m² (Dalle des locaux commerciaux qui est le cas le plus défavorable)

Le panneau le plus défavorable est Lx = 4.1m et Ly = 6.45 m

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.1}{6.45} = 0.64 < 1 \Rightarrow \text{Dalle portante sur 4 cotés.}$$

$$\text{ELU : } \overline{q_u} = 1.35G + 1.5Q = 1.35(6.01) + 1.5(5) = 15.614 \text{KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur : $qu = \bar{q}_u \times 1.00 = 15.614 \text{KN/ml}$

ELS : $\bar{q}_s = G + Q = 6.01 + 5 = 11.01 \text{KN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $qs = \bar{q}_s \times 1.00 = 11.01 \text{KN/ml}$

Les moments maximums en travée et en appui selon les deux sens sont résumés dans le Tableau.12.

Tableau 12.Ferraillage de la dalle pleine

		M_u [KN. m]	M_{ser} [KN. m]	T_u [daN]
Sens XX	Travée	16.75	12.66	32.86
	Appuis	-9.86	-7.45	
Sens YY	Travée	6.05	6.63	50.49
	Appuis	-3.56	-3.90	

Le calcul du ferraillage de la dalle pleine est fait en flexion simple et les résultats sont récapitulés dans le Tableau 13. ci-dessous.

Tableau 13.Récapitulatif du ferraillage de la dalle en ELU suivant les deux sens

		A_{cal} [cm ² /ml]	A_{min} [cm ² /ml]	Choix [cm ² /ml]	Espacement (cm)
Sens XX	Travée	3.10	1.28	4T10(A=3.14)	25
	Appui	1.98	1.28	4T10(A=3.14)	25
Sens YY	Travée	1.10	1.28	4T10(A=3.14)	25
	Appui	0.60	1.28	4T10(A=3.14)	25

Pour l'état limite de service, on vérifie la relation $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ et le Tableau 18 confirme que cette relation est vérifiée et par conséquent le ferraillage calculé à l'E.L.U convient pour l'E.L.S.

Tableau 14. Vérification des contraintes à l'E.L.S dans les deux sens

		M_u [daN. m]	M_{ser} [daN. m]	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens XX	Travée	16.75	12.66	1,38	0.041	0,44	C.V
	Appui	-9.86	-7.45	1,38	0.04	0,44	C.V
Sens YY	Travée	6.05	6.63	1,38	0.04	0,44	C.V
	Appuis	-3.56	-3.90	1,38	0.04	0,44	C.V

Tableau 15. Tableau de vérification des contraintes de cisaillements

Effort tranchant [KN /ml]			Condition $\tau_u < \bar{\tau}_u$		
T_x^U	T_y^U	T_{max}^U	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Il n'y a pas de reprise de bétonnage
$\frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} + \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$	$\frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} + \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4}$		$\frac{T_{max}^U}{b \times d}$	$0.05 \times f_{c28}$	
32.87	50.49		50.49	0,20	
Les armatures transversales ne sont pas nécessaires					

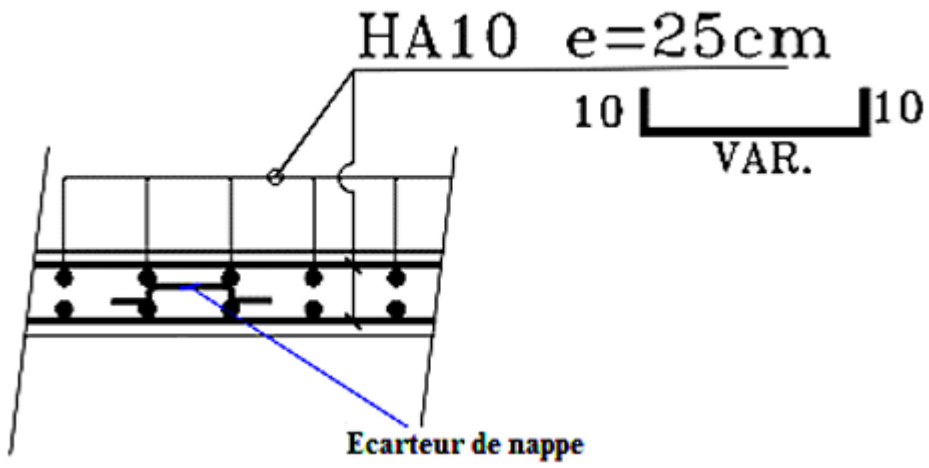


Figure 17. Ferrailage de la dalle pleine.

Chapitre 04

Calcul des éléments secondaires

1. Escalier

1.1. Introduction

L'escalier n'est pas seulement un élément reliant les différents niveaux d'un bâtiment, mais aussi un composant fonctionnel et architectural essentiel. Sa conception repose sur des paramètres clés tels que l'embranchement, le giron, la contremarche et la volée, garantissant ainsi confort et sécurité aux utilisateurs.

Grâce à un équilibre entre esthétique et performance, un escalier bien conçu optimise la fluidité des déplacements tout en respectant les exigences structurelles et réglementaires, faisant de lui un élément central dans la conception des espaces bâtis.

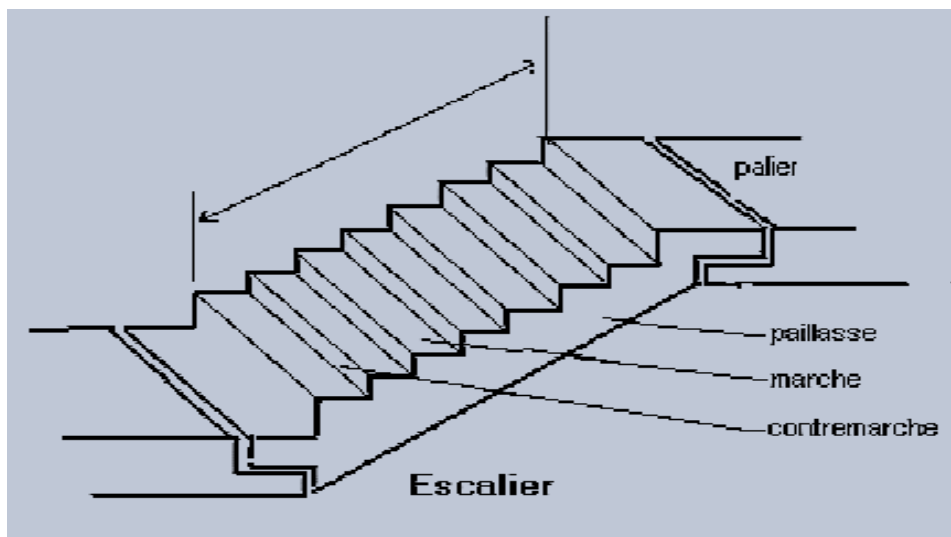


Figure 18. Eléments composants d'un escalier

1.2. Pré-dimensionnement de l'escalier

La loi de Blondel est une formule universelle qui régit le confort d'un escalier afin qu'il soit agréable à emprunter pour un usager. La loi de Blondel met en relation 2 dimensions : la hauteur de marche, et le giron et dont la formule est :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

En prenant $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$, la relation de blondel est vérifiée car $g + 2 \times h = 64 \text{ cm}$.

Le nombre de contres marches change dans le volée 1 et 3 (**Figure 14**) à cause de la hauteur d'étage qui est variable selon le niveau considéré et le **Tableau 9** récapitule les données des escaliers pour le différents niveaux.

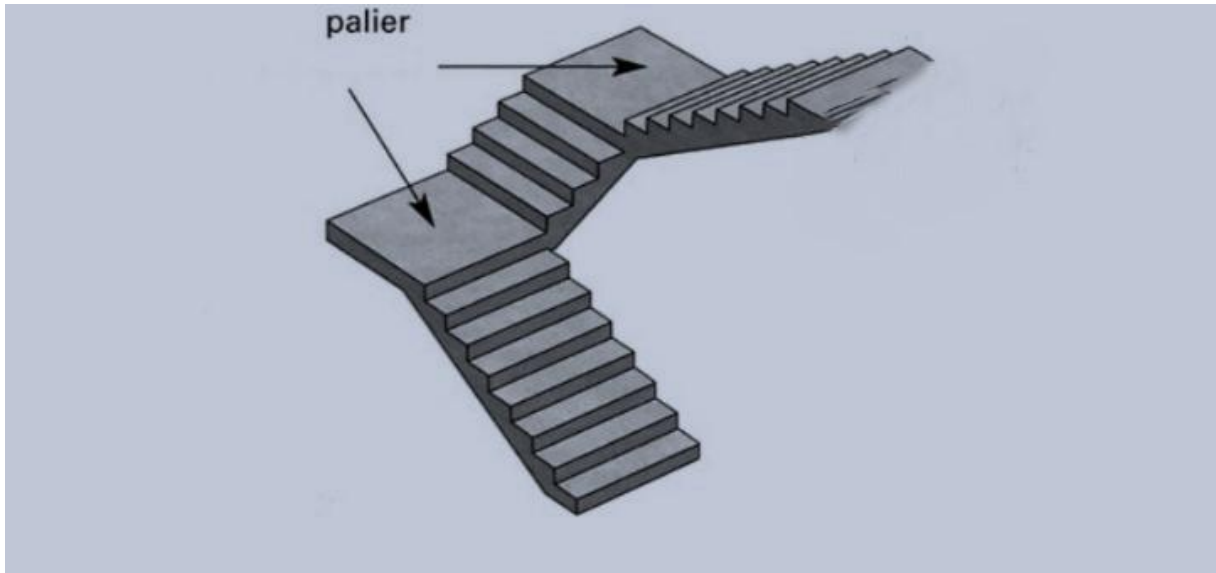


Figure 19.Schéma type d'un escalier à 3 volées

Type 1 : la hauteur Sous-Sol =3,06

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

Type2: la hauteur RDC =4,08 m

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24$$

Type3:la la hauteur Etage Courant = 3,23

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{323}{17} = 19$$

Tableau 16.Caractéristiques des escaliers selon le niveau

	Sous-sol	RDC	Etage courant
h_e (m)	3,06	4,08	3,23
N_c contre marches	18	24	19
N_c contre marches volée 1	7	9	7
N_c contre marches volée 2	4	6	5

N contre marches volée 3	7	9	7
h _{volée1et 1 (m)}	1,19	1,53	1,19
h _{volée1et 2 (m)}	0,68	1,02	0,85
h _{volée 3 (m)}	1,19	1,53	1,19
l _{volée1et3 (m)}	1,80	1,80	1,80
l _{volée2 (m)}	1,40	1,40	1,40

La pente est constante pour tous les volées et elle est égale à :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

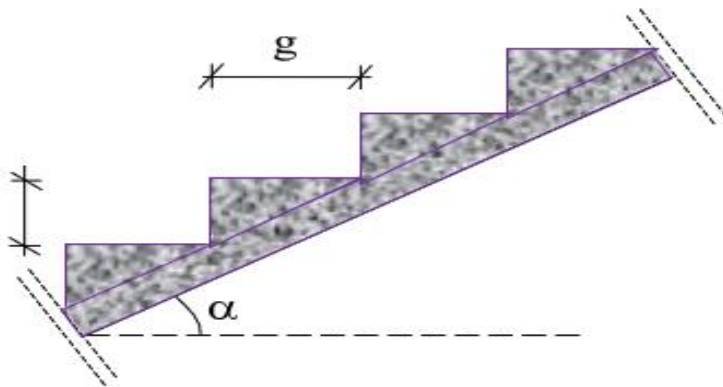


Figure 20.schémas de la paillasse

1.3.Prédimensionnement RDC

➤ La longueur de la paillasse

Volées (1) et (3) :

$$h=10 \times 0.17=1.7\text{m}$$

$$g=9 \times 0.30=2.7\text{m}$$

$$L_p = \sqrt{(H)^2 + (G)^2} = \sqrt{(1,7)^2 + (2,7)^2} = 3,20\text{m}$$

Volée (2) :

$$h=4 \times 0.17=0.68\text{m} \quad g=3 \times 0.30=0.90\text{m}$$

$$L_p = \sqrt{(h)^2 + (g)^2} = \sqrt{(0,68)^2 + (0,90)^2} = 1,13\text{m}$$

➤ **Épaisseur de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est calculée par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e_{p1} \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec} \quad \frac{320}{30} \leq e_{p1} \leq \frac{320}{20} \quad \text{Avec} \quad 10,66 \leq e_{p1} \leq 16 \\ \frac{L}{30} \leq e_{p2} \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec} \quad \frac{113}{30} \leq e_{p2} \leq \frac{113}{20} \quad \text{Avec} \quad 3,76 \leq e_{p2} \leq 5,65 \end{array} \right.$$

pour des raisons pratique, on prend **$E_p = 16 \text{ cm}$**

Les charges appliquées sur la paillasse et le palier sont regroupées sur les Tableaux 17 et 18

Tableau 17. Charges de la dalle pleine du palier

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement Horizontale	28	0.025	0.7
Mortier de pose	20	0.2	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente			G = 5.57 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2.5 (kN/m²)

Tableau 18. Charges de la dalle pleine de la paillasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement horizontale	28	0.025	0.7
Revêtement verticale	28	0.025. (0,17/0,3)	0.39

Matière de pose	20	0.02	0.40
Poids propre de la paillasse	25	0.16/Cos29.54	4.59
Poids propre des marches	22	0.17 (1/2)	1.87
Enduit ciment	18	0,01	0.18
Charge permanente			G = 8,13 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2.50 (kN/m²)

1.4. Combinaisons de charges

ELU :

$$q_{\text{palier}} = 1,35 \cdot 5,57 + 1,5 \cdot 2,5 = 11,27 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 1,35 \cdot 8,13 + 1,5 \cdot 2,5 = 14,73 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_{\text{palier}} = 5,57 + 2,5 = 8,07 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 8,13 + 2,5 = 10,63 \text{ kN/m}$$

Tableau 19. combinaison des charges de l'escalier

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	Qult (kN/m ²)	Q ser(kN/m ²)
Palier	5,57	2.5	11,27	8,07
Paillasse	8,13	2.5	14,73	10,63

1.5. Calcul des sollicitations des escaliers

Les escaliers de ce bâtiment sont des escaliers droits à 3 volées et puisque la hauteur d'étage change entre le rez-de-chaussée, le sous-sol et l'étage courant, alors les schémas statique des volées sont différents. Il est clair que le volée 2

reste inchangée pour les trois types d'escalier. Les schémas statiques des trois volées sont illustrés sur la **Figure 15**.

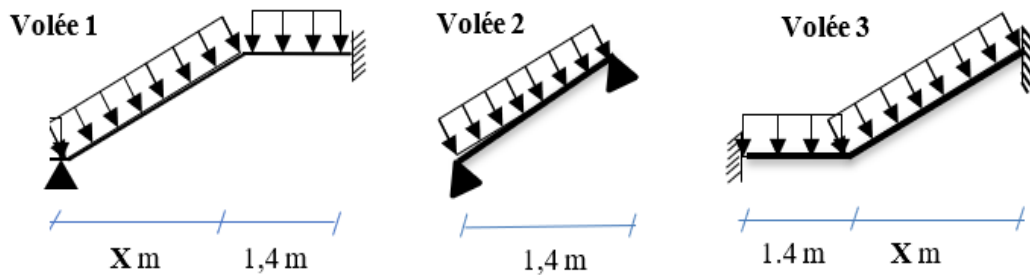


Figure 21.Schémas statiques des trois volées de l'escalier

- **ferrailage de l'escalier du sous-sol**

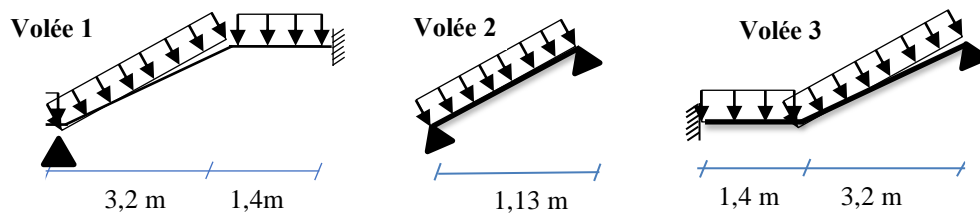
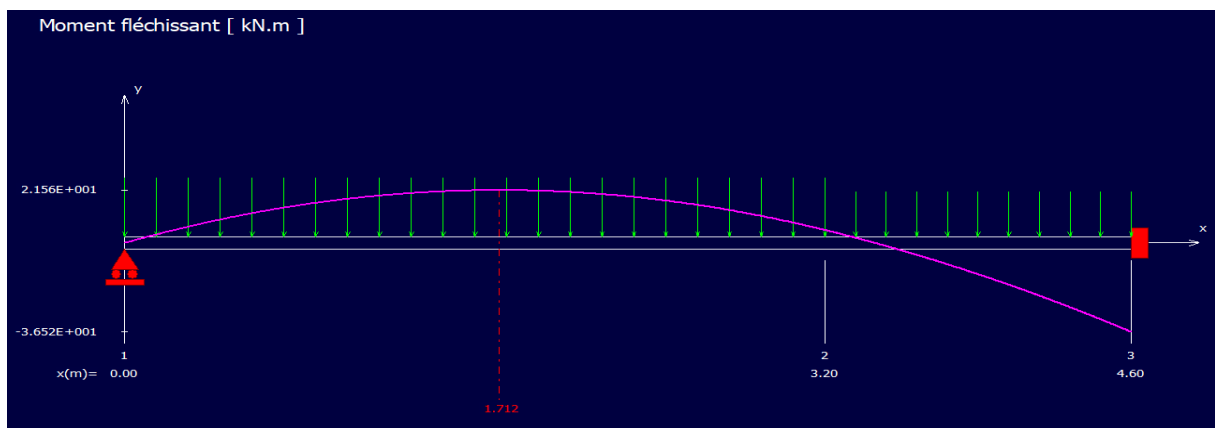
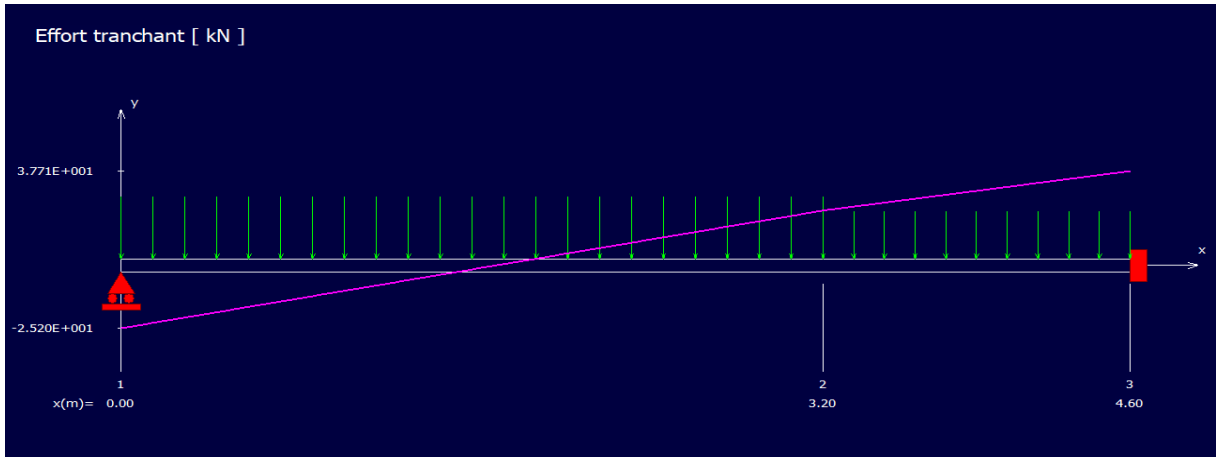


