

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

Étude et conception d'un bâtiment R+8 avec attique, trois entre-sols et un sous-sol en béton armé, implanté à Alger selon le RPA 2024

Réalisé par :

- AMROUCHE Youba
- BAIRA Taha-Abd-El-Mouaiz

Encadré par :

- Dr. LADJEL Mohamed

Promotion 2025 / 2026

Remerciements



Nous rendons grâce à **Allah le Tout-Puissant** de nous avoir accordé la force, le courage et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce modeste travail.

Nous adressons nos plus sincères remerciements à **notre encadrant : Dr. LADJEL**, pour sa disponibilité, sa patience ainsi que la qualité de son accompagnement tout au long de l'élaboration de ce mémoire. Ses conseils avisés, son écoute attentive et son encadrement rigoureux ont constitué un appui précieux dans la réalisation de ce travail. Grâce à son soutien, nous avons pu avancer avec confiance et enrichir nos connaissances.

Nous exprimons également notre profonde gratitude aux **membres du jury** pour avoir accepté d'examiner notre travail et de l'évaluer avec attention.

Nos remerciements s'adressent aussi à **l'ensemble des enseignants de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics**, pour la qualité de leur enseignement, leur dévouement et les connaissances qu'ils nous ont transmises tout au long de notre parcours universitaire.

Nous tenons à adresser une pensée toute particulière, empreinte d'émotion et de reconnaissance, à **nos familles**, chacune présente dans nos cœurs, et plus spécialement à **nos parents**, pour leur amour inconditionnel, leurs encouragements constants et leur soutien indéfectible. Leur confiance, leurs sacrifices et leur présence ont été pour nous une source permanente de motivation et d'inspiration.

Enfin, nous remercions chaleureusement toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'aboutissement de ce travail, par leur aide, leurs encouragements ou simplement leur présence bienveillante.

Ce mémoire est le fruit d'un travail collectif, porté par le soutien, la confiance et la générosité de toutes celles et ceux qui nous ont accompagnés tout au long de ce parcours.

Merci du fond du cœur.

Dédicaces



Je dédie ce modeste travail,

À mon cher père Ahmed,

pour son soutien, ses sacrifices, sa patience et tous les efforts qu'il a consentis pour me voir réussir.

Que ce travail soit l'expression de mon profond respect et de ma gratitude infinie.

À ma chère mère Nadia,

pour son amour inconditionnel, sa tendresse, ses prières et son soutien permanent.

Merci pour tout ce que tu as fait pour moi et pour notre famille.

À mon cher frère Youcef,

pour son soutien, sa présence fraternelle et son encouragement constant.

À mes chères sœurs Nour El Houda, Manel et Yasmine,

pour leur amour, leur bienveillance et leurs encouragements tout au long de mon parcours.

À mes petites nièces et neveux : Jana, Mickel, Lea, Julia la petite BAIRA,

pour leur joie, leur innocence et leurs sourires qui illuminent nos vies et apportent bonheur et chaleur à chaque instant.

À mon binôme Youba,

pour sa collaboration, son sérieux et tous les efforts partagés durant la réalisation de ce mémoire.

Que ce mémoire soit le reflet de notre engagement commun et de notre esprit d'équipe.

À mes amis que j'ai rencontrés tout au long de mon cursus universitaire,
merci pour votre amitié, votre soutien et tous les moments partagés.

Vous êtes et resterez les meilleures.

Enfin, je dédie ce travail à **moi-même,**

pour les efforts fournis, la persévérance et le courage dont j'ai fait preuve.

C'est enfin le moment d'en récolter les fruits.

Taha-Abd-El-Mouaiz

Dédicaces



Je dédie ce modeste travail,
À mon cher père Abd Nour,
pour son soutien, ses sacrifices et sa confiance, qui ont toujours été une source de motivation
et de courage pour moi.

À ma chère mère Samia,
pour son amour, sa tendresse et son soutien inconditionnel tout au long de mon parcours.

À mes sœurs Ouzna et Amina,
pour leur affection, leur présence et leurs encouragements constants.

À mon petit frère Amine,
pour sa joie, son énergie et son soutien, qui apportent toujours du bonheur dans ma vie.

À ma nièce Lea, fille de ma sœur,
pour son innocence, ses sourires et la lumière qu'elle apporte dans ma vie.

À mon binôme Taha-Abd-El-Mouaiz,
pour sa collaboration, son sérieux et tous les efforts partagés durant la réalisation de ce
mémoire.
Que ce travail soit le reflet de notre engagement commun et de notre esprit d'équipe.

Youba

ملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة وتصميم بناية سكنية تتكون من طابق أرضي وثمانية طوابق متكررة وطابق علوي، بالإضافة إلى طابق سفلي وثلاثة أنصاف طوابق، وتقع بمدينة الجزائر المصنفة ضمن المناطق ذات الخطورة الزلزالية المرتفعة. يهدف هذا المشروع إلى تقديم تصميم إنشائي آمن ومتوافق مع متطلبات النظام الجزائري المضاد للزلازل لسنة 2024، مع مراعاة الخصائص الجيوتقنية والمعمارية للموقع.

تشمل الدراسة النمذجة الكاملة للهيكل الإنشائي، وتحليل الجهود الداخلية في الأعمدة والكمرات والجدران القصية، إضافة إلى دراسة توزيع الأحمال العمودية والأفقية على مختلف مستويات المبنى. كما أولي اهتمام خاص لتصميم الطابق السفلي وأنصاف الطوابق الثلاثة المخصصة أساساً لمواقف السيارات والفضاءات التقنية، بما يضمن استقرارها وكفاءتها الوظيفية. وقد أنجزت جميع التحقيقات الزلزالية وفقاً لأحكام النظام الجزائري المضاد للزلازل لسنة 2024، بما يضمن مقاومة المنشأ وسلامته في مواجهة التأثيرات الزلزالية. ويقدم هذا البحث منهجية متكاملة لتصميم المباني السكنية بمدينة الجزائر، تجمع بين متطلبات السلامة والمتانة والالتزام بالمعايير التنظيمية المعمول بها.

الكلمات المفتاحية: تصميم المباني، بناية سكنية من طابق أرضي وثمانية طوابق وطابق علوي، طابق سفلي وثلاثة أنصاف طوابق، النظام الجزائري المضاد للزلازل لسنة 2024، السلامة الزلزالية، النمذجة الإنشائية.

Résumé

Ce mémoire traite de l'étude et de la conception d'un bâtiment résidentiel R+8 avec attique, comprenant un sous-sol et trois entre-sols, implanté dans la ville d'Alger, classée zone à fort risque sismique. L'objectif principal de ce projet est de proposer une conception sécurisée et conforme au Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), en tenant compte des particularités géotechniques et architecturales du site.