Figure 22.Dimensions de l'escalier du sous-sol

Pour les appuis simples, les escaliers sont partiellement encastés et par conséquent le moment en appui n'est pas nul mais il est pris à 30% du moment maximal calculé. Le calcul est réalisé en utilisant RDM6 en ELU et en ELS (Figure 22).

Volée 1 et 3 :





Volée 2:

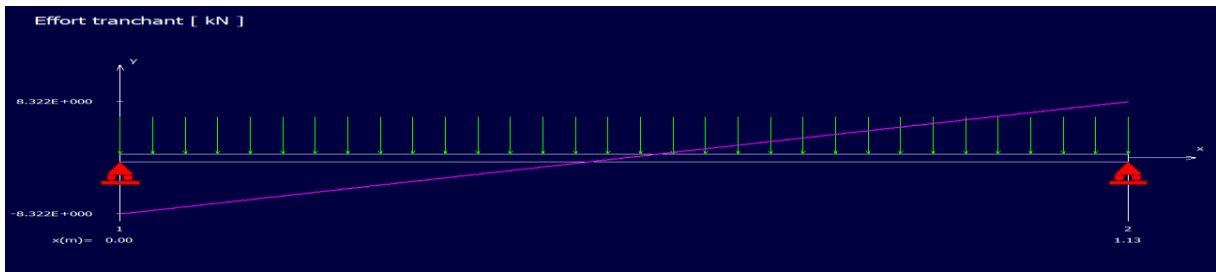
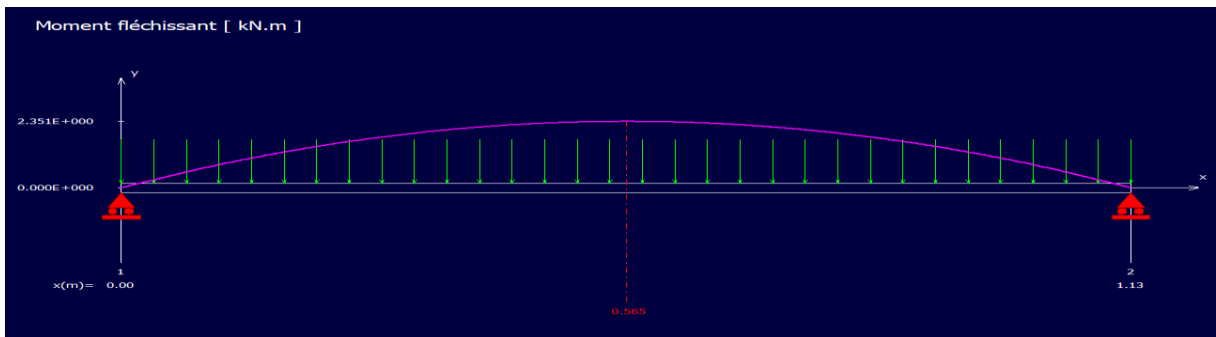


Figure 23.Diagrammes de M et T de l'escalier du RDC en ELU

Les moments maximaux en appui et en travée et l'effort tranchant maximal sont résumés dans le Tableau 22 pour ELU et dans le Tableau 23 pour l'ELS.

Tableau 20.Mmax en appui et en travée et Tmax de l'escalier du sous-sol en ELU

		T _{max} [kN]	M _{max} (appui) [kN.m]	M _{max} (travée) [kN.m]
RDC	Volée 1 et 2	37,71	-36,52	21,56

	Volée 2	8,32	1,67	2.35
--	----------------	------	------	------

Tableau 21. Mmax en appui et en travée et Tmax de l'escalier du sous-sol en ELS

		T_{max} [kN]	M_{max} (appui) [kN.m]	M_{max} (travée) [kN.m]
RDC	Volée 1 et 3	27,13	-26,31	15,55
	Volée 2	6	-2.27	1,69

Volée 1 et 3 :

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{21,56 \cdot 1000}{100 \cdot 14^2 \cdot 14,2} = 0,077 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,077}) = 0,100$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 * 0,100 = 0,960$$

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

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{21,56 \cdot 1000}{0,960 \cdot 14 \cdot 348} = 4,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 10,8 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(4,61; 1,304) \text{ cm}^2 = 4,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 6 \text{ HA } 12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$e = 15 \text{ cm} \leq \min[3h; 33\text{cm}] = \min[36; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Vérification ELS

$$M_u = 21,53 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 15,55 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{21,53}{15,55} = 1,38$$

$\alpha = 0,100 < 0,45 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification de la flèche

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad \text{et } f \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$I_{fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,16^3}{12} = 0,00213 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 21530 \text{ N.m}$$

$$f = \frac{M l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{21530 \cdot 5^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,0023} = 0,021 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

$f = 0,021 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

En appui

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{36,52 \cdot 1000}{100 \cdot 14^2 \cdot 14,2} = 0,131 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

pivot A, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 0,176 ; \beta = 0,930$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{36,52 \cdot 1000}{0,930 \cdot 14 \cdot 348} = 8,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 10,8 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(8,06; 1,304) \text{ cm}^2 = 8,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 8 HA12 = 9,05 cm²

$e = 12 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[36 ; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Choix : 4HA10 = 3,14 cm²

Vérification ELS

$$M_u = 36520 \text{ N.m}$$

$$M_s = 26310 \text{ N.m}$$

$$\gamma = \frac{36520}{26310} = 1,39$$

$$\alpha = 0,176 < 0,45 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification de la flèche

$$f = \frac{Ml^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{21560 \cdot 5^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,000144} = 0,034 \text{ cm}$$

$$f = 0,034 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes : $\bar{\tau}_u = \left(\min 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$

$$T_u = 37,71 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{37710}{1000 \cdot 114} = 0,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \text{Il n'y a pas de risque de}$$

cisaillement.

Tableau 22. Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers du sous-sol

Niveau du RDC		Armatures Longitudinales (cm ²)	Armatures de répartition (cm ²)	Vérification de la flèche	Vérification de l'effort tranchant
Volée 1 et 3	En appui	8 HA12 (9,05 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)	Condition vérifiée	Condition vérifié
	En travée	6 HA12 (6,79 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)		
Volée 2	En appui	4 HA10 (3.14 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
	En travée	4 HA10 (3.14 cm ²)	4 HA10 (3.14 cm ²)		

Calcul du ferrailage volée (2) :

Etat limite ultime (E L U):

$$Mu = 2,35 \text{ KN. M}$$

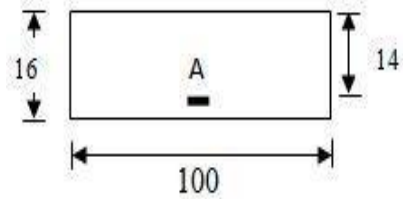


Figure 24. Section de calcul de la paillasse en travée

$$\mu = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{2,35 \cdot 1000}{100 \cdot 14^2 \cdot 14,2} = 0,008 < 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Pivot A, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,008}) = 0,010$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,010 = 0,996$$

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

$$A_{cal} = \frac{Mt}{\beta d \sigma_s} = \frac{2,35 \cdot 1000}{0,996 \cdot 14 \cdot 348} = 0,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 10,8 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{min}) = \max(0,48; 1,304) \text{ cm}^2 = 1,304 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 4 HA 10 = 3,14 cm²

$$e = 15 \text{ cm} \leq \min[3h ; 33\text{cm}] = \min[36 ; 33]\text{cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

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

Choix : 4 HA 8 = 2,01 cm²

Vérification ELS

$$Mu = 2,35 \text{ KN.m}$$

$$Ms = 1,69 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{2,35}{1,69} = 1,39$$

$$\alpha = 0,010 < 0,45 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

Vérification de la flèche

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad \text{et } f \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$I_{fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,16^3}{12} = 0,00034 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 2,35 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{M l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{2350 \cdot 5^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^6 \cdot 0,00034} = 0,0016 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

$$f = 0,0016 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Prédimensionnement étage courant

$$N_c = \frac{323}{17} = 19 \text{ contre marches}$$

On aura 19 contre marches (N=07 contre marches par volées (1), (3) et N=05 contre marche volée (2)).

$n = N - 1 = 7 - 1 = 06$ marches par volées (1), (3) et $n = N - 1 = 5 - 1 = 04$ marche pour volée (2).

La longueur de la pailasse :

Volées (1) et (3) :

$$h = 7 \times 0,17 = 1,19 \text{ m} \quad g = 6 \times 0,30 = 1,8 \text{ m}$$

$$L_p = \sqrt{(H)^2 + (G)^2} = \sqrt{(1,19)^2 + (1,8)^2} = 2,16 \text{ m}$$

Volée (2) :

$$h = 5 \times 0,17 = 0,85 \text{ m}$$

$$g = 4 \times 0,30 = 1,2 \text{ m}$$

$$L_p = \sqrt{(h)^2 + (g)^2} = \sqrt{(0,85)^2 + (1,2)^2} = 1,47 \text{ m}$$

Epaisseur de la pailasse :

L'épaisseur de la paille (e_p) est calculée par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e_{p1} \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec} \quad \frac{216}{30} \leq e_{p1} \leq \frac{216}{20} \quad \text{Avec} \quad 7,2 \leq e_{p1} \leq 10,8 \\ \frac{L}{30} \leq e_{p2} \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec} \quad \frac{147}{30} \leq e_{p2} \leq \frac{147}{20} \quad \text{Avec} \quad 4,9 \leq e_{p2} \leq 7,35 \end{array} \right.$$

pour des raisons pratique, on prend **Ep= 10 cm**

Volée :

Charges permanentes

$$G1 = 840,7 \text{ daN/m}^2$$

Charges d'exploitation

Locaux à usage d'habitation ou bureau

$$Q1 = 250 \text{ daN/m}^2$$

Combinaisons fondamentales :**Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_{1u} = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 1,35 \times 840,7 + 1,5 \times 250 = 15,10 \text{ KN/m}^2.$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_{1ser} = G_1 + Q_1 = 840,7 + 250 = 10,91 \text{ KN/m}^2.$$

- Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{1u} = q_u \times 1,00 = 15,10 \times 1,00 = 15,10 \text{ KN/mL}$$

$$q_{1ser} = q_{ser} \times 1,00 = 10,91 \times 1,00 = 10,91 \text{ KN/mL}.$$

Palier :**a. Charges permanentes :**

$$G_2 = 531 \text{ daN/m}^2$$

b. Charges d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau $Q = 250 \text{ daN/m}^2.$

c. Combinaisons fondamentales :**Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$q_{1u} = 1,35G_2 + 1,5Q = 1,35 \times 531 + 1,5 \times 250 = 10,92 \text{ KN/m}^2.$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_{1ser} = G_2 + Q = 531 + 250 = 7,81 \text{ KN/m}^2.$$

- Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{2u} = q_u \times 1,00 = 10,92 \times 1,00 = 10,92 \text{ KN/mL}.$$

$$q_{2ser} = q_{ser} \times 1,00 = 7,81 \times 1,00 = 7,81 \text{ KN/mL}.$$

Calcul du ferrailage volée (1) (3) :**a. Paillasse porteuse volée (1) et volée (3) :**

Tableau 23. M_{max} en appui et en travée et T_{max} de l'escalier du sous-sol en ELU

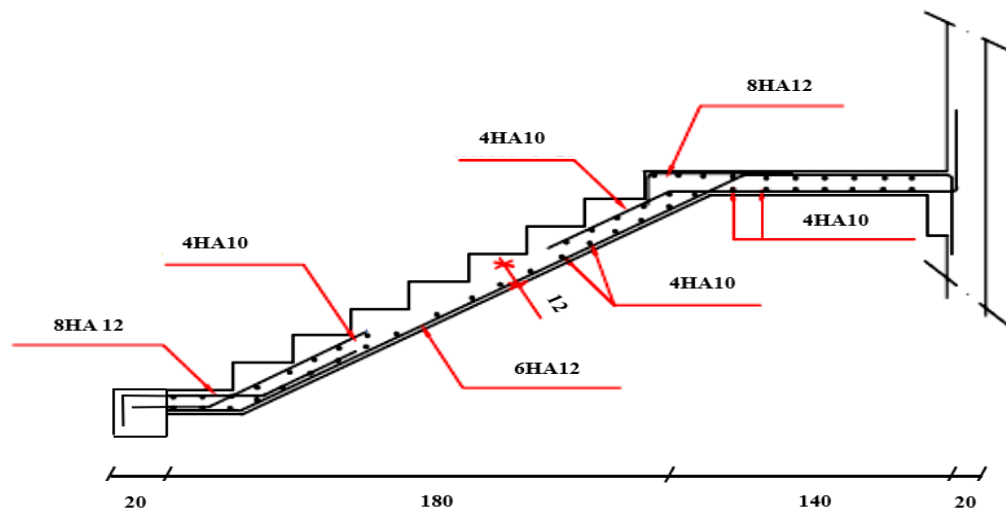
		T_{max} [kN]	M_{max} (appui) [kN.m]	M_{max} (travée) [kN.m]
Etage courante	Volée 1 et 2	28,15	-21,28	12,92
	Volée 2	11,10	0	4,08

Tableau 24. M_{max} en appui et en travée et T_{max} de l'escalier du sous-sol en ELS

		T _{max} [kN]	M _{max} (appui) [kN.m]	M _{max} (travée) [kN.m]
Etage courante	Volée 1 et 3	20,24	-15,32	9,32
	Volée 2	8,02	0	2,94

Tableau 25. Tableau récapitulatif du ferrailage des escaliers du étage Courante et Sous sol

Niveau du E.Courante		Armatures Longitudinale (cm ²)	Armatures de répartition (cm ²)	Vérification de la flèche	Vérification de l'effort tranchant
Volée 1 et 3	En appui	5 HA 8 (2,52 cm ²)	2 HA 8 (1,01 cm ²)	Condition vérifiée	Condition vérifié
	En travée	5 HA 10 (3,93 cm ²)	2 HA 8 (1,01 cm ²)		
Volée 2	En appui	5 HA 8 (2,52 cm ²)	2 HA 8 (1,01 cm ²)	Condition vérifié	Condition vérifié
	En travée	5 HA 10 (3,93 cm ²)	2 HA 8 (1,01 cm ²)		

**Figure 25. Ferrailage du volée 1 et 3 de l'escalier du RDC**

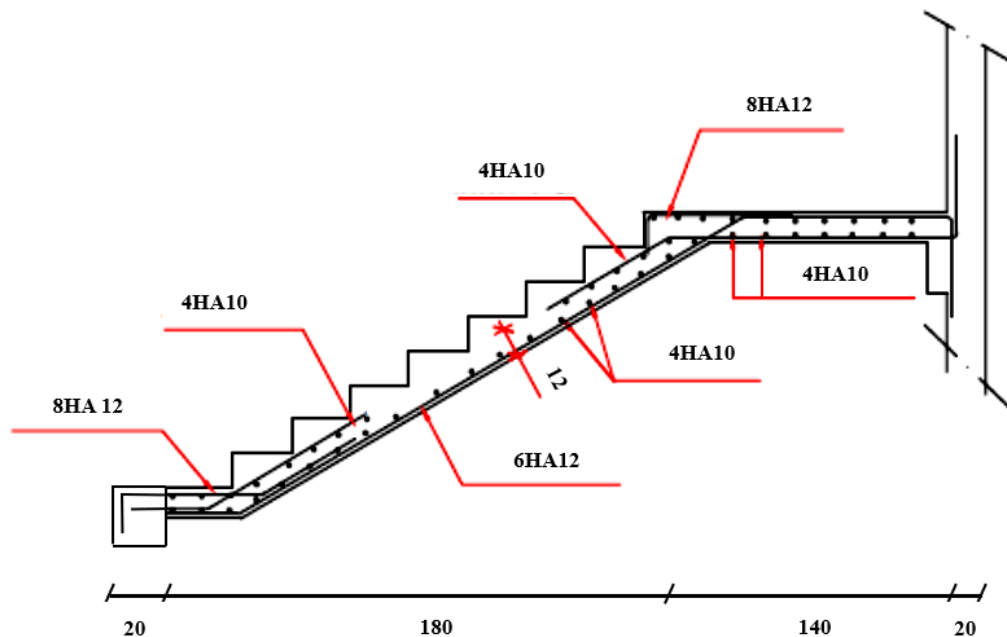


Figure 26. Ferrailage du volée 2 de l'escalier du RDC

2. Les balcons

Les balcons sont des éléments structurels essentiels dans les bâtiments, jouant un rôle important en offrant un espace extérieur supplémentaire tout en tenant compte des contraintes structurelles et des charges appliquées. D'un point de vue technique, ils sont généralement conçus comme des consoles (consoles) encastées sur les poutres, nécessitant une étude rigoureuse des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q) afin d'assurer la résistance et la sécurité de la structure.

2.1. Prédimensionnement des balcons

Les balcons sont des dalles pleines encastées dans les poutres ou les voiles. La largeur du plus grand balcon est de 1.40 m et l'épaisseur adoptée pour les balcons est de 15 cm.

Les charges appliquées sur la dalle du balcon sont regroupées dans le Tableau 13.

Tableau 26. Charges de la dalle pleine du balcon

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement de carrelage	22	0.025	0.55
Mortier de pose	20	0.015	0.3
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente			G = 5.32 kN/m²
Charge d'exploitation			Q = 3.5 kN/m²

2.2. Détermination des efforts

Charges permanentes : $G_1 = 5,32 \text{ kN/m}^2$

Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ kN/m}^2$

Surcharges dues à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ kN/m}^2$

Charges des garde-corps en maçonnerie : $G_2 = 1 \text{ kN/m}^2$

Les schémas statiques du balcon en ELU et en ELS sont illustrés dans la Figure 27 et le calcul des sollicitations est regroupé dans le Tableau 14.

ELU:

$$1.35G + 1.5 Q = (1,35 \times 5,32) + (1,5 \times 3,5) = 12,432 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$G + Q = 5,32 + 3,5 = 8,82 \text{ KN/ml}$$

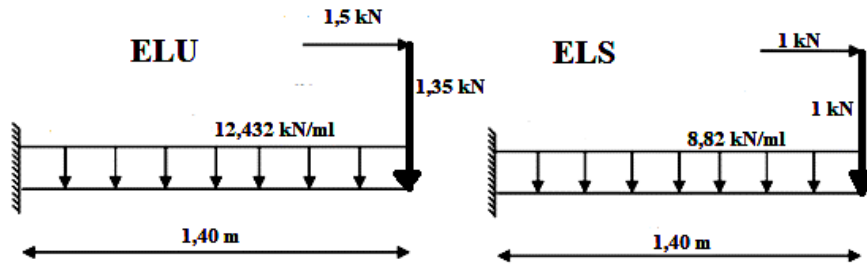
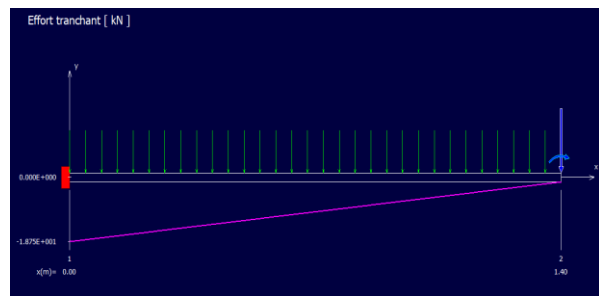
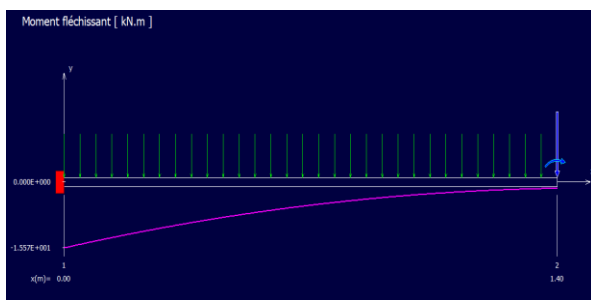


Figure 27.Schémas statiques en ELU et en ELS du balcon

ELU :



ELS:

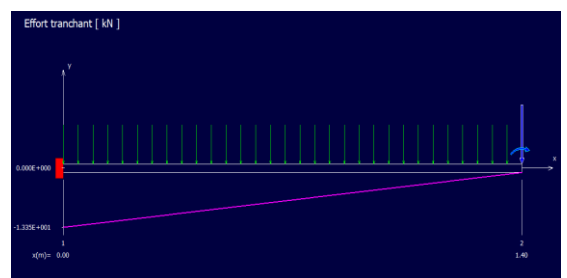
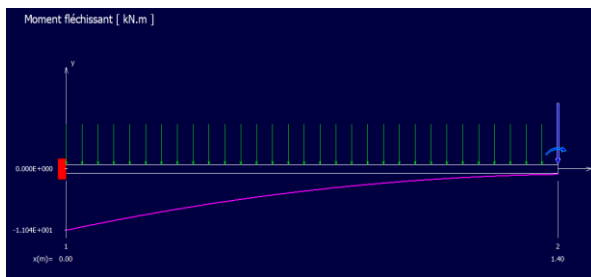


Tableau 27.Eléments de réduction (M,T) du balcon

	Moments en annus	Effort tranchant
E	- 15,57	18,75
E	- 11,04	13,75

2.3.Ferraillage de la dalle du balcon

Le ferraillage est réalisé à l'état limite ultime (ELU), en tenant compte de la fissuration qui est considérée comme très préjudiciable. La section considérée pour le ferraillage a une largeur de 1,00 m et une épaisseur de 15 cm.

$$b = 1\text{ m}, h = 15\text{ cm}, d = 0.9 h = 13.5\text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{15,57 \times 10^6}{1000 (135)^2 \times 14.2} = 0.060$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15,57}{11,04} = 1.41$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \times 10^4 = 0.30$$

$\mu_{bu} = 0.060 < \mu_{lu} = 0.30 \rightarrow$ (On n'utilise pas d'armatures comprimées $A' = 0$)

$\mu_{bu} = 0.060 < 0.30 \rightarrow$ On opte pour la méthode simplifiée

$$\text{Calculer } Z_b : Z_b = d \times (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 135 \times (1 - 0.6 \times 0.060)$$

$$Z_b = 130.14\text{ mm}$$

$$\text{Calculer } A_l : \mu_{bu} = \frac{M_u(\text{max})}{Z_b \times \sigma_{su}} = \frac{15,57 \times 10^6}{130,14 \times 348} = 343,79\text{ mm}^2 = 3,43\text{ cm}^2$$

Choix : 4HA12 = 4,52 cm² avec un espacement de 20 cm (Figure 28).

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_l}{4} = \frac{3,43}{4} = 0.85\text{ cm}^2$$

Choix : 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement de 20 cm

Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{18.75 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.138\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 2.5\text{ MPa}\right) = 2.5\text{ MPa}$$

Vérifiée

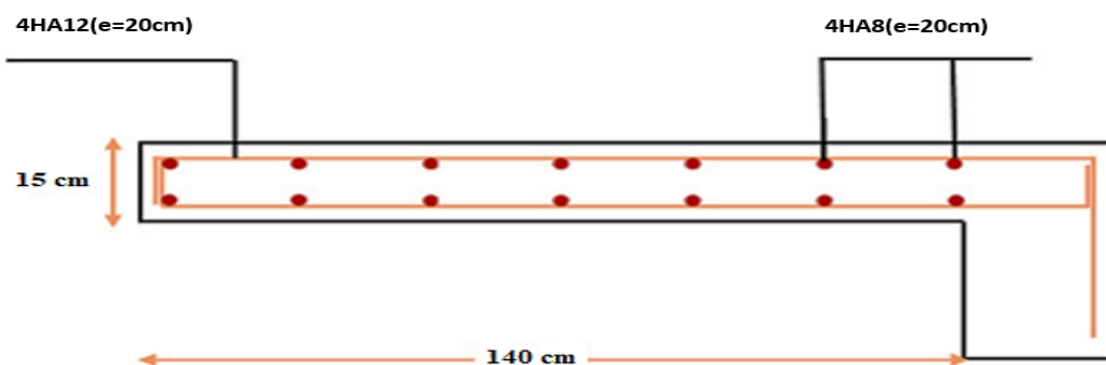


Figure 28. Ferraillage du balcon

3. L'acrotère

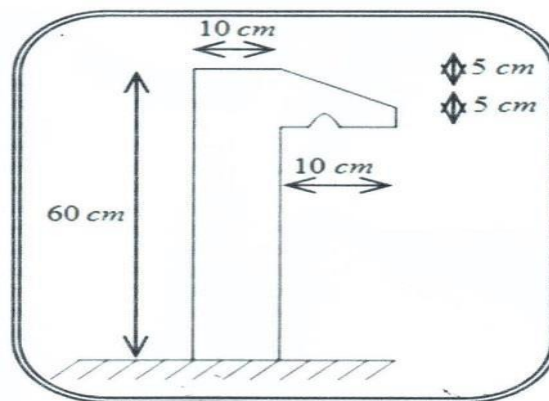
L'acrotère est un élément en béton armé coulé sur place, généralement situé en périphérie des toitures-terrasses. Il joue un double rôle :

- Fonctionnel, en assurant la sécurité des usagers circulant sur la terrasse.
- Technique, en garantissant la protection de l'étanchéité ainsi que l'évacuation correcte des eaux pluviales, évitant ainsi leur ruissellement sur les façades.

Structurellement, l'acrotère se comporte comme une console encastrée dans le plancher de la terrasse. Il est soumis principalement à deux types d'efforts :

- Un effort vertical dû à son propre poids.
- Un effort horizontal généré par la main courante, induisant un moment fléchissant à son encastrement.

Le dimensionnement se fait au niveau de la section la plus sollicitée, c'est-à-dire à l'encastrement, en considérant les effets de la flexion sur un mètre linéaire d'acrotère.



F_p : Force horizontale due au séisme.

A : Coefficient d'accélération zonal.

C_p : Facteur de force horizontale, qui varie entre 0,3 et 0,8 selon le tableau 6.1 du RPA 99.

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,1 = 1,01 \text{ kN}$$

L'acrotère se calcule comme une console soumise à la flexion composée et dont le schéma statique est illustrée sur la Figure 31 et le calcul des éléments de réduction

(moments de flexion, effort normal et effort tranchant en Elu et en ELS) dans le Tableau 21.

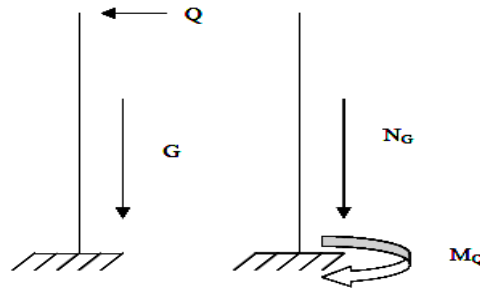


Figure 29. Schéma statique de l'acrotère

a) Poids propre

$$G = S \times \gamma_b = 0,068 \times 25 = 1,70 \text{ kN/m}$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}$$

b) Moment de flexion

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h = 1,50 \times 1 \times 0,60 = 0,90 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

c) Effort tranchant

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

$$V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ kN.m}$$

d) Effort normal

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,70 = 2,30 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,70 \text{ kN/ml}$$

Tableau 28. Sollicitations de calcul de l'acrotère

M (kN.m)	N(kN)	T (kN)
----------	-------	--------

ELU	0,9	2,30	1,50
ELS	0,6	1,7	1

4.1 Ferrailage de l'acrotère

$h=10$ cm ; $b=100$ cm ;

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{2,30} = 0,391 \text{ m} > e_p = \frac{h}{2} = 0,05 \text{ m}$$

e_p = Epaisseur de l'acrotère.

Donc La section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment M_1 qui est égal à $M_1 = N' \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 0,9 \text{ kN.m}$

$$\text{ELU} : \mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{900}{100 \cdot 5^2 \cdot 14,20} = 0,0254 < 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,32 - \frac{2300}{348 \times 100} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,087 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}}) = 1,087 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures :

$$A_s = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartition} : A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures :

$$A_r = 4 \text{ HA10} = 1,509 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = (60 - 2,5)/2 = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

ELS :

Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que:

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}} \text{ et } \sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\sigma_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$M_s = 0,6 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad N_s = 1,7 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{0,60}{1,7} = 0,35 \text{ m} \quad \text{donc, le centre de pression se à l'extérieur de la section (SPC).}$$

$$C = -e - h/2 = -0,35 - 0,1/2 = -0,4 \text{ m}$$

$$p = -3(c)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c) = -4794,22 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad q = -2(c)^3 - \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c)^2 = 126467,79 \text{ cm}^3$$

$$y_2 \text{ est racine de l'équation } y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

Après itération on trouve :

$$Y_{2,1} = a \cos(\varphi/3) = 43,17 \text{ cm}$$

$$Y_{2,2} = a \cos(\varphi/3 + 240^\circ) = 79,86 \text{ cm}$$

$$Y_{2,3} = a \cos(\varphi/3 + 120) = 36,67 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } a = 2\sqrt{-p/3} = 79,95$$

$$\text{La solution qui convient : } y_2 = 43,17 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c < h \rightarrow 0 < 43,17 - 40,56 = 2,62 \text{ cm} < h = 10$$

Alors : la position de l'axe neutre est $y_1 = 2,62 \text{ cm}$

Calcul du moment statique de la section

$$S^* = \frac{b y_{SER}^2}{2} + 15 A_s (d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 1,94^2}{2} + 15 \times 1,41 \times (9 - 1,16)^2 = 1294,44 \text{ cm}^4$$

$$S^* = 42,72 \text{ cm}^3$$

Contrainte du béton

$$\sigma_c = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{SER}}{S^*} \Rightarrow K = \frac{1687}{100 \times 42,72} = 0,39$$

$$K = 0,39$$

$$\sigma_c = 0,39 \times 2,62 = 1,03 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = 1,03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Contrainte de l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$

On a une fissuration préjudiciable :

$\eta = 1,6$ (Acier HA)

$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - y_c) = 37.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Vérification au cisaillement $T_u = 1 \text{ KN}$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1000}{1000 \cdot 90} = 0,011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

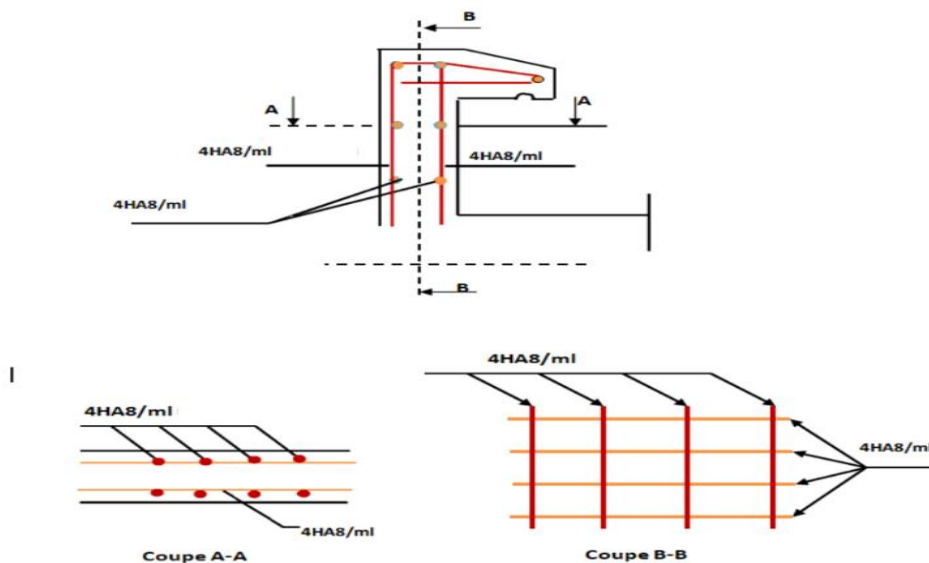


Figure 30. Ferrailage de l'acrotère

Conclusion

Le présent chapitre a exposé de manière rigoureuse les calculs relatifs aux divers éléments secondaires constituant la structure de l'édifice .Un étude technique approfondie , incluant le ferrailage des planchers à corps creux ainsi que des dalles pleines , a été menée .Par ailleurs ,l'analyse et le ferrailage de balcon , de l'acrotère, ainsi que des trois tybes d'escaliers assurant la circulation verticale ont été traités avec précision dans le cadre de ce chapitre .