L'étude porte sur la modélisation complète de la structure, l'analyse des efforts dans les poteaux, poutres et voiles de refend, ainsi que la répartition des charges verticales et horizontales sur l'ensemble des niveaux. Une attention particulière a été portée à la conception des sous-sols et des trois entre-sols, destinés principalement à des parkings et espaces techniques, afin d'assurer leur stabilité et leur fonctionnalité.

Les vérifications sismiques ont été réalisées conformément aux prescriptions du RPA 2024, garantissant la résistance et la sécurité de l'ouvrage face aux sollicitations sismiques. Ce mémoire propose ainsi une démarche méthodologique complète pour la conception structurale de bâtiments résidentiels à Alger, alliant sécurité, durabilité et conformité réglementaire.

Mots clés : Conception de bâtiment ; R+8 + attique ; Sous-sol et trois entre-sols ; RPA 2024 ; Sécurité sismique ; Modélisation structurale.

Abstract

This thesis focuses on the study and design of a residential building R+8 with attic, including a basement and three intermediate floors, located in the city of Algiers, classified as a high seismic risk zone. The main objective of this project is to provide a safe design compliant with the Algerian Seismic Regulation (RPA 2024), taking into account the geotechnical and architectural characteristics of the site.

The study covers complete structural modeling, analysis of forces in columns, beams, and shear walls, as well as the distribution of vertical and horizontal loads across all levels. Special attention was given to the design of the basement and the three intermediate floors, mainly intended for parking and technical spaces, to ensure their stability and functionality.

Seismic verifications were carried out according to the provisions of RPA 2024, ensuring the building's resistance and safety under seismic loads. This thesis thus provides a comprehensive methodology for the structural design of residential buildings in Algiers, combining safety, durability, and regulatory compliance.

Keywords: Building design; R+8 + attic; Basement and three intermediate floors; RPA 2024; Seismic safety; Structural modeling.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET	
I.1. INTRODUCTION	3
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	3
I.3. CARACTERISTIQUES ARCHITECTURALES.....	4
I.3.1. Dimensions en plan	4
I.3.2. Dimensions en élévation.....	4
I.4. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SOL.....	5
I.5. DESCRIPTION DES ELEMENTS STRUCTURELS	6
I.5.1. Ossature et système de contreventement	6
I.5.2. Planchers.....	6
I.5.3. Escaliers	6
I.5.4. Cage d'ascenseur	6
I.5.5. Maçonneries.....	6
I.5.6. Acrotère.....	6
I.5.7. Balcons	6
I.5.8. Revêtements.....	7
I.5.9. Infrastructure	7
I.6. CONCLUSION	7
CHAPITRE II : HYPOTHESES SUR MATERIAUX	
II.1. INTRODUCTION.....	8
II.2. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX	8
II.2.1. Béton	8
II.2.2. L'acier.....	11
II.3. CONCLUSION.....	13
CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE	
III.1. INTRODUCTION	15
III.2. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE.....	15
III.2.1. Prédimensionnement des dalles	15
III.2.2. Prédimensionnement des poutres	16
III.2.3. Évaluation des charges et surcharges.....	20
III.2.4. Prédimensionnement des poteaux	25
III.2.5. Prédimensionnement des voiles de contreventement.....	32

III.3. Conclusion	35
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE	
IV.1. INTRODUCTION.....	36
IV.2. MODELISATION DE LA STRUCTURE A L'AIDE DU LOGICIEL ETABS	36
IV.2.1. Généralités	36
IV.2.2. Description du logiciel ETABS.....	36
IV.3. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE.....	38
IV.3.1. Généralités	38
IV.3.2. Conditions d'application selon le RPA 2024	38
IV.3.3. Calcul de la force sismique	38
IV.3.4. Spectre de calcul.....	39
IV.3.5. Paramètres sismiques.....	39
IV.3.6. Force sismique totale à la base	44
IV.3.7. Distribution de la résultante des forces sismiques suivant la hauteur.....	44
IV.4. Méthode d'analyse modale spectrale.....	46
IV.4.1. Généralités	46
IV.4.2. Conditions d'application.....	46
IV.4.3. Spectre de réponse de calcul horizontal	46
IV.4.4. Périodes fondamentales et participation massique	47
IV.4.5. Combinaisons d'actions	49
IV.4.6. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	50
IV.5. JUSTIFICATION DE LA SECURITE.....	51
IV.5.1. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages	51
IV.5.2. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	56
IV.5.3. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble (renversement)	58
IV.6. CONCLUSION	59
CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE	
V.1. INTRODUCTION	60
V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	60
V.2.1. Généralités.....	60
V.2.2. Combinaisons de calcul	60
V.2.3. Vérification sous sollicitations tangentes	61
V.2.4. Vérification sous sollicitations normales.....	62
V.2.5. Sollicitations extrêmes pour le calcul en flexion composée	63
V.2.6. Calcul des armatures longitudinales	65
V.2.7. Calcul des armatures transversales.....	66
V.2.8. Ferrailage adopté des poteaux.....	68

V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES	70
V.3.1. Généralités.....	70
V.3.2. Sollicitations extrêmes des poutres.....	70
V.3.3. Calcul des armatures longitudinales	70
V.3.4. Vérifications réglementaires	72
V.3.5. Calcul des armatures transversales.....	73
V.3.6. Longueurs de recouvrement	74
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES	76
V.4.1. Généralités.....	76
V.4.2. Vérification des voiles sous sollicitations normales.....	76
V.4.3. Vérification de la contrainte limite de cisaillement	76
V.4.4. Ferrailage des éléments de rive.....	77
V.4.5. Ferrailage de l'âme des voiles	79
V.5. FERRAILLAGE DES DALLES	82
V.5.1. Généralités.....	82
V.5.2. Sollicitations extrêmes des dalles.....	82
V.5.3. Vérification des espacements :	83
V.6. FERRAILLAGE DES ESCALIERS	85
V.6.1. Généralités.....	85
V.6.2. Évaluation des charges et sollicitations.....	85
V.6.3. Ferrailage de la travée.....	86
V.6.4. Ferrailage des appuis.....	86
V.6.5. Vérifications réglementaires	87
V.7. CONCLUSION	89
 CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
VI.1. INTRODUCTION.....	90
VI.2. ÉTUDE GEOTECHNIQUE	90
VI.2.1. Situation géographique du site.....	91
VI.2.2. Campagne de reconnaissance géotechnique	91
VI.2.3. Lithologie du terrain	91
VI.2.4. Essais de pénétration dynamique.....	92
VI.2.5. Essais pressiométriques	93
VI.2.6. Essais de laboratoire	94
VI.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....	95
VI.3.1. Critères de choix.....	95
VI.3.2. Solutions envisagées	95
VI.3.3. Type de fondation retenu.....	95