Chapitre 05

Etude dynamique

1. Introduction

Les pertes engendrées par les tremblements de terre sont dues aux vibrations du sol, qui résultent de la libération d'énergie accumulée dans la croûte terrestre. En raison

du caractère imprévisible de ce phénomène et des risques qu'il présente, les infrastructures conçues pour résister aux séismes sont considérées comme l'un des moyens de prévention les plus efficaces.

Pour une application optimale des concepts de construction parasismique, il est essentiel d'établir des normes techniques et économiques adéquates. L'étude de la résistance sismique repose sur l'hypothèse selon laquelle les masses sont concentrées au niveau du sol, et que les déplacements horizontaux des appuis doivent tenir compte de la nécessité d'une rigidité parfaite des planchers.

Selon l'article 4.1.1 de la version 99 du RPA de 2003, il est possible d'évaluer les forces sismiques soit par la méthode statique équivalente, soit par la méthode dynamique approximative, à travers une analyse vibratoire.

Dans cette optique, la présente étude vise à analyser la résistance sismique de l'ouvrage étudié conformément aux normes en vigueur, en mettant l'accent sur les éléments structurels les plus sensibles aux sollicitations sismiques.

2. Étude dynamique

L'objectif principal de l'analyse dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques lors des vibrations libres non amorties (VLNA). Cela permet ensuite de calculer les forces et les déplacements maximaux provoqués par un séisme.

L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle apparaît au départ, se révèle souvent complexe. C'est pour cette raison qu'il est fréquent d'utiliser des modélisations simplificatrices afin de faciliter l'analyse.

2.1. Présentation du logiciel Robot Structural Analysis :

Robot Structural Analysis est un logiciel de calcul et d'analyse développé par Autodesk, offrant des fonctionnalités avancées pour la modélisation, la simulation et l'analyse de différents types de structures : bâtiments, ponts, structures industrielles et éléments en béton armé.

Ce logiciel permet aux ingénieurs et concepteurs d'étudier la résistance, la stabilité ainsi que la réponse dynamique des structures. Il supporte la modélisation paramétrique, ce qui facilite la création et la modification de modèles complexes. De plus, il permet l'importation de modèles depuis des logiciels de CAO tels que AutoCAD et Revit.

Il propose une large gamme de types de chargement, incluant les charges statiques, charges de vent, charges sismiques et charges thermiques.

Le logiciel permet d'effectuer des analyses linéaires et non linéaires, ainsi que des études de stabilité dans diverses conditions. Il intègre également des outils pour la vérification des dimensions et de l'armature, garantissant ainsi la conformité aux normes de conception.

Enfin, Robot Structural Analysis génère des rapports détaillés et des plans facilitant la communication des résultats d'analyse.

En résumé, Robot Structural Analysis est un outil complet et puissant qui aide les ingénieurs à concevoir, simuler et évaluer la performance structurelle pour assurer la sécurité et l'efficacité des projets.

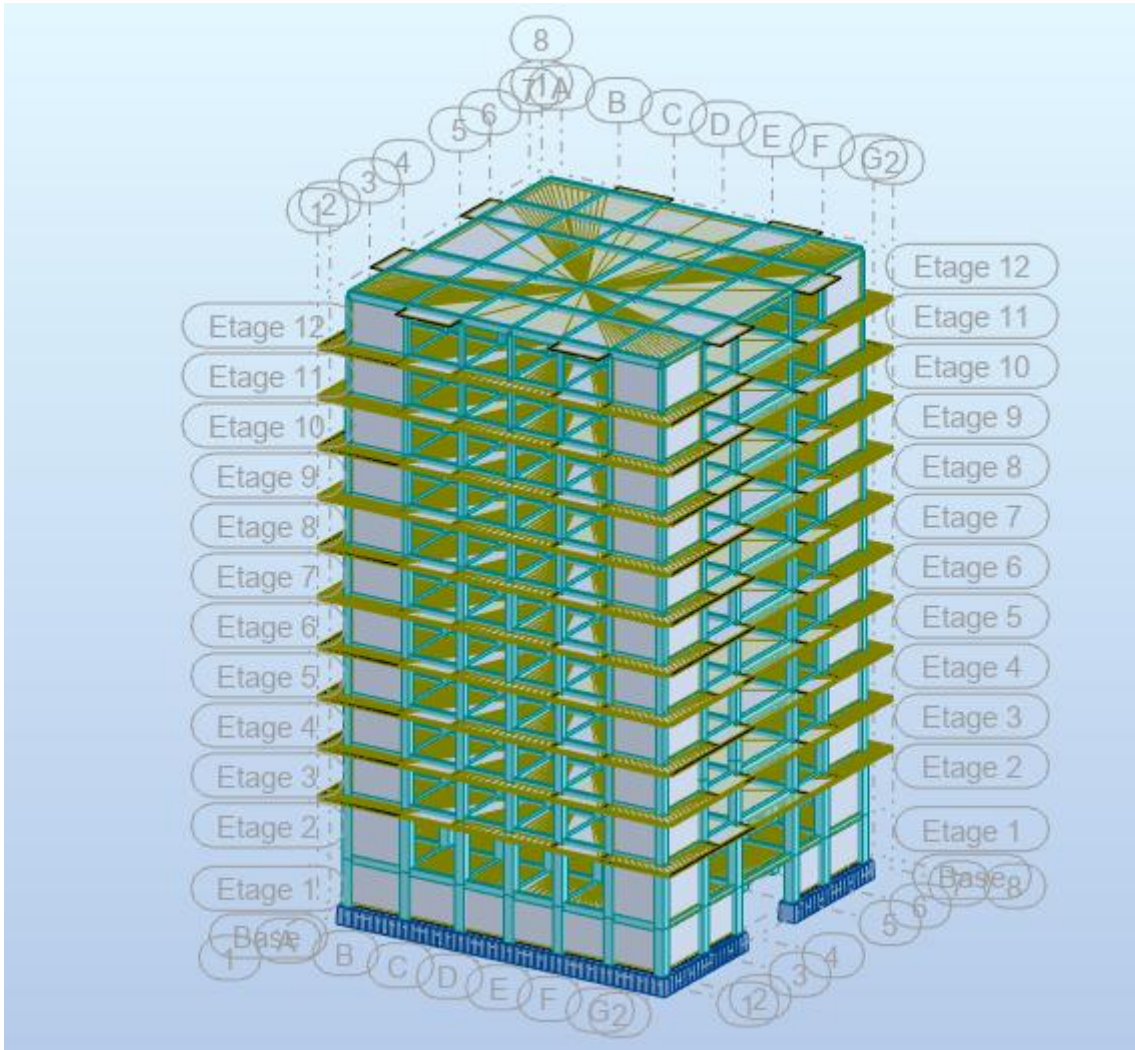


Figure 31.Modèle 3D de la structure.

2.2.Modélisation de la structure

Une structure se compose de poutres flexibles reliées par des nœuds et soutenues par une fondation rigide. Cependant, il est important de souligner que ce modèle est une simplification mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure, y compris sa période et ses modes propres, nécessite le choix d'un modèle dynamique approprié qui reflète le plus fidèlement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique adopté est composé d'une console verticale fixée à sa base où les masses sont considérées comme concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau de la structure.

Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud. Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit. Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

Les étapes suivies lors de la modélisation sont comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle en déterminant la position des nœuds et la connectivité des éléments.
- Spécification et assignation des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments du modèle.
- Définition des différents cas de charges, qu'ils soient statiques ou dynamiques, et attribution de ces charges aux nœuds et aux éléments du modèle.
- Spécification des conditions aux limites, telles que les appuis ou les diaphragmes, afin de définir les contraintes auxquelles la structure est soumise.
- Lancement de l'analyse du problème et, si nécessaire, apport de corrections au modèle pour assurer sa précision.
- Visualisation des résultats obtenus, que ce soit à l'écran ou enregistrés dans des fichiers, permettant d'observer les réactions et les comportements de la structure.
- Interprétation des résultats pour évaluer les performances de la structure et en tirer des conclusions pertinentes.

La modélisation de la structure réalisée par Robot Structural Analysis 2025 est représentée

2.2.1. Résultats de la modélisation numérique

Dans notre cas, la structure est implantée en Zone IIa et appartient au groupe d'usage 2, mais elle dépasse la hauteur limite de 23 m (ou 7 niveaux). Par conséquent,

toutes les conditions requises pour l'application de la méthode statique équivalente ne sont pas satisfaites. Il est donc nécessaire d'utiliser la méthode dynamique modale spectrale en se référant au spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003 ci-dessous.

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

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associés à la catégorie du site (S2).

Sa : Accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s².

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient de la zone (tableau 4.1 du RPA 99 version 2003).

D : Facteur d'amplification dynamique.

Q : Facteur de qualité (du RPA 99 version 2003).

R : Coefficient de comportement (du RPA 99 version 2003).

W : Poids totale de la structure.

Zone IIa (Mostaganem) et Groupe d'usage 2 (ouvrage courant d'importance moyenne)

$$\mathbf{A = 0,15}$$

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 du RPA99 version 2003 en fonction du système de contreventement. Dans notre cas on a utilisé un système de portiques contreventés par des voiles.

$$R=3.5$$

Le facteur de qualité (Q) est calculé avec cette formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Le Tableau 32 résume les valeurs des pénalités.

Tableau 29. Valeurs des pénalités P_q

Critère (q)	P _q
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0,05
2. Redondance en plan	0,05
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10
	0,25

$$Q = 1,25$$

$\xi = 7 \%$ pour les portiques en béton armé avec un remplissage dense.

Facteur de correction d'amortissement (η) : $\eta = \sqrt{\frac{7}{\xi+2}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{7+2}} =$

$$0.88 > 0.7$$

Période fondamentale de la structure

Selon le RPA99, la formule de la période fondamentale est :

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 36,38 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003. $C_T = 0,05$

$$T = 0,74 \text{ s}$$

D'autre part :

$$T_x = 0.09 h_n / \sqrt{L_x} \quad \text{avec } L_x = 22,5 \text{ m} \quad \rightarrow \quad T_x = 0,69 \text{ s} \quad \text{RPA99}$$

(formule 4.7)

$$T_y = 0.09 h n / \sqrt{L_y} \quad \text{avec } L_y = 23,05 \text{ m} \quad \rightarrow \quad T_y = 0,68 \text{ s}$$

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des valeurs, d'où :

$$T_x = \min(0.74; 0.69) = 0.69 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.74; 0.68) = 0.68 \text{ s}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site. $T_2 = 0,40 \text{ s}$ (Site S_2).

Donc :

$$D_x = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \quad D_x = 1,530$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \quad D_y = 1,545$$

Calcul de poids total W de la structure

D'après le RPA 99 version 2003, le poids total de la structure $W = W_G + \beta W_P$

Le coefficient β est donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

$\beta = 0.2$ (Charge d'exploitation d'habitation et des bureaux).

$\beta = 0.4$ (Charge d'exploitation des locaux).

$$W = 88251,76 \text{ kN}$$

3. Vérifications de la structure selon les recommandations du RPA 99 version 2003

3.1. Vérification de la période

La valeur de T calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 % (Art.4.2.4.4 du RPA99 version 2003). Le Tableau 33 montre la vérification de la période.

Tableau 30. Comparaison entre la période dynamique et la période empirique

T [s]	1,3T [s]	T _{xmod} [s]	T _{ymod} [s]	Condition du RPA
0,74	0.96	0.69	0,68	Vérifiée

3.2. Vérification du taux de participation modale

Le Tableau 34 des résultats dynamique ci-dessous montre que l'absorption de 90 % de la masse n'est pas atteint et par conséquent et d'après le paragraphe 4.3.4 du RPA 99 version 2003 où il spécifie que si cette condition ne peut pas être satisfaite à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ s}$$

où N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

N= 11, alors $K \geq 3 \cdot \sqrt{11} = 9,95 \approx 10$ $T_K = 0,19 \text{ s} \leq 0.20 \text{ s}$ Condition versifiée

Tableau 31. Taux de participation modale

Mode	Période [s]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	1,07	0,00	62,80
2	1,01	63,28	62,80
3	0,67	63,29	62,80
4	0,27	80,65	62,80
5	0,26	80,65	81,67
6	0,16	80,65	81,68
7	0,12	86,89	81,68
8	0,12	86,89	88,36
9	0,08	89,75	88,36
10	0,07	89,76	88,37
11	0,07	89,76	91,47
12	0,05	91,31	91,47

3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

D'après le RPA 99 version 2003 (article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée et si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8 V/V_t$.

Le Tableau 35 donne la comparaison des calculs des efforts tranchants à la base de la structure par les deux méthodes.

Tableau 32. Vérification de l'effort tranchant à la base

Efforts Tranchants à la base	FX [kN]	FY [kN]
$V_t(x)$	7233,49	/
$V_t(y)$	/	7304,41
0,8 V(x)	7294,62	/
0,8 V(y)	/	7698,39

$$V_{t(x)} = 7233,49 < \mathbf{0,8 V_{(x)}} = 7294,62 \quad \mathbf{C V}$$

$$V_{t(y)} = 7304,41 < \mathbf{0,8 V_{(y)}} = 7698,39 \quad \mathbf{C V}$$

3.4. Vérification des déformations

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Tableau 33. Vérification des déformation

Niveaux	h (mm)	$\delta_{kx} = R \cdot \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} = R \cdot \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
10étage	3230	2	2,4	0	0	30,6	verifiée	verifiée
9étage	3230	2	2,4	0	0,1	30,6	verifiée	verifiée
8étage	3230	2	2,3	0	0	30,6	verifiée	verifiée
7étage	3230	2	2,3	0,1	0	32,3	verifiée	verifiée
6 étage	3230	1,9	2,3	0	0,1	32,3	verifiée	verifiée
5 étage	3230	1,9	2,2	0,1	0,2	32,3	verifiée	verifiée
4 étage	3230	1,8	2	0,2	0,2	32,3	verifiée	verifiée
3 étage	3230	1,6	1,8	0,2	0,2	32,3	verifiée	verifiée
2 étage	3230	1,4	1,6	0,2	0,3	32,3	verifiée	verifiée
1 étage	3230	1,2	1,3	0,2	0,3	32,3	verifiée	verifiée
rdc	4080	1	1	0,9	0,8	32,3	verifiée	verifiée
sous sol	3060	0,1	0,2	0,1	0,2	27,2	verifiée	verifiée

3.5. Vérification de l'effet P- Δ

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

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10 .$$

Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effet de l'action sismique calculés par un facteur égale 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'.

Les tableaux 37 dans le sens xx et 38 dans le sens yy confirment que les effets P- Δ peuvent être négligés dans la structure étudiée.

Tableau 34.Vérification de l'effet P- Δ sens XX

(P-Delta) - Ex							
Niveau	Heigh	P	V _x	Δ_x	Θ_x	check	
	t						
	Mm	Kn	kN	m	0,014		
				m	1		
ETAGE10	3230	88251,7	9118,2	0,2	0,000	NO	P-
		6	8		6	DELTA	
ETAGE9	3230	79082,0	9057,8	1	0,002	NO	P-
		9	8		7	DELTA	
ETAGE8	3230	70921,3	8698,8	1,2	0,003	NO	P-
		4			0	DELTA	
ETAGE7	3230	63416,1	8230,0	1,4	0,003	NO	P-
		3	9		3	DELTA	
ETAGE6	3230	55922,3	7672,0	1,6	0,003	NO	P-
		9	9		6	DELTA	
ETAGE5	3230	48564,3	7067,7	1,8	0,003	NO	P-
		5	4		8	DELTA	
ETAGE4	3230	41206,3	6446,4	1,9	0,003	NO	P-
			4		8	DELTA	
ETAGE3	3230	33962,3	5812,5	2	0,003	NO	P-
		5	7		6	DELTA	
ETAGE2	3230	26903,8	5143,2	2	0,003	NO	P-
		1	4		2	DELTA	
ETAGE1	3230	19845,2	4341,1	2	0,002	NO	P-
		6	3		8	DELTA	
RDC	4080	12875,4	3315,2	2	0,001	NO	P-
		5	1		9	DELTA	
Sous sol	3060	6049,84	1884,2	2	0,002	NO	P-

			2		1	DELTA
--	--	--	---	--	---	-------

Tableau 35.Vérification de l'effet P- Δ sens YY

(P-Delta) - Ey							
Niveau	Heigh	P	Vy	Δy	Θy	check	
	t						
	Mm	kN	kN	m	0,014		
				m	1		
ETAGE10	3230	88251,7 6	9622,9 9	0,3	0,000 9	NO	P- DELTA
ETAGE9	3230	79082,0 9	9516,4 1	1	0,002 6	NO	P- DELTA
ETAGE8	3230	70921,3 4	9084,6 4	1,3	0,003 1	NO	P- DELTA
ETAGE7	3230	63416,1 3	8540,3 1	1,6	0,003 7	NO	P- DELTA
ETAGE6	3230	55922,3 9	7929,6 9	1,8	0,003 9	NO	P- DELTA
ETAGE5	3230	48564,3 5	7282,3	2	0,004 1	NO	P- DELTA
ETAGE4	3230	41206,3	6632,6 3	2,2	0,004 2	NO	P- DELTA
ETAGE3	3230	33962,3 5	6006,5 7	2,3	0,004 0	NO	P- DELTA
ETAGE2	3230	26903,8 1	5341,7 4	2,3	0,003 6	NO	P- DELTA
ETAGE1	3230	19845,2 6	4545,3 3	2,4	0,003 2	NO	P- DELTA

RDC	4080	12875,4	3510,3	2,4	0,002	NO	P-
		5	5		2	DELTA	
Sous sol	3060	6049,84	1994,0	2,3	0,002	NO	P-
			4		3	DELTA	

3.6. Vérification de la condition des charges verticales du système de contreventement

Le système de contreventement choisi est "voiles porteurs" avec $R = 3,5$, donc les voiles doivent reprendre plus de 20 % des charges verticale et dont les résultats du Tableau 39 le confirme.

Tableau 36. Taux des charges verticales portées par les voiles

Niveaux	F_z sur les poteaux [kN]	F_z sur les voiles [kN]	% Repris par les voiles
10 étage	36382,66	51869,09	58,77
9 étage	54741,8	24340,29	30,78
8 étage	45925,3	24996,04	35,24
7 étage	40188,97	23227,16	36,63
6 étage	34574,91	21347,48	38,17
5 étage	29793,26	18771,09	38,65
4 étage	25393,76	15812,55	38,37
3 étage	19903,72	14058,64	41,39
2 étage	15426,92	11476,88	42,66
1 étage	11465,04	8380,22	42,23
RDC	7135,24	5740,21	44,58
S-sol	3093,74	2956,11	48,86

Conclusion

L'analyse dynamique a permis d'évaluer la capacité du bâtiment à faire face au risque sismique, en procédant à diverses vérifications visant à garantir une conception capable de résister efficacement à ce type de sollicitations. Une configuration optimale des voiles assurant le contreventement du bâtiment a été adoptée, tout en respectant scrupuleusement les prescriptions du RPA 99, version 2003. Les résultats

obtenus montrent que le bâtiment analysé satisfait pleinement l'ensemble de ces exigences.

Chapitre 06

Etude des éléments structuraux

1. Poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- G : Charges permanentes ;
- Q : Charges d'exploitations ;
- E : Efforts sismiques.

Combinaisons prises en compte :

BAEL 91 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires ;

$$1.35G + 1.5Q \rightarrow \text{E.L.U.}$$

$$G + P \rightarrow \text{E.L.S.}$$

RPA99 (version 2003) : Combinaisons accidentelles ;

$$0.8 \times G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

Les sollicitations des poutres :

On distingue trois types des poutres :

Poutres principales : (30×50) cm².

Poutres secondaires : (30×40) cm².

A l'aide du fichier des résultats donnés par le logiciel "Robot Structural Analysis", on obtient les résultats suivants :

Tableau 37. Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants

Types	État limite ultime (E.L.U)		État limite service (E.L.S)		Situation accidentale		Efforts tranchant T [KN]
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	
Pouters principaux (30×50)	131.98	130.93	96.21	95.43	101.75	100.92	301.98
Pouters secondaires (30×40)	111.83	111.03	81.61	81.02	85.77	78.16	265,46

1.2. Le ferrailage du poutre

1.2.1. Armatures longitudinales

Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :

$$\text{Pouters principaux (30×50): } A_{min} = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pouters secondaires (30×40): } A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Conditions imposées par le BAEL.91 :

$$\text{Pouters principaux (30×50): } A_{min} = 0.23 \times 30 \times 45 \times \frac{2.1}{400} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pouters secondaires (30×40): } A_{min} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Exemple de calcul : Pouters principaux (30×50)cm²_μ

➤ En travée :

Etat limite ultime (E.L.U.)

$$M_t^U = 131.98 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{131.98 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times 45^2} = 0.153$$

$$\mu = 0.153 < \mu_0 = 0.392 \Rightarrow A'N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.208$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.92$$

Détermination des armatures

$$A_t^U = \frac{M_t^U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{131.98 \times 10^3}{348 \times 0.92 \times 45} = 9.16 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (E.L.S.)

$$M_t^{\text{ser}} = 96.21 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{--flexion simple} \\ \text{--section rectangulaire sans } A' \\ \text{--Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{avec : } \gamma = \frac{M_t^U}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{131.98}{96.21} = 1.37$$

$$\frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.237 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \text{les armatures calculées à E. L. U. seront maintenues.}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

Situation accidentelle (ACC)

$$M_t^{\text{acc}} = 101.75 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{101.75 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times 45^2} = 0.117$$

$$\mu = 0.117 < \mu_0 = 0.392 \Rightarrow A'N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.156$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.94$$

Détermination des armatures

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{101.75 \times 10^3}{400 \times 0.94 \times 45} = 6.01 \text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 9.16 \text{cm}^2$$

Choix des armatures

$$6T14 A = 9.24 \text{ cm}^2$$

➤ En appuis

Etat limite ultime (E.L.U.)

$$M_a^U = -130.93 \text{KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a^U}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{130.93 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times 45^2} = 0.152$$

$$\mu = 0.152 < \mu_0 = 0.392 \Rightarrow A'N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.207$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.92$$

Détermination des armatures

$$A_a^U = \frac{M_a^U}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{130.93 \times 10^3}{348 \times 0.92 \times 45} = 9.08 \text{cm}^2$$

Etat limite de service (E.L.S.)

$$M_a^{ser} = -95.43 \text{KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{-- flexion simple} \\ \text{-- section rectangulaire sans } A' \\ \text{-- Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\text{avec : } \frac{M_a^U}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{130.93}{95.43} = 1.37$$

$$\frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.237 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$ } les armatures calculées à E. L. U. seront maintenues.
Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour σ_s)

Situation accidentelle (ACC)

$$M_a^{\text{acc}} = -100.92 \text{KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{100.92 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times 45^2} = 0.116$$

$$\mu = 0.116 < \mu_0 = 0.392 \Rightarrow A'N' \text{ existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.154$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.94$$

Détermination des armatures

$$A_a^{\text{acc}} = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{100.92 \times 10^3}{400 \times 0.94 \times 45} = 5.96 \text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{acc}}; A_{\text{min}}) = 9.08 \text{cm}^2$$

Choix des armatures

$$6\text{T}14 \text{ A} = 9.24 \text{cm}^2$$

1.3. Vérification de l'effort tranchant

$$T_U^{\text{max}} = 477.57 \text{KN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$T_U \leq 0.267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9d = 0.9 \times 36 = 32.4 \text{cm}$$

$$T_U = 477570 \leq 0.267 \times 32.4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810N$$

→ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_L = 12.31 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(301980 + \frac{131.98}{0.9 \times 45} \right) \times 10^{-2} = 8.68 \text{ cm}^2$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_U^{max}}{b \times d} = \frac{301980}{30 \times 45 \times 100}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 2.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ → Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{lmin} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.2 \right) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm de nuance d'acier FeE235} \Rightarrow 4\phi_8 \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 (2 \text{ cadre})$

L'espacement des armatures transversales :

Selon BAEL91 :

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

Donc :

Tableau 38. tableau récapitulatif de ferrillages des poutres.

Type des poutres	Amin [cm ²]		R.P.A.	Acal [cm ²]	Barres choisies	Acor [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
	B.A.E.L.						
Poutres principaux (30X50)	Travées	1.6	7.5	9.16	6T14	9.24	56
	Appuis	1.6	7.5	9.08	6T14	9.24	56
Poutres secondaires (30X40)	Travées	1.3	6	6.10	6T12	6.79	48
	Appuis	1.3	6	6.10	6T12	6.79	48

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 235}{30 \times (2.76 - 0.3 \times 2.1)} = 15.91 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 36; 40) \text{ cm} = 32.4 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 (version 2003) :

- Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4\right) = 10 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 15 \text{ cm en zone courante.} \\ \delta_t = 10 \text{ cm en zone nodale} \end{array} \right.$$

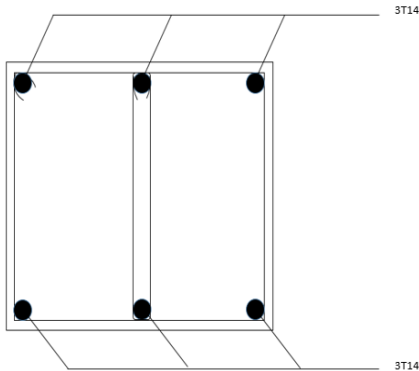
Vérification des armatures transversales :

- **Zone nodale :**

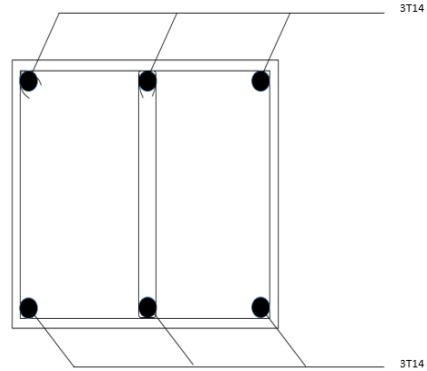
$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9\text{cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

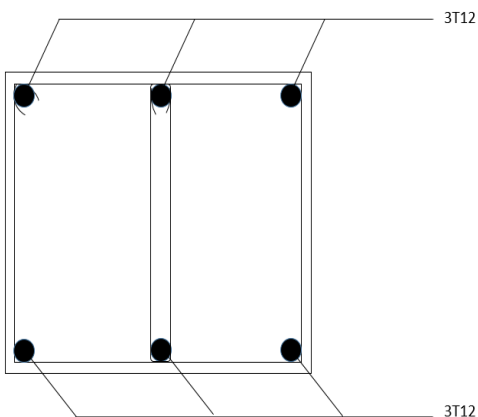


En Travées

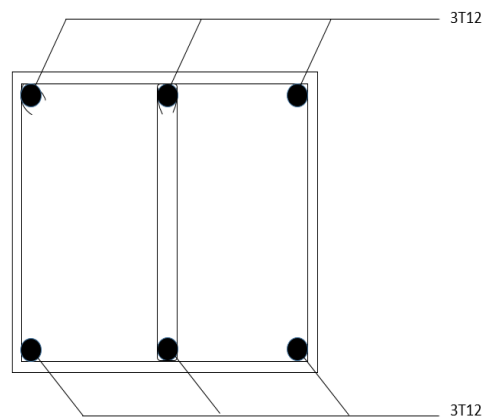


En appuis

Figure 32.Schéma de ferrailage de la poutre principale (30 x 50) cm².



En Travées



En appuis

Figure 33.Schéma de ferrailage de la poutre socandaire (30 x 40) cm²

2. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens (My et Mz), donc les poteaux sont sollicités en flexion composée déviée. La section d'acier est calculée en prenant en compte les trois types de sollicitations suivants :

- Effort normal maximal et le moment fléchissant correspondant.
- Effort normal minimal et le moment fléchissant correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.
- Effort normal minimal et le moment fléchissant correspondant.

Recommandations pour les poteaux selon le RPA 99 version 2003

Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de 0.8% (zone IIa).

Ferraillage maximum est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

la longueur minimale des recouvrements est 40ϕ (zone IIa).

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en

zone IIa.

Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

La valeur de ρ_a est pris égale à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

t : Espacement des armatures transversales.

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme :

Dans la zone nodale : $t \leq (10\phi; 15\text{cm})$ (zone IIa)

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi$ (zone IIa)

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t b_1}$ est donnée comme suit :

0,3 % si $\lambda_g \geq 5$

0,8 % si $\lambda_g \leq 3$

Si $3 < \lambda_g < 5$: Interpolation entre les valeur limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t$.

2.2.Ferraillage des poteaux

Pour chaque combinaison d'efforts internes, la section d'acier est déterminée afin de garantir la résistance et la stabilité adéquates du poteau.

Les combinaisons fondamentales selon le BAEL 91:

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

ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelles selon le RPA version 2003 :

$G + Q \pm E$

$0,8 G \pm E$

Les moments fléchissants et les efforts tranchants des poteaux sont pris depuis Robot Structural Analysis Professionnal 2022 et les résultats sont regroupées dans le **Tableau 39** : ci dessous.

Tableau 39.Sollicitations des poteaux

Poteaux/Combinaisons	Sollicitations	
65×65cm ²	ELU	$N_{x \max} = 5040,47\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 240,33$ kN.m ; $M_{z \text{ corr}} = 296,34\text{kN.m}$ $M_{y \max} =$ $423,45\text{kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 444,42\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}}$ $= 260,29\text{kN}$. $M_{z \max} = 565,19\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 290,02 \text{ kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} =$ $437,02\text{kN}$
	ELS	$N_{x \max} = 3678,23\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 211,17$ kN.m ; $M_{z \text{ corr}} = 95,43\text{kN.m}$ $M_{y \max} =$ $323,91\text{kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 100,92\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}}$ $= 318,52\text{kN}$. $M_{z \max} = 101,75\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 10,82\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} =$ $189,92\text{kN}$
	ACC	$N_{x \max} = 4402,27\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 209,44$ kN.m ; $M_{z \text{ corr}} = 171,71\text{kN.m}$ $M_{y \max} =$ $334,37\text{kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 212,90\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}}$ $= 530,39\text{kN}$. $M_{z \max} = 296,34\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 176,59\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} =$ $440,87\text{kN}$
55×55cm ²	ELU	$N_{x \max} = 1986,96\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} =$ $608,34\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 275,13\text{kN.m}$ $M_{y \max} = 617,09\text{kN}$; $M_{z \text{ corr}} =$ $419,04\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 370,60\text{kN}$. $M_{z \max} = 424,67\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} =$ $400,42\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 364,30\text{kN}$
	ELS	$N_{x \max} = 1450,95\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} =$ $443,79\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 269,65\text{kN.m}$

		$M_{y \max} = 450,19 \text{ kN}; M_{z \text{ corr}} = 305,70 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 270,36 \text{ kN}.$ $M_{z \max} = 309,76 \text{ kN.m}; M_{y \text{ corr}} = 317,00 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 265,76 \text{ kN}$
	ACC	$N_{x \max} = 1653,40 \text{ kN}; M_{y \text{ corr}} = 538,03 \text{ kN.m}; M_{z \text{ corr}} = 271,11 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 572,29 \text{ kN}; M_{z \text{ corr}} = 295,16 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 343,75 \text{ kN}.$ $M_{z \max} = 303,22 \text{ kN.m}; M_{y \text{ corr}} = 349,62 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 178,14 \text{ kN}$
50×50cm ²	ELU	$N_{x \max} = 1307,71 \text{ kN}; M_{y \text{ corr}} = 140,83 \text{ kN.m}; M_{z \text{ corr}} = 9,25 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 173,71 \text{ kN}; M_{z \text{ corr}} = 117,98 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 581,61 \text{ kN}.$ $M_{z \max} = 176,59 \text{ kN.m}; M_{y \text{ corr}} = 10,76 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 249,32 \text{ kN}$
	ELS	$N_{x \max} = 1120,98 \text{ kN}; M_{y \text{ corr}} = 221,65 \text{ kN.m}; M_{z \text{ corr}} = 144,30 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 231,50 \text{ kN}; M_{z \text{ corr}} = 210,59 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 502,60 \text{ kN}.$ $M_{z \max} = 276,49 \text{ kN.m}; M_{y \text{ corr}} = 120,87 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 130,64 \text{ kN}$
	ACC	$N_{x \max} = 1038,23 \text{ kN}; M_{y \text{ corr}} = 149,29 \text{ kN.m}; M_{z \text{ corr}} = 178,21 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 260,08 \text{ kN}; M_{z \text{ corr}} = 224,41 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 499,11 \text{ kN}.$ $M_{z \max} = 275,66 \text{ kN.m}; M_{y \text{ corr}} = 47,61 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 180,16 \text{ kN}$
40×40cm ²	ELU	$N_{x \max} = 951,12 \text{ kN}; M_{y \text{ corr}} =$

		$132,38\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 158,44\text{kN.m}$ $M_{y \text{ max}} = 374,28 \text{ kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 142,57\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 277,79\text{kN}$. $M_{z \text{ max}} = 253,41\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 232,04\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 151,47\text{kN}$
	ELS	$N_{x \text{ max}} = 815,19\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 180,17\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 151,78\text{kN.m}$ $M_{y \text{ max}} = 210,76\text{kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 395,79\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 121,51\text{kN}$. $M_{z \text{ max}} = 403,66\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 104,67\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 102,30\text{kN}$
	ACC	$N_{x \text{ max}} = 924,50\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 217,37\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 162,75\text{kN.m}$ $M_{y \text{ max}} = 387,61\text{kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 388,47\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 127,84\text{kN}$. $M_{z \text{ max}} = 395,79\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 115,14\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 82,19\text{kN}$
$30 \times 30\text{cm}^2$	ELU	$N_{x \text{ max}} = 93,83\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 69,62\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 56,77\text{kN.m}$ $M_{y \text{ max}} = 62,43\text{kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 60,42\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 24,94\text{kN}$. $M_{z \text{ max}} = 80,78\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 74,65\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 38,14\text{kN}$
	ELS	$N_{x \text{ max}} = 55,25\text{kN}$; $M_{y \text{ corr}} = 76,66\text{kN.m}$; $M_{z \text{ corr}} = 51,33\text{kN.m}$ $M_{y \text{ max}} = 93,34\text{kN}$; $M_{z \text{ corr}} = 68,09\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 49,57\text{kN}$. $M_{z \text{ max}} = 75,73\text{kN.m}$; $M_{y \text{ corr}} = 39,03\text{kN.m}$; $N_{x \text{ corr}} = 10,78\text{kN}$