VI.4. ÉTUDE ET DIMENSIONNEMENT DU RADIER GENERAL	96
VI.4.1. Généralités sur le radier général.....	96
VI.4.2. Prédimensionnement du radier.....	96
VI.4.3. Vérification de la rigidité du radier (interaction sol-structure).....	97
VI.5. VERIFICATIONS DU RADIER.....	97
VI.5.1. Vérification des contraintes du sol.....	97
VI.5.2. Vérification au poinçonnement	100
VI.5.3. Vérification au cisaillement	101
VI.6. FERRAILLAGE DU RADIER.....	102
VI.6.1. Sollicitations de calcul.....	102
VI.6.2. Ferrailage du radier	106
VI.6.3. Vérification des armatures	107
VI.7. CONCLUSION.....	109
CONCLUSION GENERALE.....	110

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Vue en plan du bâtiment.....	4
Figure I.2 : Vue en élévation du bâtiment.....	5
Figure II.1 : Diagramme contraintes–déformations du béton à l'ELU.....	10
Figure II.2 : Diagramme des contraintes du béton à l'ELS.....	11
Figure II.3 : Diagramme contraintes–déformations de l'acier à l'ELU.....	12
Figure III.1 : Coupe transversale d'un plancher en dalle pleine	15
Figure III.2 : Détail du plancher terrasse inaccessible.....	20
Figure III.3 : Détail du plancher d'un étage courant.....	21
Figure III.4 : Détail d'un acrotère en béton armé.....	23
Figure III.5 : Caractéristiques des escaliers (sous-sol, RDC et étages courants).....	24
Figure III.6 : Poteaux les plus sollicités dans la structure	26
Figure III.7 : Section réduite des poteaux (Br).....	30
Figure III.8 : Zone critique à la base d'un voile de contreventement.....	33
Figure III.9 : Épaisseur minimale des voiles selon les différentes.....	33
Figure IV.1 : Modèle tridimensionnel de la structure sous ETABS	37
Figure IV.2 : Disposition des voiles de contreventement dans la structure	40
Figure IV.3 : Spectre de réponse de calcul du projet.....	46
Figure IV.4 : Déformée modale correspondant au premier mode de vibration	48
Figure IV.5 : Déformée modale correspondant au deuxième mode de vibration.....	48
Figure IV.6 : Déformée modale correspondant au troisième mode de vibration	49
Figure V.1 : Ferrailage des poteaux.....	69
Figure V.2 : Ferrailage des poutres	75
Figure V.3 : Enveloppe de calcul des sollicitations.....	50
Figure V.4 : Ferrailages des voiles	81
Figure V.5 : Ferrailage de la dalle en travée.....	84
Figure V.6 : Ferrailage de la dalle en appuis	84
Figure V.7 : Ferrailage de l'escalier	88
Figure VI.1 : Situation géographique du site d'étude	91
Figure VI.2 : Profil obtenu à partir des essais de pénétration dynamique	93
Figure VI.3 : modélisation du radier général	96
Figure VI.4 : Distribution des contraintes sous le radier à l'ELS.....	98
Figure VI.5 : Distribution des contraintes sous le radier à l'ELU	99
Figure VI.6 : Distribution des contraintes sous le radier à l'ELA (situation sismique).....	99
Figure VI.7 : Diagramme des moments de calcul M_y à l'ELU.....	102
Figure VI.8 : Diagramme des moments de calcul M_x à l'ELU.....	102

Figure VI.9 : Diagramme des moments de calcul M_y à l'ELS	103
Figure VI.10 : Diagramme des moments de calcul M_x à l'ELS	104
Figure VI.11 : Diagramme des moments de calcul M_y à l'ELA.....	105
Figure VI.12 : Diagramme des moments de calcul M_x à l'ELA.....	105
Figure VI.13 : Ferrailage de radier	109

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier	13
Tableau III.1 : Caractéristiques des escaliers en sous-sol, RDC et étages courants.....	24
Tableau III.2 : Valeurs des surfaces d'influence des poteaux	27
Tableau III.3 : Effort normal ultime (N_u) du poteau central.....	30
Tableau III.4 : Vérification du poteau central selon le RPA 2024	31
Tableau III.5 : Prédimensionnement des voiles de contreventement	34
Tableau IV.1 : Répartition de l'effort tranchant à la base selon les directions principales.....	41
Tableau IV.2 : Excentricités de calcul de la structure	42
Tableau IV.3 : Rayons de torsion et rayons de giration de la structure.....	42
Tableau IV.4 : Vérification des décrochements en plan selon le RPA 2024.....	42
Tableau IV.5 : Classification finale de la structure.....	43
Tableau IV.6 : Distribution des efforts horizontaux suivant la hauteur du bâtiment	45
Tableau IV.7 : Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration.....	47
Tableau IV.8 : Forces sismiques dynamiques obtenues par l'analyse modale spectrale	50
Tableau IV.9 : Déplacements horizontaux suivant l'axe X-X sous l'action sismique selon X	51
Tableau IV.10 : Déplacements horizontaux suivant l'axe Y-Y sous l'action sismique selon Y	52
Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étages selon la direction X	54
Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter-étages selon la direction Y	55
Tableau IV.13 : Vérification de l'effet P- Δ de la structure	56
Tableau V.1 : Vérification des poteaux sous sollicitations tangentielles	61
Tableau V.2 : Vérification des poteaux sous sollicitations normales	62
Tableau V.3 : Sollicitations extrêmes pour le calcul en flexion composée des poteaux.....	63
Tableau V.4 : Ferrailage longitudinal adopté des poteaux.....	68
Tableau V.5 : Ferrailage transversal des poteaux.....	68
Tableau V.6 : Longueurs de recouvrement des armatures longitudinales des poteaux	69
Tableau V.7 : Sollicitations extrêmes des poutres	70
Tableau V.8 : Pourcentages minimaux et maximaux d'armatures selon le RPA 2024.....	70
Tableau V.9 : Sections minimales et maximales d'armatures des poutres	71
Tableau V.10 : Ferrailage longitudinal adopté des poutres	71
Tableau V.11 : Vérification des poutres au cisaillement.....	72
Tableau V.12 : Vérification de la compression des bielles.....	72
Tableau V.13 : Vérification des armatures inférieures d'appui	72
Tableau V.14 : Vérification de la contrainte moyenne de compression	73