	ACC	$N_{x \max} = 91,92 \text{ kN}; M_{y \text{ corr}} = 36,55$ $\text{kN.m}; M_{z \text{ corr}} = 28,42 \text{ kN.m}$ $M_{y \max} = 43,72 \text{ kN}; M_{z \text{ corr}} = 66,75 \text{ kN.m};$ $N_{x \text{ corr}} = 23,24 \text{ kN.}$ $M_{z \max} = 67,77 \text{ kN.m}; M_{y \text{ corr}} =$ $83,75 \text{ kN.m}; N_{x \text{ corr}} = 16,63 \text{ kN}$
--	-----	--

Calcul des armatures

(Exemple de calcul du poteau $(65 \times 65) \text{ cm}^2$)

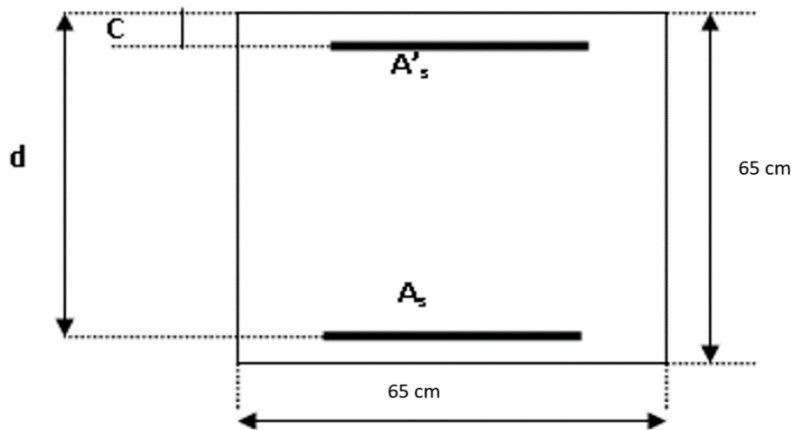


Figure 34. Coupe du poteau $65 \times 65 \text{ cm}^2$

Les armatures longitudinales

Condition de non fragilité :

$$\text{Selon B.A.E.L91 : } A_{\min} = \max\left(0.2 \times \frac{a \times b}{100}; \frac{8(a+b)}{100}\right)$$

Selon RPA 99 : $A_{\min} \geq 0,008 \times a \times b$

$$b = 65 \text{ cm} \quad h = 65 \text{ cm} \quad d = 58.5 \text{ cm}$$

$$N_{\max} = 5040,47 \text{ kN}$$

$$M_{y \text{ corr}} = 240,33 \text{ kN.m}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{240,33 \times 100}{5040,33} = 4.76$$

$$\frac{h}{12} = \frac{65}{12} = 5.41$$

$e_1 < \frac{h}{12} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve dans le noyau central la section sera calculée en compression simple.

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 408 = 285.6 \text{ cm (Bâtiment a étage multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\lambda = 3.75 \times \frac{285.6}{65}$$

$$\lambda = 16.48 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.83$$

$$Br = (65-2) (65-2) = 3969 \text{ cm}^2$$

$$As \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

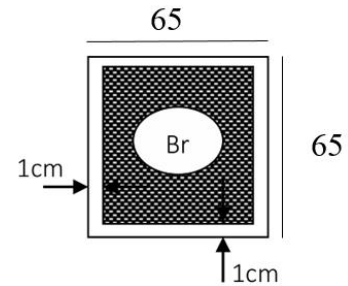


Figure 35. Section réduite du béton

$$As = - 157,6 \text{ cm}^2$$

On prend $As = 0$

$$A_{min} = \text{Max} \left(8 \times \frac{(a+b)}{100}; \frac{0.2}{100} (a \times b) \right)$$

$$A_{min} = \text{Max}(10.4; 8.45) = 10.4 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{max} (As, A_{min}) = A_{min} = 10.4 \text{ m}^2$$

Tous les calculs des autres cas sont faits de la même méthode alors on a utilisé Robot Expert 2010

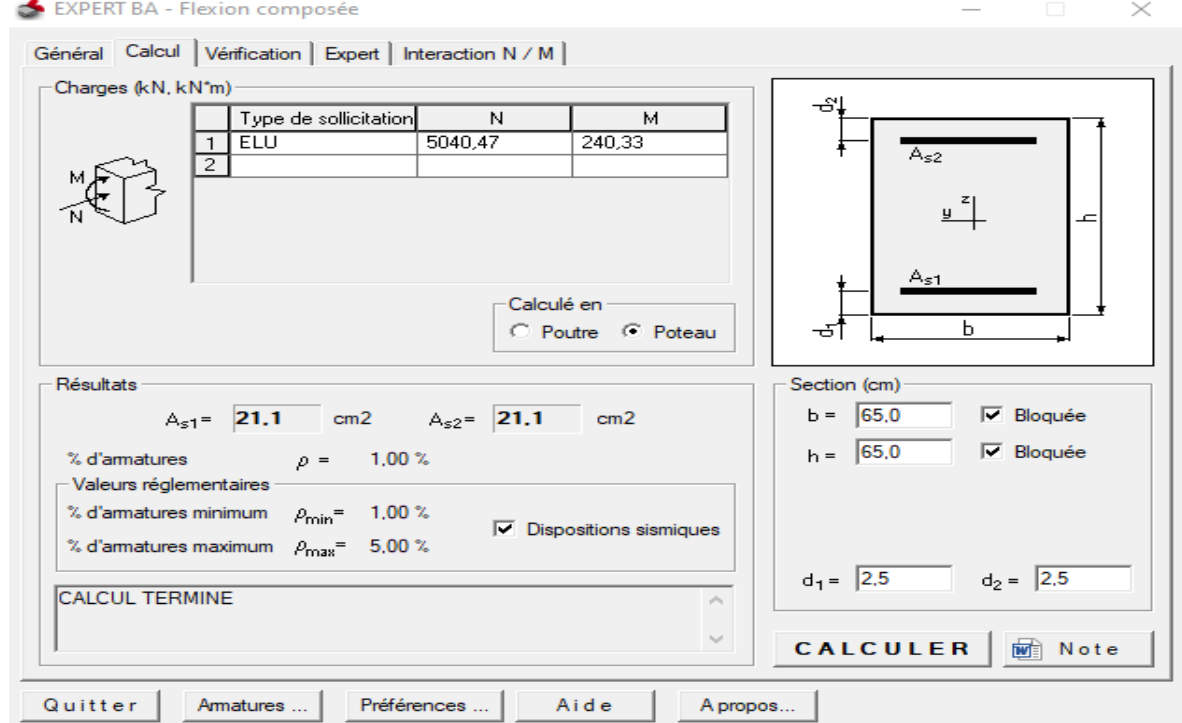


Figure 36.Exemple de calculs en utilisant le Robot Expert

Tableau 40.Les résultats du ferrailage de tous les poteaux sont représentés dans le tableau

	poteau (65×65) [cm ²]	poteau (55×55) [cm ²]	poteau (50×50) [cm ²]	poteau (40×40) [cm ²]	poteau (30×30) [cm ²]
A _{calc max} (cm ²)	21.1	18.1	12.5	11.7	6.6
A _{min} (BAEL) (cm ²)	10.4	8.8	8	6.4	4.8
A _{min} (RPA) (cm ²)	21.1	15.12	12.5	8	4.5
Ferrailage choisie	8T16+4T14	8T16+2T12	6T16+2T12	8T14	6T12
Section de ferrailage choisie (cm ²)	22.24	18.34	14.32	12.31	6.79

Les armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{66.95 \times 10^3}{65 \times 58.5 \times 100} = 0.176$$

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

$\tau_u = 0.176 < \bar{\tau}_u = 4MPa \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \frac{1}{3} \times \phi_l \Rightarrow \phi_t \leq \frac{1}{3} \times 20 = 6.66mm$$

On prend : $\phi_t = 8mm$ de nuance d'acier FeE235

Figure 35 : Schéma de ferrailage de la poteau :

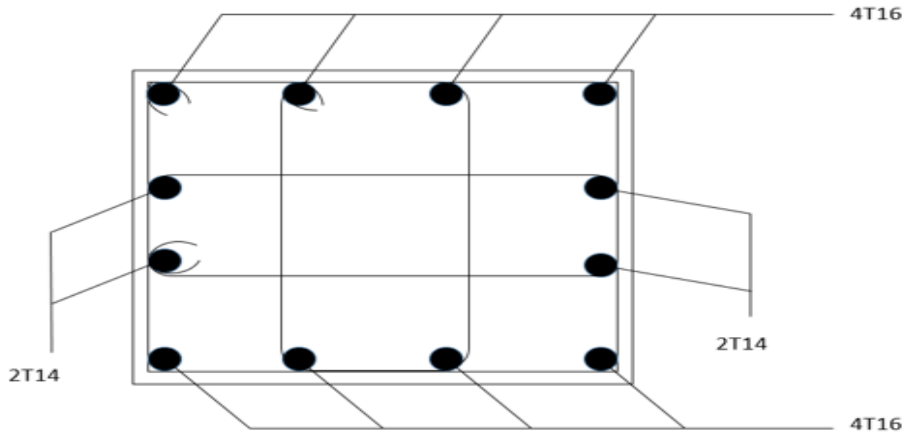


Figure 37. Schéma de ferrailage de la poteau (65 x 65) cm².

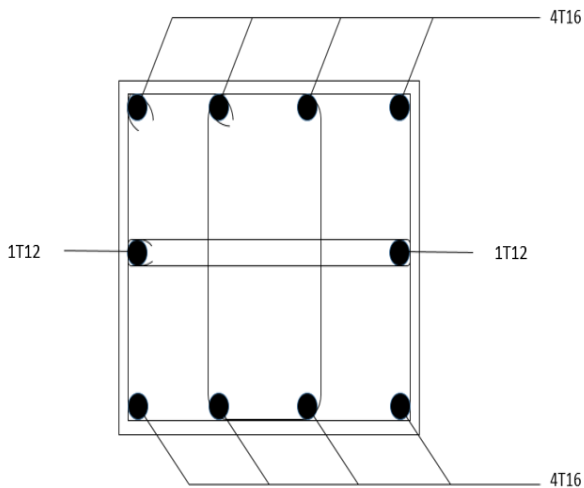


Figure 38. Poteau (55 x 55) cm².

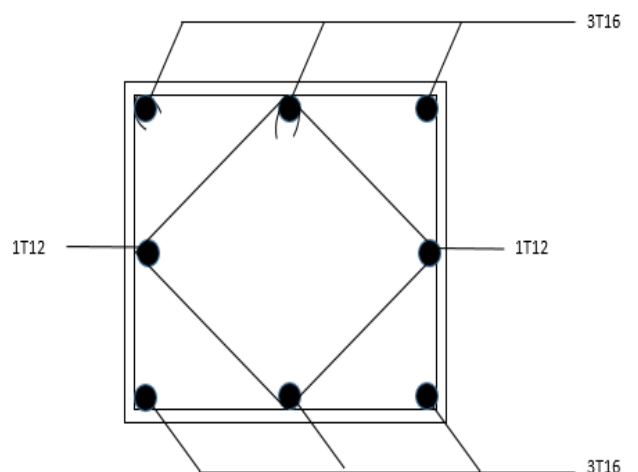


Figure 39. Poteau (50 x 50) cm².

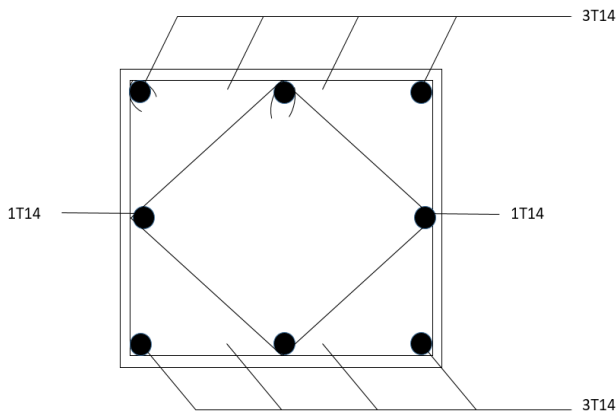


Figure 40. Poteau (40x40)cm²

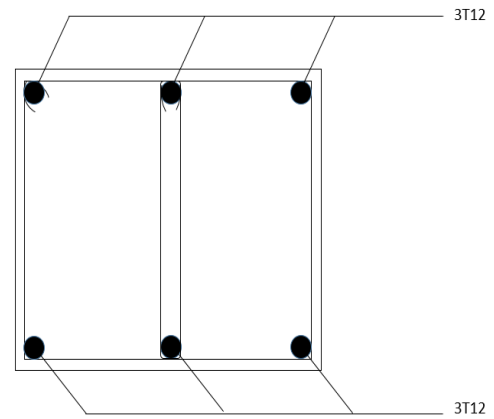


Figure 41. Poteau (30x30)cm².

Espacement des armatures transversales :

D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)

- Zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_{lmin} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm} \Rightarrow \delta_t = 15\text{cm}$$

- Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12.\phi\right) = \min\left(\frac{65}{4}; 12; 1.4\right) = 10\text{cm}$$

$$\delta_t \leq \min(10\phi_{lmin}; 15\text{cm}) = (10 \times 1.2; 15) = 12\text{cm} \Rightarrow \delta_t = 10\text{cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\phi_{lmax} = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$

3. Les voiles

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement
- Voile périphérique du sous-sol.

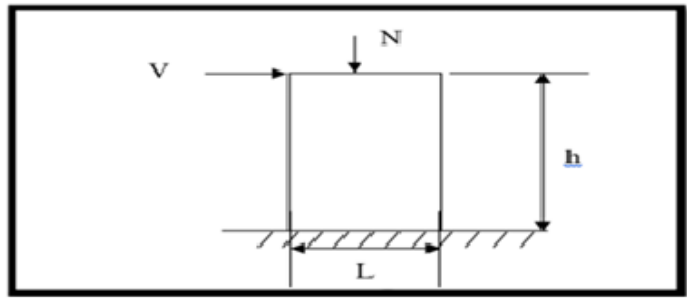


Figure 42. Schéma d'un voile

Voiles de contreventement :

Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G \pm Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} [\text{RPA99/2003/. 5. 2}]$$

Condition le Règlement Parasismique Algérienne version 2003/7.7.4.1 :

Armatures minimales :

A chacune des extrémités du voile $AV \geq 4HA10$.

En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_2 = [L \times e \times 0,15\%] - 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1 ; A_2).$$

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des force verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Espacement des barres verticales :

$$S = \min (1,5 \times a ; 30 \text{ cm}) \text{ en zone courante ;}$$

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile (voir figure ci-dessous). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

Le diamètre des barres verticales du voile : $d_b \leq (l_v \times e) / 10$

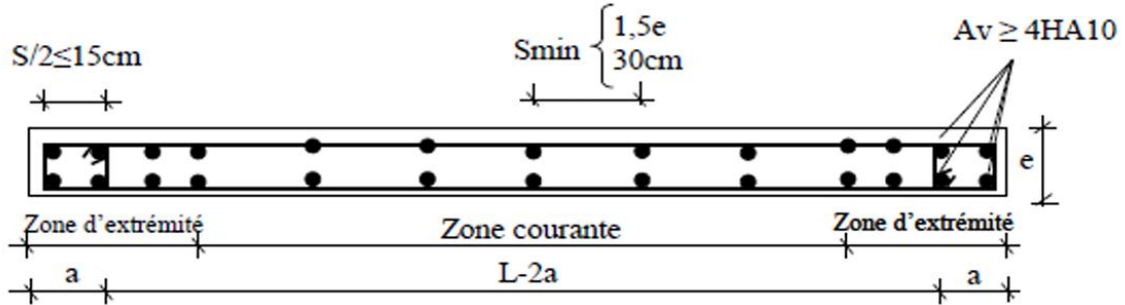


Figure 43. disposition des armatures verticales dans les voiles.