Tableau V.15 : Ferrailage transversal des poutres	74
Tableau V.16 : Longueurs de recouvrement des armatures longitudinales des poutres	74
Tableau V.17 : Vérification des voiles sous sollicitations normales	76
Tableau V.18 : Vérification de la contrainte limite de cisaillement des voiles	77
Tableau V.19 : Dimensions des éléments de rive des voiles	78
Tableau V.20 : Armatures longitudinales des éléments de rive	78
Tableau V.21 : Armatures de confinement des éléments de rive	78
Tableau V.22 : Ferrailage vertical de l'âme des voiles	79
Tableau V.23 : Ferrailage horizontal de l'âme des voiles.....	79
Tableau V.24 : Calcul du ferrailage des dalles dans le sens X	83
Tableau V.25 : Calcul du ferrailage des dalles dans le sens Y	83
Tableau V.26 : Récapitulatif des espacements des armatures des dalles	83
Tableau V.27 : Vérification de l'espacement maximal des armatures des dalles	84
Tableau V.28 : Ferrailage des escaliers	87
Tableau V.29 : Vérification de la compression du béton à l'ELS pour les escaliers	88
Tableau VI.1 : Synthèse de la lithologie du terrain d'assise.....	91
Tableau VI.2 : Résultats des essais de pénétration dynamique.....	92
Tableau VI.3 : Résultats des essais pressiométriques	93
Tableau VI.4 : Caractéristiques physiques des couches du sol	94
Tableau VI.5 : Caractéristiques mécaniques du sol obtenues par essai de cisaillement direct	94
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes transmises au sol sous le radier	100
Tableau VI.7 : Vérification du radier au cisaillement	101
Tableau VI.8 : Moments de calcul du radier à l'État Limite Ultime (ELU)	103
Tableau VI.9 : Moments de calcul du radier à l'État Limite de Service (ELS).....	104
Tableau VI.10 : Moments de calcul du radier à l'État Limite Accidentel (ELA).....	106
Tableau VI.11 : Résultats du calcul du ferrailage du radier	106
Tableau VI.12 : Armatures retenues pour le radier général.....	106
Tableau VI.13 : vérification des armatures du radier	108

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons étudié un bâtiment en béton armé implanté à Télémly, dans la commune d'Alger Centre, wilaya d'Alger, à usage principalement d'habitation. L'ouvrage est composé d'un sous-sol, de trois entre-sols, d'un rez-de-chaussée, de huit étages et d'un attique (1SS + 3 entresols + RDC + 8 étages + attique). Les niveaux inférieurs sont destinés principalement au stationnement des véhicules, tandis que les niveaux supérieurs sont réservés à l'habitation.

L'objectif principal de ce travail est de concevoir et d'étudier une structure conforme aux exigences du nouveau Règlement Parasismique Algérien RPA 2024, approuvé par le ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville le 25 juin 2024, afin d'assurer la sécurité, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage face aux différentes sollicitations, notamment sismiques.

Le bâtiment étudié est classé, selon le RPA 2024, dans le groupe d'usage 1B, correspondant aux ouvrages de grande importance. En outre, d'après le rapport géotechnique, le site d'implantation est classé S3, ce qui correspond à un site meuble. Ces paramètres exercent une influence importante sur l'analyse structurale et sur le dimensionnement des différents éléments porteurs de la structure.

Ce travail est structuré en trois grandes parties :

- La première partie : est consacrée à la présentation générale du projet ainsi qu'à l'étude des caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux utilisés. Elle permet de définir les principales données nécessaires à l'étude et de situer le cadre général du projet.
- La deuxième partie : porte sur l'étude de la superstructure. Elle comprend le prédimensionnement des éléments structuraux, l'étude des charges et surcharges, l'analyse sismique de la structure selon le RPA 2024, ainsi que le dimensionnement et le ferrailage des différents éléments porteurs et secondaires.
- La troisième partie : est dédiée à l'étude de l'infrastructure et des fondations. Elle comprend l'analyse géotechnique du site, le choix du système de fondation approprié, ainsi que le dimensionnement et le ferrailage des éléments d'infrastructure, conformément aux règlements en vigueur.

Enfin, ce travail a pour objectif de mener une étude complète du bâtiment, depuis sa conception structurale jusqu'à son dimensionnement final, tout en veillant au respect des exigences de sécurité, de stabilité et d'économie.

Organisation du mémoire

Le présent mémoire est structuré en six chapitres principaux, précédés d'une introduction générale et suivis d'une conclusion générale.

- **Le premier chapitre** présente l'ouvrage étudié. Il décrit les caractéristiques architecturales et structurales du bâtiment, sa géométrie, son implantation ainsi que les différents matériaux utilisés dans sa conception.
- **Le deuxième chapitre** est consacré aux hypothèses de calcul et aux matériaux. Il expose les caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier ainsi que les différentes hypothèses adoptées pour l'étude et le dimensionnement de la structure.
- **Le troisième chapitre** traite du prédimensionnement des éléments structuraux et de la descente des charges. Cette étape permet de déterminer les dimensions initiales des planchers, poutres, poteaux, voiles et escaliers, ainsi que l'évaluation des charges permanentes et d'exploitation transmises aux éléments porteurs.
- **Le quatrième chapitre** est consacré à l'étude dynamique et sismique du bâtiment. Après la modélisation de la structure à l'aide du logiciel ETABS, les analyses statiques équivalente et modale spectrale sont réalisées conformément aux prescriptions du RPA 2024 afin d'évaluer le comportement de l'ouvrage sous l'action sismique.
- **Le cinquième chapitre** porte sur le ferrailage des différents éléments en béton armé. Le dimensionnement des armatures des poteaux, poutres, voiles, dalles et escaliers est effectué selon les règlements en vigueur afin d'assurer la résistance et la stabilité de la structure.
- **Le sixième chapitre** concerne l'étude de l'infrastructure. Il comprend l'analyse géotechnique du site, le choix du système de fondation, le dimensionnement du radier général ainsi que les différentes vérifications de sécurité et de stabilité.

Enfin, une conclusion générale synthétise les principaux résultats obtenus et met en évidence la conformité de l'ouvrage aux exigences réglementaires, notamment celles du RPA 2024.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION

La réalisation d'un bâtiment repose sur une approche pluridisciplinaire, intégrant des dimensions à la fois fonctionnelles, architecturales, techniques et sécuritaires. Elle nécessite une planification soigneuse et une exécution coordonnée, afin d'assurer la durabilité de l'ouvrage ainsi que la protection des occupants.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, l'étude porte sur un immeuble à usage résidentiel, choisi comme cas représentatif. L'objectif est d'analyser sa conception architecturale et son organisation spatiale, tout en évaluant les choix structurels, les modes constructifs retenus, les matériaux employés, ainsi que le respect des textes réglementaires, notamment en matière de comportement face aux séismes.