A l'aide du fichier des résultats obtenus à partir du logiciel Robot Structural analysis Professional 2022, on obtient les sollicitations suivantes :

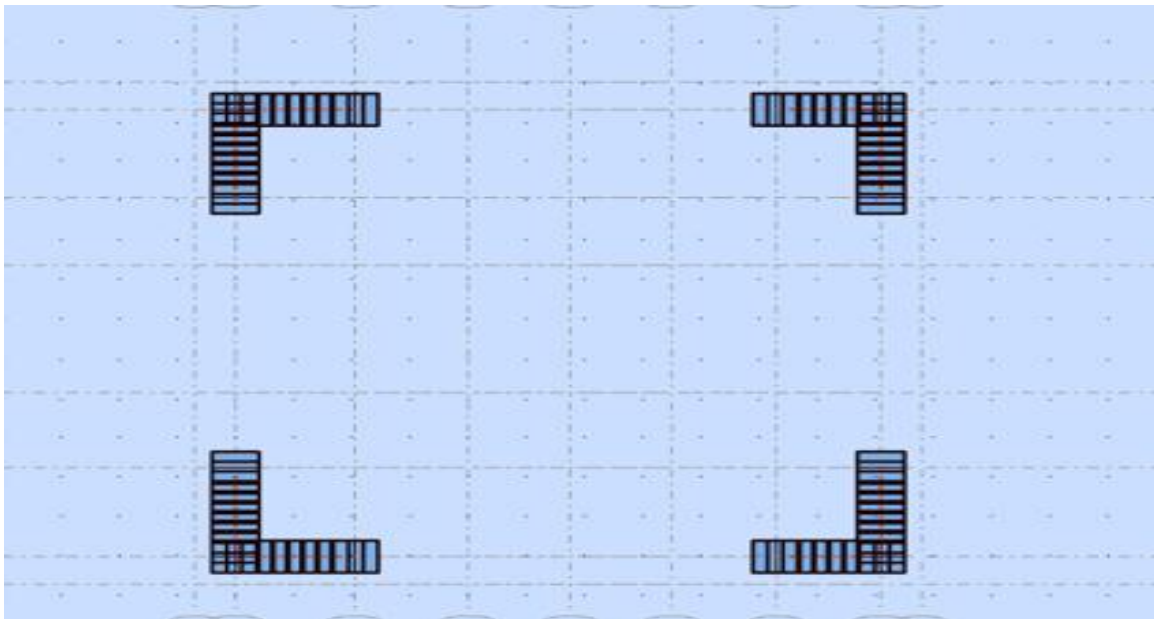


Figure 44. Typologie des voiles étudiés

Tableau 41. Tableau récapitulatif des sollicitations

Etat	sollicitation		Sens X-X	Sens Y-Y
ELU	Cas1	N max (KN)	307.47	399.91
		M corr (KN.m)	45.00	80.00

	Cas2	N min (KN)	-535.42	-3215.60
		M corr (KN.m)	-22.50	-40.00
	Cas 3	N corr (KN)	26.51	98.60
		M max (KN.m)	144.12	211.12
ACC	Cas1	N max (KN)	486.30	1909.56
		M corr (KN.m)	34.00	65.00
	Cas2	N min (KN)	-795.62	-3274.84
		M corr (KN.m)	-17.00	-32.50
	Cas3	N corr (KN)	115.00	181.43
		M max (KN.m)	114.79	183.06

Calcul du ferrailage : Pour le calcul du ferrailage, on a pris le voile plus défavorable comme modèle de calcul d'après logiciel Robot Structural Analysis Professional 2022 :

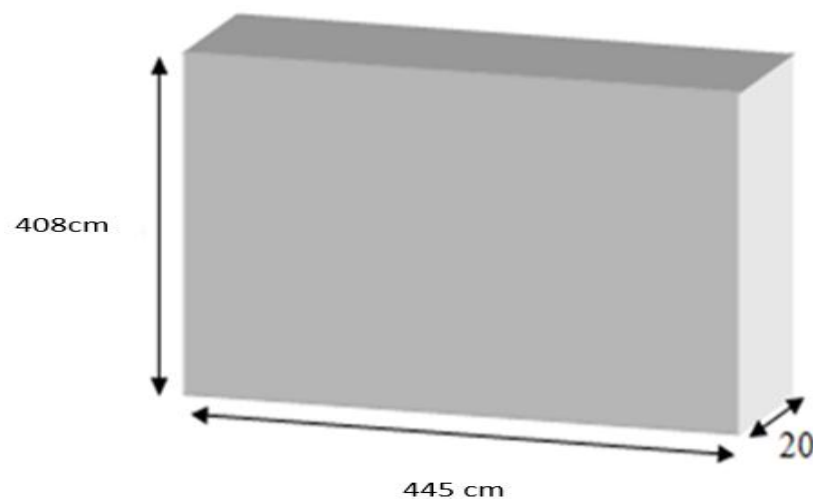
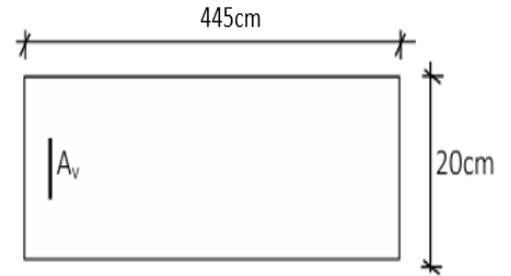


Figure 45.Schéma du voile plus défavorable**Sens-X-X :**

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} N_y = 486.30 \text{KN} \\ M_x = 34 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$e = \frac{34}{486.30} \times 100 = 6.99 \text{cm} \leq \frac{h}{2} = 10 \text{cm}$$

**Figure 46.**Section de calcul

- Les caractéristiques géométriques du voile :

$$\begin{cases} \text{I: inertie du voile} \\ \Omega: \text{surface en plan du voile} \\ v: \text{la position de l'axe neutre} \end{cases}$$

$$I = \frac{0.2 \times 4.45^3}{12} = 1.47 \text{m}^4$$

$$\Omega = 0.2 \times 4.45 = 0.89 \text{m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = 2.23 \text{m}$$

Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{486.30}{0.89} + \frac{34 \times 2.23}{1.47} = 597.98 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{486.30}{0.89} - \frac{34 \times 2.23}{1.47} = 494.83 \text{KN/m}^2$$

 $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée
Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 445 \times 20 = 13.35 \text{cm}^2$$

$$A_{\min}/ml = \frac{13.35}{2 \times 4.45} = 1.5 \text{ cm}^2 \text{ par face par ml}$$

Choix des armatures :

$$5T10 \rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2$$

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

Armature horizontale :

D'après le RPA99 (version 2003) :

- $AH \geq 0.15\%$. $B = 0.15\% \times 20 = 3 \text{ cm}^2$ en zones critiques
- $AH \geq 0.10\%$. $B = 0.10\% \times 20 = 2 \text{ cm}^2$ en zones courante.

L'espacement minimal des barres verticales et horizontales :

Selon RPA99 (version 2003) :

$$S \leq \min(1.5x_a ; 30 \text{ cm})$$

$S \leq \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30 \text{ cm}$

Donc, on adoptera un espacement : $S = 25 \text{ cm}$.

Calcul des armatures transversales :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 4.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b \times d} \text{ avec : } \bar{T} = 1.4T$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 77920}{(20 \times 18 \times 100)} = 3.03 \text{ MPa}$$

Espacement des armatures transversales :

$$S \leq \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement : $S = 20 \text{ cm}$.

Armatures transversales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28} \times K}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

$$\begin{cases} K = 0 \text{ (Pas de reprise de bétonage)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28} \times K}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b \times S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{3.03}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 3.37 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{tmin}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min\left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right]$$

$$\Rightarrow A_{tmin} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{3.03}{2} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{tcal}; A_{tmin})$$

$$A_t = \text{Max}(3.37; 1.52) \text{ cm}^2 = 3.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 5T10 \Rightarrow A_t = 3.93 \text{ cm}^2$$

Sens Y-Y:

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} N_x = 1909.56 \text{ KN} \\ M_y = 65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e = \frac{65}{1909.56} \times 100 = 3.40 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} = 10 \text{ cm}$$

• Les caractéristiques géométriques du voile :

$$\begin{cases} \mathbf{I} : \text{inertie du voile} \\ \Omega : \text{surface en plan du voile} \\ v : \text{la position de l'axe neutre} \end{cases}$$

$$I = \frac{0.2 \times 4.45^3}{12} = 1.47 \text{ m}^4$$

$$\Omega = 0.2 \times 4.45 = 0.89 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = 2.23 \text{ m}$$

Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{1909.56}{0.89} + \frac{65 \times 2.23}{1.47} = 2244.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{1909.56}{0.89} - \frac{65 \times 2.23}{1.47} = 2046.97 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée

Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 445 \times 20 = 13.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/ml = \frac{13.35}{2 \times 4.45} = 1.5 \text{ cm}^2 \text{ par face par ml}$$

Choix des armatures :

$$5T10 \rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2$$

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

Armature horizontale :

D'après le RPA99 (version 2003) :

- $AH \geq 0.15\%$. $B = 0.15\% \times 20 = 3 \text{ cm}^2$ en zones critiques
- $AH \geq 0.10\%$. $B = 0.10\% \times 20 = 2 \text{ cm}^2$ en zones courante.

L'espacement minimal des barres verticales et horizontales :

Selon RPA99 (version 2003) :

$$S \leq \min(1.5x_a ; 30 \text{ cm})$$

$S \leq \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30 \text{ cm}$

Donc, on adoptera un espacement : $S = 25 \text{ cm}$.

Calcul des armatures transversales :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 4.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b \times d} \text{ avec : } \bar{T} = 1.4T$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 77920}{(20 \times 18 \times 100)} = 3.03 \text{ MPa}$$

Espacement des armatures transversales :

$$S \leq \min (1,5 \times 20; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

Armatures transversales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28} \times K}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad [\text{CBA93/A.5.1.2.3}].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 0 (\text{Pas de reprise de betonage}) \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28} \times K}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \times b \times S_t$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{3.03}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 3.37 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{t\min}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{t\min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{3.03}{2} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{t\text{cal}}; A_{t\min})$$

$$A_t = \text{Max} (3,37 ; 1,52) \text{ cm}^2 = 3,37 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T10 $\Rightarrow A_t = 3.93 \text{ cm}^2$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci – après :

	A_t (cm^2)	Choix	A_t (cm^2)	S_t (cm^2)
Voile	3,37	5T10	3.93	20

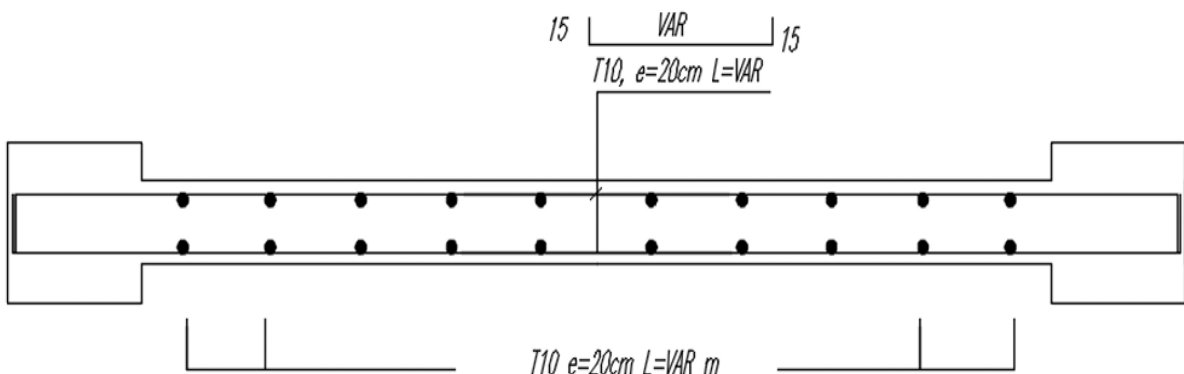


Figure 47.Ferrailage des voiles

Chapitre 07

Etude de L'infrastructure

1. Introduction

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes:

- Réalisée l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurent la liaison avec le sol et repartissent les efforts.
- Elles jouent un rôle d'appuis.
- Limitée les tassements différentielle a une valeur acceptable.

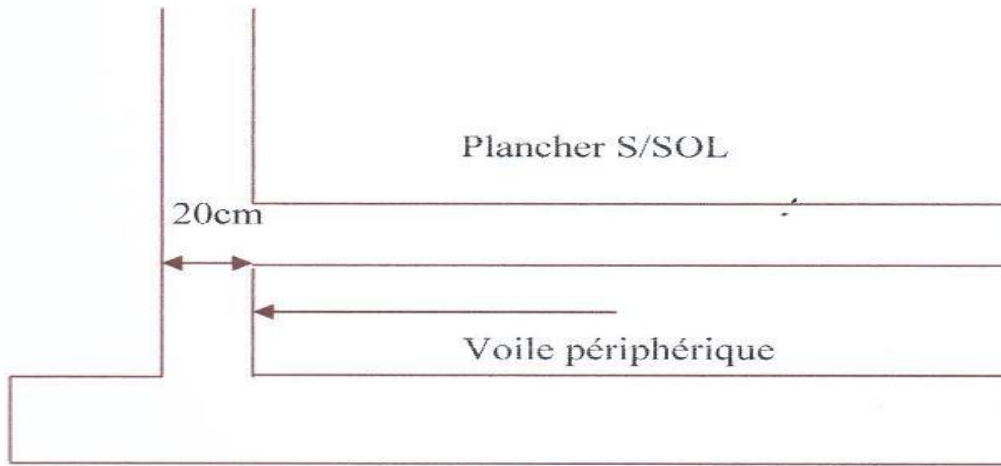
2. Voile périphérique

Une voile périphérique est prévue entre la fondation et le niveau du plancher RDC. D'après le (RPA99/V2003), le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armatures sont constitués des nappes, le pourcentage minimal est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

2.1. Dimensionnement

On adopte une épaisseur de 20cm



2.2.Calcul des armatures

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre cotes.

Dans notre cas, le voile n'est pas plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

Armatures longitudinales :

- ⇒ Les armatures longitudinales ont une section $A_L \geq 0.10\%$ (pour les deux nappes) dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de 40ϕ pour le renforcement des angles.
- ⇒ $A_L \geq 0.10\% \times b \times L = 0.0010 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on adaptera 5HA8/ml: $S_t = 20 \text{ cm}$. Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

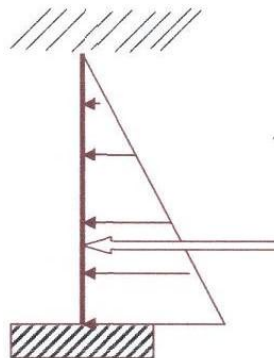


Figure 48. Schéma statique de voile périphérique

$$h = 3,06 \text{ m}$$

φ : L'angle du frottement de remblai.

$$\varphi = 10^\circ$$

γ_d : Poids spécifique du remblai.

$$\gamma_d = 1.85 \text{ t/m}^2$$

K_a : Coefficient de poussée (surface horizontale).

$$K = 0.7$$

Calcul de la force de poussée :

$$P = (1/2) K_a \cdot \gamma_d \cdot (H)^2$$

$$P_i = 0.5 \times 0.7 \times 18 \times$$

$$(3.06)^2$$

$$P_i = 58.991 \text{ KN/ml}$$

Evaluation des sollicitations :

Le ferrailage étant pour la dalle la plus superficielle (3,06 x 4,10) m² et pour une bande de 1m de largeur.

$$L_x = 3.06 \text{ m}$$

$$L_y = 4.10 \text{ m}$$

$$\rho = L_x / L_y = 0.75$$

Alors : la dalle porte dans les deux sens et μ_x , μ_y sont données en fonction de $\rho = L_x / L_y$

Calcul du ferrailage vertical :

Le ferrailage du voile périphérique se fera en fissuration préjudiciable (calcul à l'ELU).

***Moment isostatique :**

$$M_{ox} = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0621 \times 58.991 \times (3.06)^2 = 34.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 17.510 \text{ KN.m}$$

***Moment en travée :**

$$M_{ix} = 0.75 \times M_{ox} = 25.725$$

$$\text{KN.m } M_{iy} = 0.75 \times$$

$$M_{oy}=13,133 \text{ KN.m}$$

***Moment en appuis :**

$$M_{ax}=0.5 \times M_{ox}=17,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax}=M_{ay}=17,15 \text{ KN.m}$$

2.3 Calcul de ferrailage:

- E.L.U:**

On utilise des barres FeE400, nous prendrons: $c=2\text{cm}$

d'où: $d=0.9h=0.18\text{m}$

$f_e=400 \text{ MPa}$, $\sigma_s=348 \text{ MPa}$, $\sigma'_b=11.33\text{MPa}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \quad ; \quad \mu = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = 1 - 0,4 \alpha \quad \text{donc : } A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b}$$

Tableau 42 récapitulatif :

***En travée :**

Moment	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	β	σ'_s	A_{cal} (cm ²)
M_{tx} (KN.m)	25,725	100	18	0,07	0,09	0,964	348	4,26
M_{ty} (KN.m)	13,43	100	18	0,037	0,047	0,981	348	2,19

***En appuis :**

Moment	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	β	σ'_s	A_{cal} (cm ²)
--------	----------	--------	--------	-------	----------	---------	-------------	------------------------------

$M_{ax}=M_{ay}$ (KN.m)	17,15	100	18	0,046	0,059	0,976	348	2,81
---------------------------	-------	-----	----	-------	-------	-------	-----	------

Vérification :

Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{1.8}{400} = 1.86 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.7.4)

$$A_l \geq 0.0008 \times \left(\frac{3-l_x}{l_y} \right) \times b \times h = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 1.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{totale} = \max (A_u ; A_{min} ; A_l)$$

Vérification de RPA99 :

$A_{min} = 0.10\%$ de la section dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$\Rightarrow A_{min} = 0.1 \times (1\text{m} \times 0.20\text{m}) = 2 \text{ cm}^2$$

***En travée :**

Sens	b (cm)	d (cm)	A_{min} (cm^2)	A_l (cm^2)	A_{cal}^u (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
X	100	18	1.86	1.80	4,26	4HA12 = 5,52
Y	100	18	1.86	1.80	2,19	3HA12 = 3,39

***En appui :**

Sens	b (cm)	d (cm)	A_{min} (cm^2)	A_l (cm^2)	A_{cal}^u (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
X=Y	100	18	1.86	1.80	2,82	3T12 = 2,81

Espacement des armatures : BAEL91 (art 8.2.4.2) p91 :

$$e \leq \min (3.h ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 20 ; 33\text{cm}) = \min (60 ;$$

$$33) \text{ cm } e \leq 33\text{cm} \rightarrow e=20\text{cm}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (A.5.1 ,21) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad (\text{A.5.1, 1}) \text{ p51}$$

$$V_u = P_u \times L / 2 = 58,991 \times 3.80 / 2 = 112,083 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{112083}{1000 \times 180} \rightarrow \tau_u = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\tau'_u = \text{Min} (0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}) = \min (2.67 ; 5\text{MPa})$$

$$\tau'_u = 2.67\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.62 \text{ MPa} < \tau'_u = 2.67\text{MPa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

⇒ La condition est vérifiée ; on n'a pas besoins des armatures transversales.