Ce premier chapitre vise à décrire l'ouvrage étudié sous ses différents aspects. Il présente successivement ses caractéristiques architecturales et structurelles, les matériaux de construction utilisés, les normes de conception appliquées, ainsi que les principales données géotechniques du site. Cette présentation préliminaire constitue un préalable indispensable à la compréhension des options techniques retenues dans les études structurelles, dynamiques et sismiques développées dans la suite du document.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet étudié consiste en la construction d'un immeuble à usage résidentiel, situé au 19, rue Poiret, Alger Centre (commune d'Alger Centre, wilaya d'Alger, daïra de Sidi M'hamed). Il s'inscrit dans une opération de promotion immobilière menée par la maîtrise d'ouvrage EURL SOPINA PROMOTION, selon un permis de construire établi en janvier 2020.

➤ Selon l'annexe 02 :

L'ouvrage se caractérise par la configuration suivante :

- 1 sous-sol (SS1)
- 3 entresols (Entresol 1, Entresol 2, Entresol 3)
- 1 rez-de-chaussée (RDC)
- 8 étages à usage d'habitation (R+1 à R+8)
- 1 attique
- 1 terrasse toiture inaccessible

I.3.1. Dimensions en plan

- Longueur : environ 31 à 45 m
- Largeur : environ 27 à 28 m



Figure I.1 : Vue en plan du bâtiment

- Dimensions en élévation
- Hauteur totale : 50,83 m
- Hauteur sous-sol : 3,23 m
- Hauteur entresols : 3,23 m
- Hauteur RDC : 3,74 m
- Hauteur étages courants (R+1 à R+8) : 3,40 m
- Hauteur attique : 3,40 m

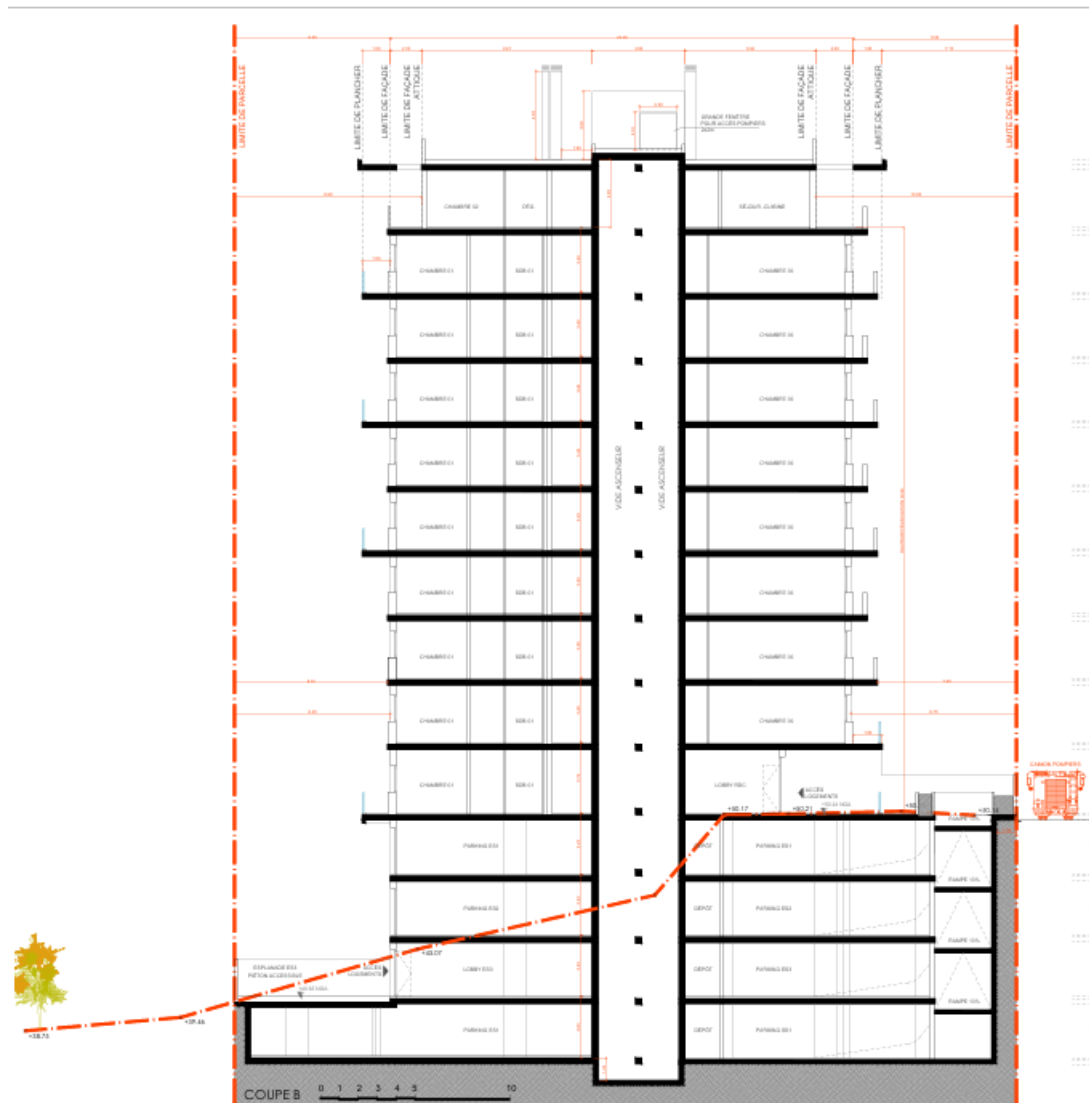


Figure I.2 : Vue en élévation du bâtiment

I.4. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SOL

Contrainte admissible du sol : 3 bars (d'après les essais pressiométriques, pression limite moyenne sur la couche porteuse).

Nature du sol : micaschiste altéré en surface (de 1,80 m à 7,00 m) devenant micaschiste sain à fracturé en profondeur (à partir de 7,00 m). Le sol est classé en catégorie S3 selon le RPA, équivalent à un sol « meuble » en profondeur.

I.5. DESCRIPTION DES ELEMENTS STRUCTURELS

I.5.1. Ossature et système de contreventement

L'ossature est constituée par des portiques en béton armé, contreventés par des voiles en béton armé disposés autour des cages d'ascenseur et des gaines techniques. Le rôle de l'ossature est d'assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales (séisme).

I.5.2. Planchers

Ils sont constitués de dalles pleines en béton armé coulées sur place, formant un diaphragme horizontal rigide et assurant la transmission des forces agissant dans leur plan aux éléments de contreventement.

Les planchers assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique : Les planchers, supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- Fonction d'isolation : Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Tous les planchers de la structure sont en dalle pleine en béton armé, coulée sur place. Le plancher terrasse (toiture) est non accessible, avec une forme de pente de 2 % pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

I.5.3. Escaliers

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

I.5.4. Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur avec un système de levage, permettant de faciliter le déplacement des personnes entre les étages.

I.5.5. Maçonneries

Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de briques creuses, séparées par une lame d'air. Les murs de séparation intérieure sont en simple paroi de brique.

I.5.6. Acrotère

C'est un élément en béton armé, entourant le bâtiment au niveau de la toiture terrasse, encastré à sa base au plancher terrasse.

I.5.7. Balcons

Les balcons sont réalisés en console en dalle pleine en béton armé.

I.5.8. Revêtements

- Enduit en plâtre : les plafonds
- Enduit en ciment : les murs extérieurs et les cloisons
- Revêtement carrelage : les dalles

I.5.9. Infrastructure

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol (couche porteuse : micaschiste sain à partir de 7,00 m)
- Limitation des tassements différentiels
- Assurer l'encastrement et l'ancrage de la structure dans le sol

I.6. CONCLUSION

À travers ce chapitre, une présentation détaillée du projet étudié a été réalisée, mettant en évidence ses principales caractéristiques architecturales, structurelles et géotechniques. L'analyse de la configuration du bâtiment, de son implantation ainsi que des matériaux utilisés a permis de mieux cerner les choix techniques adoptés dans sa conception.

Le système structural retenu, combinant portiques et voiles en béton armé, offre une réponse adaptée aux exigences de stabilité et de résistance, notamment vis-à-vis des actions sismiques. De plus, les caractéristiques du sol, issues des études géotechniques, constituent un élément déterminant dans le choix du système de fondation et dans l'évaluation du comportement global de l'ouvrage.

Ainsi, cette phase de présentation constitue une base essentielle pour la suite de l'étude. Elle permettra d'aborder, dans les chapitres suivants, les différentes étapes de calcul, notamment la descente de charges, l'analyse sismique selon le RPA 2024, ainsi que le dimensionnement des éléments structuraux, dans le but d'assurer la sécurité, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

CHAPITRE II : HYPOTHESES SUR MATERIAUX

II.1. INTRODUCTION

Avant d'entreprendre les calculs de prédimensionnement et de ferrailage, il est nécessaire de définir les hypothèses relatives aux matériaux constitutifs de la structure. Ces choix conditionnent directement la résistance, la durabilité et le comportement global de l'ouvrage sous les différentes sollicitations (charges verticales, séisme).

Ce chapitre présente les caractéristiques retenues pour le béton armé, les aciers ainsi que les autres matériaux. Ces hypothèses sont conformes aux normes en vigueur, notamment le RPA 2024, et adaptées à la zone sismique VI (Alger, sismicité élevée) ainsi qu'à la nature du sol (micaschiste, catégorie S3).

II.2. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

Le choix des matériaux de construction dépend du type d'ouvrage, des exigences de sécurité et des normes en vigueur. Il est essentiel de sélectionner des matériaux de qualité afin de garantir la résistance, la stabilité et la durabilité du bâtiment.

Dans le cadre de cette étude, l'ouvrage est conçu en béton armé. Le béton et les aciers utilisés pour sa réalisation sont conformes aux règles techniques de conception et de calcul du BAEL 91 modifié 99 ainsi qu'au Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024).

II.2.1. Béton

II.2.1.1. Généralités

Le béton est un matériau obtenu par le mélange de ciment, de granulats et d'eau, dans des proportions adaptées. Le béton armé est quant à lui constitué d'aciers noyés dans le béton.

Pour notre étude, le béton utilisé est un béton courant. Il doit répondre aux exigences suivantes :

- Sécurité de la structure
- Durabilité et résistance
- Propriétés particulières (confort)
- Respect de l'environnement

II.2.1.2. Résistance à la compression

Le béton est connu pour sa bonne résistance à la compression. Cette caractéristique est mesurée à l'aide d'essais de compression sur des éprouvettes normalisées (16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur).

La résistance à un âge "j" (f_{cj}) est exprimée en fonction de la résistance à 28 jours (f_{c28}), selon les formules suivantes :

- Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa (CBA 93, art. A.2.1.1.1):

$$f_{cj} = \frac{j}{4,67 + 0,83j} \times f_{c28} (\text{pour } j \leq 28 \text{ jours})$$

- Pour $f_{c28} > 40$ MPa (CBA 93, art. A.2.1.1.1):

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} \times f_{c28} (\text{pour } j \leq 28 \text{ jours})$$

- Pour $j > 28$ jours ($28 < j < 60$) (CBA 93, art. A.2.1.1.1) :

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

Le béton mis en œuvre doit présenter une résistance à la compression f_{c28} comprise entre 20 MPa et 45 MPa.

Sur le plan de l'optimisation, lorsque la fissuration est préjudiciable, c'est l'acier qui devient l'élément dimensionnant. Ainsi, passer d'un béton de 25 MPa à 30 MPa ne réduit que légèrement la section d'armatures (A_s), mais améliore significativement la durabilité de la structure.

II.2.1.3. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est définie par la relation suivante (CBA 93, art. A.2.1.1.2) :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

Où f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa. Cette formule est valable pour $f_{c28} \leq 60$ MPa.

II.2.1.4. Module de déformation longitudinale

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales, selon que la charge est appliquée sur une courte ou une longue durée.