3. Fondation

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain destiné à recevoir l'ouvrage à une contrainte admissible de 1,50 bar à un ancrage de 2,00 m.

- Pour qu'il n'y a pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.

-Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.

-Le calcul des fondations se fait comme suit.

1- Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G+Q$.

2- Ferrailage à l'E.L.U $N_{ul} = 1,35 G+ 1,5 Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, le dimensionnement des fondations donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire. - La nature et l'homogénéité du bon sol.

- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1,5 bars. Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Radier general.

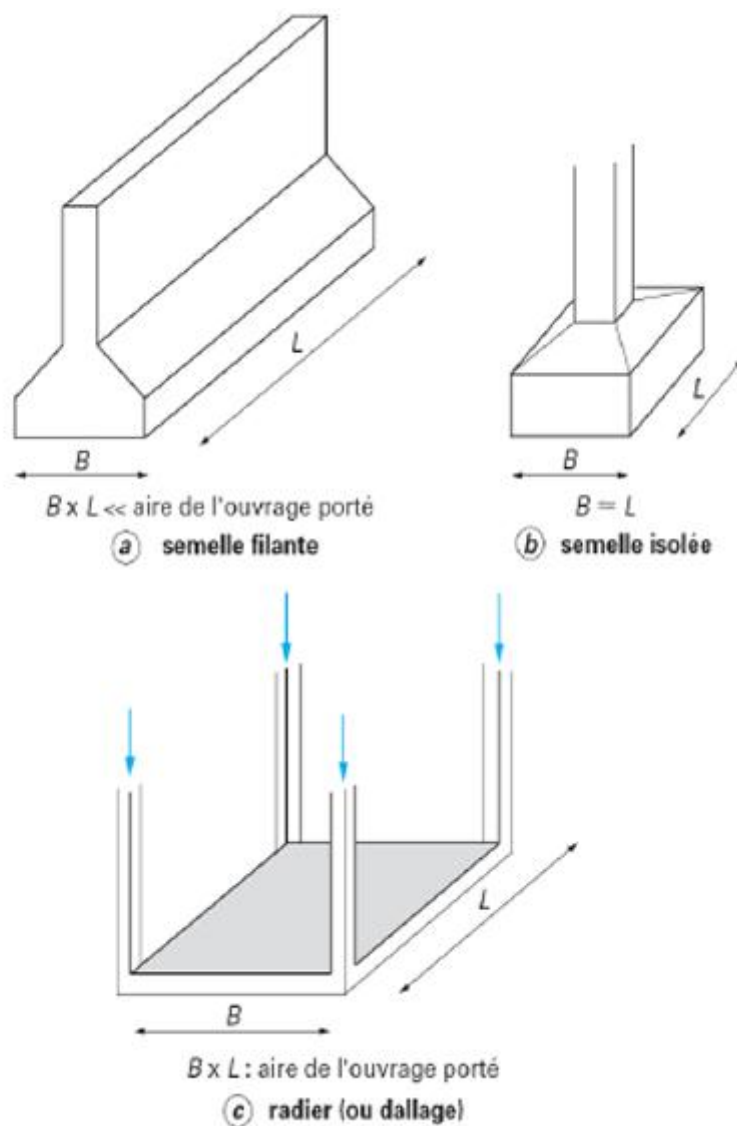


Figure 49.les types des fondations.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

$$\text{La surface de la semelle est donnée par : } S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Avec : } N = G_T + Q_T$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/ m}^2$$

- Surface totale du bâtiment : 518.63 m²
- Surface totale de la semelle : 299.41m²

$$S_s / S_b = 0,58 > 0.5$$

La surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

En effet, cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le « **radier général** »

3.1.Définition

Le radier est une surface d'appui continue (dalles, nervurées et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

3.2.Calcul du radier

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.

- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

Surface nécessaire

La surface nécessaire du radier :

Selon l'article du « RPA 99 VERSION 2003 » ; on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale 1.5

Pour déterminer la surface du radier il faut vérifier que $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N=59882,92 \text{ KN} \quad \text{On trouve } S \geq 299.41 \text{ m}^2$$

pour $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

$$S_{nécessaire} = 299.41 \text{ m}^2 < S_{batie} = 518.63 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max} (hr / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ Où : } hr = 50 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (25 ; 30 \text{ cm}).$$

On prend $D = 0.3 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = S_b + D \times 2 \times (X+Y)$$

S_r : Surface de radier.

S_b : Surface totale de bâtiment.

X : Longueur de bâtiment.

Y : Largeur de bâtiment

$$S' = 518.63 + 0.3 \times 2 \times (23.05 + 22,50) = 545.96 \text{ m}^2$$

Alors la surface de radier est **$S_r = 545.96 \text{ m}^2$** .

4. Pré dimensionnement de radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ere} condition :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.06 f_{c28}$$

$$V_u : \text{Effort tranchant ultime} : V_u = \frac{Q \cdot L}{2}$$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 6.45 \text{ m}$

$$Q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{59882,92}{545.96} = 109.68 \text{ KN/m}^2.$$

Par ml: $Q_u = 109.68 \times 1 \text{ ml} = 109.68 \text{ KN/ml}$.

$$V_u = \frac{109.68 \times 6.45}{2} = 353.72 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_u}{0.06 f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{353.72 \times 10^{-3}}{0.06 \times 25 \times 1} = 0.236 \text{m} = 23.58$$

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20}$$

$$22.8 \text{cm} \leq d \leq 32.25$$

$$h = d + c = 32.25 + 5 = 37.25 \text{cm} ; \text{ on prend } : h = 40 \text{cm} ; d = 30 \text{cm}$$

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 60 cm, $h_t = 60$

Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq d \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 71.67 \text{cm} \leq d \leq 107.5 \text{cm}$$

$$\text{On prend } : d = 72 \text{ cm} ; h = 80 \text{cm} ; b = 50 \text{ cm.}$$

Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 1.5 [0.6 \times 545.96 + 0.80 \times 0.5 \times \sum 166.1] = 591.02 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = 591.02 + 59882.92 = 60473.94 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{60473.94}{545.96} = 110.77 \text{ KN/m}^2 \leq 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifié}$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$\text{Avec } : I : \text{Inertie de la poutre } : I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.5 \times 0.8^3}{12} = 0.0213 \text{ cm}^4$$

$$\text{Pour un radier rigide, il faut que } L_{\text{max}} \leq (\pi \times L_e) / 2 \dots\dots (1)$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} ; L_e : \text{est la longueur élastique} \dots\dots (2)$$

$$E : \text{Module de Young} = 3.2 \times 10^6 \text{ [Mpa]}$$

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.2 \times 10^6 \times 0.0213}{400 \times 0.5}} = 6.07 \text{ m}$$

$$L_{max} = 6.45 \text{ m} < \frac{\pi}{2} L_e = 9.53 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

L_{max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

4.1. Evaluation des charges pour le calcul du radier

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{60473.94}{545.96} = 110.77 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{rad} = \gamma_b \times h = 1.5 \times 50 = 75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = \sigma_{max} - \sigma_{rad} = 110.77 - 75 = 35.77 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 35.77 \text{ KN/m}^2.$$

4.2. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

4.3. Méthode de calcul

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$

- Dans le sens de petite portée : $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU)
(cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. :

- Moment en travée : $M_t = 0.85 \times M_o \Rightarrow$ panneau de rive

$$M_t = 0.75 \times M_o \Rightarrow \text{panneau de intermédiaire}$$

- Moment en appui : $M_a = 0.35 \times M_o \Rightarrow$ panneau de rive

$$M_a = 0.5 \times M_o \Rightarrow \text{panneau de intermédiaire}$$

Calcul du ferrailage :

Détermination des efforts :

Les efforts à l'ELU $v=0$

Lx (m)	Ly (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ_x	M_{ox} (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)	μ_y	M_{oy} (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)
410	645	0.65	0.0745	19.55	16.62	9.78	0.369	7.21	6.13	3.61

Tableau.43 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.

Calcul des armatures :

Le calcul se fera en flexion simple. Les résultats figurent dans le tableau suivant avec ROBOTEXPRT 2010 et les dimensions suivantes :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 100 \text{ cm} \\ \text{enrobage} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 16,62$ $M_{min} = 0,00$

ELS : $M_{max} = 0,00$ $M_{min} = 0,00$

ELA : $M_{max} = 0,00$ $M_{min} = 0,00$

Prise en compte des armatures comprimées

Résultats

$A_{s1} = 10,2$ cm² $A_{s2} = 0,0$ cm²

% d'armatures $\rho = 0,11$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0,11$ % Dispositions sismiques


% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

Section (cm)

b = 100,0 Bloquée

h = 100,0 Bloquée

$d_1 = 5,0$ $d_2 = 5,0$

CALCULER  Note

Calculator | Amatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

d)

		Acal	Choix	A
Sens-X	Travée	10,2	6HA16	12.06
	Appui	10,2	6HA16	12.06
Sens-Y	Appui	10,2	6HA16	12.06
	Travée	10,2	6HA16	12.06

Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \\ S_t \leq 33 \end{array} \right. \quad ; \text{condition vérifié}$$

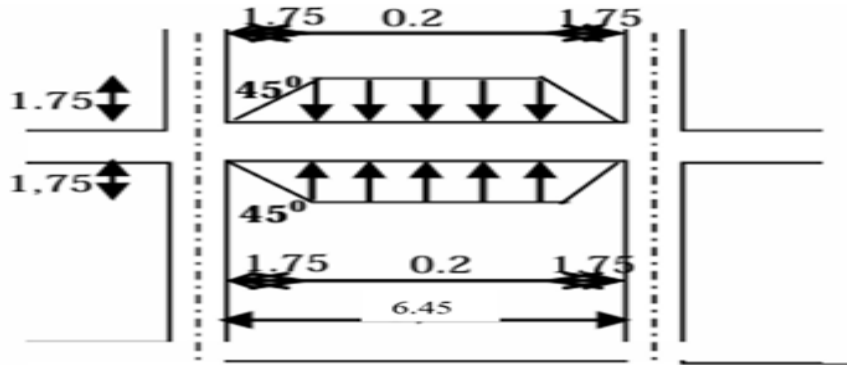


Figure 50. Croquis de ferrailage du radier générale dans les deux sens

5. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

5.1. Sens longitudinale

Détermination des chargements :

Poids propre P_p : $P_p = b \cdot h \cdot \gamma = 1,5 \times 0,8 \times 0,5 = 0,6 \text{ KN/m}$

$Q = 15,61 \text{ KN/m}^2$

-Calcul de q_u :

$q_u = \sigma_{rad} - P_p = 15,61 - 0,6 = 15,01 \text{ KN/m}^2$

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3Ly_1^2} \right) Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3Ly_1^2} \right) Lx_2 \right]$$

Avec :

$Lx_1 = 4,1 \text{ m}$; $Ly_1 = 6,45 \text{ m}$; $Lx_2 = 3,2 \text{ m}$

$Q = 15,01 \text{ KN/ml}$

Q : Elle est tirée du chargement de la poutre.

C' est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{cases} Q' = \frac{15.01}{2} \left[\left(1 - \frac{4.1^2}{3 \times 6.45} \right) 4.1 + \left(1 - \frac{3.2^2}{3 \times 6.45} \right) 3.2 \right] = 15.34 \text{ KN} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{15.34 \times 6.45}{8} = 16.49 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les calculs fait part robot expat2010

Sur appuis :

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (KN/m)}$	$0.85 \times M_0 = 14.01$	$0.5 \times M_0 = 8.25$
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	10.2	10.2
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56

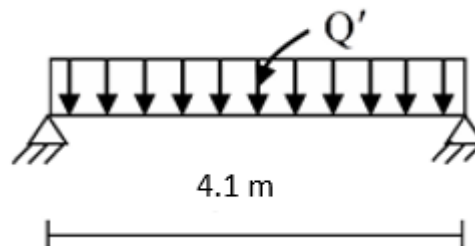
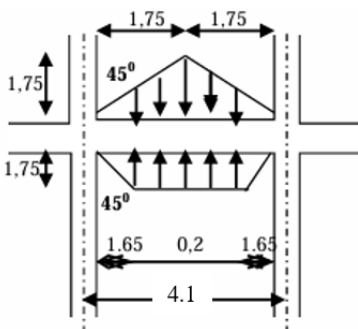
Tableau 44: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal.

5.2.Sens transversale :

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{cases} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 15.01 \times 4.1 = 41.03 \text{ KN/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{41.03 \times 4.1}{8} = 21.03 \text{ KN/m} \end{cases}$$



Calcul du ferrailage :**• En travée :**

	Intermédiaire	Rive
$M_t (KN/m)$	$0.50 \times M_0 = 8.25$	$0.35 \times M_0 = 5.76$
$A_s (cm^2)$	10.2	10.2
$A_{adoptée} (cm^2)$	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56	2X4T12 (fil) + 4T12 (chap) = 13.56

6. Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2 (60 - 0,1 fe) = 40\text{cm}$ Dans notre cas $h_a = 60\text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,60 \times 0,50)\text{ m}^2$, on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2]$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,50 + 0,60) = 6,6\text{ cm}^2$$

On adopte : **4 HA 16** , $A = 8,04\text{cm}^2$.

Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = \frac{QL}{2} = \frac{22,5 \times 6,45}{2} = 72,56 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{72,56 \times 10^{-1}}{0,50 \times 0,72 \times 100} = 0,202 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,202 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Armatures transversales :

$$\text{Diamètre : } \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{600}{35}; 20; \frac{500}{10}\right) = 20 \text{mm}$$

On prend $\varphi_t = 10 \text{mm}$

Escapement:

$$s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) = \min(15; 24) = 15 \text{cm}$$

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

$$S_t \leq \frac{0,8 A_t f_e}{b(\tau_u - 0,3 f_{t28})} \Rightarrow A_t \geq \frac{b(\tau_u - 0,3 f_{t28}) S_t}{0,8 f_e}$$

$$A_t \geq \frac{50(0,202 - 0,3 \times 2,1) \times 15}{0,8 \times 400} = 1,003 \text{ cm}^2$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, on prend **4T10**, $A = 3,14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{MPa}\right) = \max(0,101; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{MPa}$$

$$\frac{3,14 \times 400}{50 \times 15} = 1,67 \geq 0,4 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion Générale

Au cours de cette étude, nous avons pu acquérir une vision globale des éléments analysés, ce qui nous a permis de comprendre les étapes essentielles à la réalisation d'une étude de projet de construction, tout en consolidant les connaissances acquises au cours de notre parcours académique. Nous avons également eu l'opportunité de nous familiariser avec des logiciels de calcul de structures tels que ROBOT, et de nous référer aux normes de conception comme le CBA99 et le BAEL99, ce qui nous a permis de tirer plusieurs conclusions.

Parmi les points clés identifiés :

- La modélisation doit inclure autant que possible tous les éléments de la structure, qu'ils soient principaux ou secondaires, afin de représenter un comportement réaliste.
- Une bonne répartition des voiles porteurs contribue à vérifier la période de vibration de la structure.
- Il est essentiel de trouver un équilibre entre les critères de résistance et d'économie, en assurant la sécurité de l'ouvrage tout en optimisant les coûts du projet.
- Les voiles porteurs ont permis de réduire les efforts internes de flexion et de cisaillement sur les poteaux, ce qui a conduit à des sections de poteaux plus

petites soumissions à des moments faibles, permettant ainsi de se conformer au ferrailage minimal requis par le code RPA.

- Le choix du type de fondations dépend de la nature du sol et de l'importance des charges transmises par la structure.

En conclusion, cette étude nous a été bénéfique en nous permettant d'explorer divers aspects et d'acquérir des compétences et des connaissances qui seront précieuses dans notre future carrière professionnelle.

Références bibliographique

Cours :

Polycopie du cours de « 1ère année et 2ème année master » :

- Calcul des structures.
- Béton armé.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.

Règlement :

- Règles parasismiques algériennes RPA99/VERSION 2003.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation DTR.B.C.2.2.
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, C.B.A.93.
- Béton armé aux états limites BAEL91.

Annexes

Tableaux des sections de ferrailage (cm²)

	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,7	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,7	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	74,4
7	1,37	1,98	3,52	5,5	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,3	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,31	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,1	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,04	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,7	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,7	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,1	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,2	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,38	98,17	160,85	251,33