- **Module de déformation longitudinale instantané :**

Pour des charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures (CBA 93, art. A.2.1.2.1) :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$$

- **Module de déformation longitudinale différée :**

Pour le calcul sous charges de longue durée, où les effets du retrait (diminution de volume due à l'évaporation de l'eau) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous charge constante) sont importants (CBA 93, art. A.2.1.2.2) :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{c28})^{1/3}$$

II.2.1.5. Coefficient de Poisson

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale. Le coefficient de Poisson ν est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale (CBA 93, art. A.2.1.3) :

$\nu = 0$ pour un béton fissuré (calcul des sollicitations à l'ELU)

$\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (calcul des déformations à l'ELS)

II.2.1.6. Module d'élasticité transversale

Il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

ν : coefficient de Poisson

E : module de déformation longitudinale

II.2.1.7. Contraintes limites à l'ELU

À l'État Limite Ultime (ELU), le diagramme contrainte-déformation du béton utilisé est le diagramme dit "parabole-rectangle" (CBA 93, art. A.4.3.4.1). Celui-ci comporte :

- Un arc de parabole depuis l'origine jusqu'à son sommet (déformation $\varepsilon_{sc} = 2\text{‰}$ et contrainte $\sigma_{bc} = F_{bu}$)
- Un segment de droite parallèle à l'axe des déformations, tangent à la parabole à son sommet

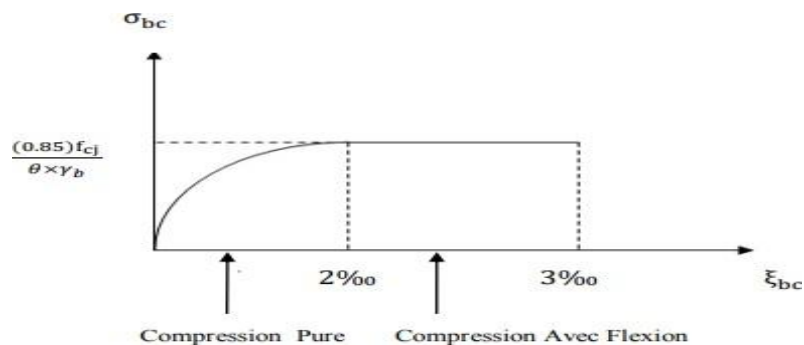


Figure II.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

Avec :

- ξ_{bc} : déformation du béton en compression
- f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \xi_{bc} < 3,5\text{‰}$
- f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à j jours

➤ γ_b : coefficient de sécurité du béton

$\gamma_b = 1,5$ en situation durable

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle

➤ θ : facteur de durée d'application des charges

$\theta = 1$ pour une durée d'application > 24 h

$\theta = 0,9$ pour une durée d'application comprise entre 1 h et 24 h

$\theta = 0,85$ pour une durée d'application < 1 h

II.2.1.8. Contraintes à l'ELS

Le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire et est défini par son module d'élasticité.

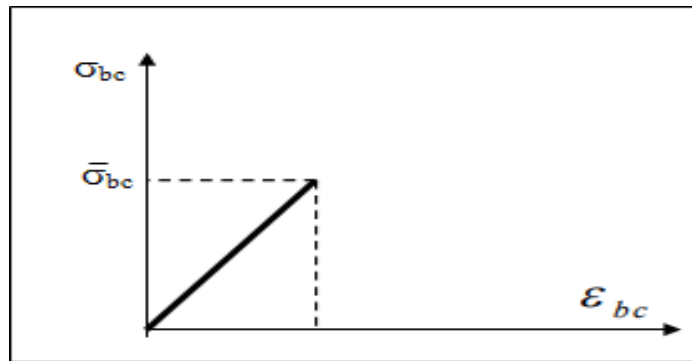


Figure II.2 : Diagramme des contraintes du béton à l'ELS

II.2.1.9. Contraintes limites du béton

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

Contraintes limites de cisaillement (BAEL 99, art. A.5.2.21) :

❖ Pour la fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

❖ Pour la fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$$

II.2.2. L'acier

Les aciers sont des alliages métalliques constitués majoritairement de fer et d'une faible quantité de carbone. Ces éléments sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction.

II.2.2.1. Contraintes limites à l'État Limite Ultime (ELU)

Selon le diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU (CBA 93, art. A.2.2.2).

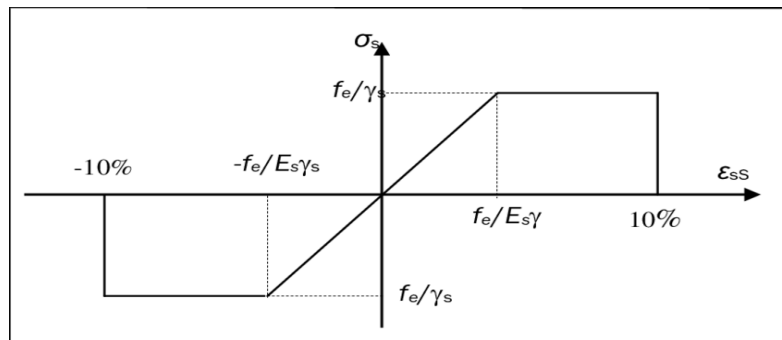


Figure II.3 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

Avec :

σ_s : contrainte de l'acier, avec $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

ξ_s : allongement relatif de l'acier, avec $\xi_s = \frac{\Delta L}{L}$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = 1,15$ en situation durable

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle

II.2.2.2. À l'État Limite de Service (ELS)

La vérification de la contrainte dans les aciers est nécessaire pour limiter l'ouverture des fissures. Elle se fait selon les cas suivants :

❖ **Pour une fissuration peu nuisible (BAEL 99, art. A.4.5.32) :**

Aucune vérification n'est effectuée, ces éléments étant situés dans des locaux couverts.

❖ **Pour une fissuration préjudiciable (BAEL 99, art. A.4.5.33) :**

$$\sigma_{st} \leq \sigma_s = \min (2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{(\eta f_{tj})}))$$

❖ **Pour une fissuration très préjudiciable (BAEL 99, art. A.4.5.34) :**

$$\sigma_{st} \leq \sigma_s = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{(\eta f_{tj})})$$

Avec :

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA)

Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier

Matériau	Caractéristique	Symbole	Valeur
Béton	Classe du béton		C30/35
	Résistance à la compression à 28 jours	f_{c28}	30 MPa
	Résistance à la traction à 28 jours	f_{t28}	2,4 MPa
	Module d'élasticité longitudinal instantané	E_{i28}	34 179,56 MPa
	Module d'élasticité longitudinal différé	E_{v28}	11 496,76 MPa
	Module d'élasticité transversale	G	14241,48 MPa
	Contrainte limite de compression – situation durable	f_{bu}	17 MPa
	Contrainte limite de compression – situation accidentelle	f_{bu}	22,17 MPa
	Contrainte limite de cisaillement – fissuration peu nuisible	$\bar{\tau}_u$	4 MPa
	Contrainte limite de cisaillement – fissuration préjudiciable	$\bar{\tau}_u$	3 MPa
	Contrainte admissible du béton	$\bar{\sigma}_{bc}$	18 MPa
Acier	Limite d'élasticité des armatures longitudinales	f_e	500 MPa
	Module d'élasticité de l'acier	E_s	200 000 MPa
	Facteur de correction d'amortissement	η	1,6
	Contrainte limite de l'acier – situation durable	$\bar{\sigma}_s$	434,78 MPa
	Contrainte limite de l'acier – situation accidentelle	σ_s	500 MPa
	Contrainte admissible de l'acier – fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st}$	250 MPa
	Contrainte admissible de l'acier – fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st}$	176,36 MPa

II.3. CONCLUSION

Dans ce chapitre, les principales hypothèses relatives aux matériaux constitutifs de la structure ont été définies conformément aux règlements en vigueur, notamment le BAEL 91 modifié 99 et le RPA 2024. Le choix d'un béton de classe C30/35 et d'aciers à haute adhérence de limite d'élasticité égale à 500 MPa permet d'assurer un compromis optimal entre résistance mécanique, durabilité et performance structurelle.

Les différentes caractéristiques mécaniques du béton, telles que la résistance à la compression, la résistance à la traction, ainsi que les modules d'élasticité, ont été précisées afin de modéliser correctement le comportement du matériau sous différentes sollicitations. De même, les propriétés des aciers ont été définies en tenant compte des exigences liées aux états limites ultimes et de service, notamment en matière de fissuration et de ductilité.

Ces paramètres constituent une base essentielle pour les étapes suivantes de l'étude, notamment le prédimensionnement, la descente de charges, l'analyse sismique et le dimensionnement des éléments structuraux. Leur prise en compte rigoureuse garantit la fiabilité des résultats obtenus ainsi que la sécurité et la stabilité globale de l'ouvrage.

CHAPITRE III :
DESCENTE DE CHARGES ET
PREDIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS DE LA STRUCTURE

III.1. INTRODUCTION

Avant d'entreprendre le calcul détaillé des armatures et la vérification des éléments structuraux, il est indispensable de procéder au prédimensionnement des différents composants du bâtiment. Cette étape consiste à définir les dimensions approximatives des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles, planchers) sur la base des charges estimées.

La descente de charges permet quant à elle d'évaluer les efforts verticaux et horizontaux transmis par chaque niveau jusqu'aux fondations. Elle constitue une étape clé pour s'assurer de la stabilité et de la sécurité de l'ouvrage vis-à-vis des sollicitations permanentes et d'exploitation, conformément aux règles du BAEL 91 modifié 99 et au RPA 2024.

Ce chapitre présente successivement :

- Les méthodes de prédimensionnement adoptées pour les poutres, poteaux, voiles et planchers (dalles pleines)
- L'évaluation des charges permanentes et d'exploitation par niveau
- La descente de charges des éléments porteurs jusqu'aux fondations

III.2. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

III.2.1. Prédimensionnement des dalles

III.2.1.1. Généralités

La dalle constitue un élément structural fondamental qui assure la séparation entre les différents niveaux d'un bâtiment. De forme plane et de faible épaisseur, elle a pour rôle de transmettre les charges verticales aux éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles) et de contribuer à la stabilité horizontale de la structure.

Son dimensionnement repose à la fois sur des critères mécaniques (résistance, flèche) et sur des exigences fonctionnelles (isolation thermique et acoustique, confort d'utilisation). Dalle en béton armé (dalle pleine)

L'épaisseur d'un plancher en dalle pleine, de dimensions L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$, dépend des conditions suivantes :

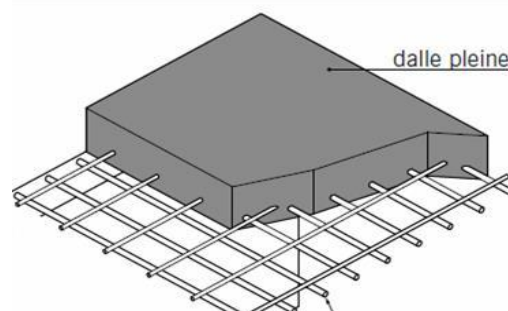


Figure III.1 : Coupe transversale d'un plancher en dalle

○

○ Résistance à la flexion (rigidité) :

Le rapport ρ est défini par :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6.71}{8.69} = 0.77$$

Selon l'Eurocode 2, pour les panneaux de dalles rectangulaires dont $0.40 \leq \rho \leq 1$ la dalle est dite portante dans les deux directions. L'épaisseur minimale est alors donnée par :

$$e_p = \frac{L_x}{40} = \frac{6.71}{40} = 0.167 \text{ m}$$

○ Conditions de sécurité contre l'incendie (coupe-feu) :

- Épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu (toute construction)
- Épaisseur de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu (habitation de grande hauteur)
- Épaisseur de 15 cm pour 3 heures de coupe-feu (habitation de grande hauteur)
- Épaisseur de 17 cm pour 4 heures de coupe-feu (sous-sol)

○ Isolation phonique :

Le CBA 93 préconise une épaisseur minimale de 13 cm pour une bonne isolation phonique.

○ Épaisseur retenue :

On choisit une épaisseur de 16 cm pour les dalles, ce qui répond aux critères précédents.

L'épaisseur finale est prise comme la valeur maximale entre l'épaisseur retenue et celle issue du calcul de flexion :

$$e = \max(16 \text{ cm}; e_p) = \max(16 \text{ cm}; 16.7 \text{ cm}) = 16.7 \text{ cm}$$

Donc on prend $e=20 \text{ cm}$

III.2.2. Prédimensionnement des poutres

III.2.2.1. Généralités

Les poutres constituent des éléments horizontaux essentiels en béton armé, assurant la transmission des charges des planchers vers les éléments porteurs verticaux (poteaux ou voiles). Le prédimensionnement de leurs sections vise à garantir à la fois la résistance mécanique et la rigidité nécessaire pour limiter les déformations (flèches) sous l'effet des charges.

À cet effet, les dimensions des poutres doivent respecter les critères de rigidité recommandés par le BAEL 99, tout en satisfaisant aux exigences parasismiques imposées par le RPA 2024, notamment celles de l'article 7.5.1 relatives à la zone sismique VI. Ces dispositions visent à assurer un comportement ductile des éléments structuraux et à améliorer la dissipation d'énergie en cas de séisme.

Dans ce contexte, le prédimensionnement conduit à distinguer trois types de poutres, classées principalement en fonction de leur portée.

CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGES & PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

En effet, plus la portée est importante, plus les sollicitations (moments fléchissants et efforts tranchants) augmentent, ce qui nécessite des sections plus importantes.

Ainsi, pour des portées faibles, on adopte des poutres de petites dimensions, tandis que pour des portées moyennes et grandes, des sections plus importantes sont requises afin de satisfaire aux conditions de résistance et de limiter les déformations. Ce classement permet d'optimiser le dimensionnement tout en assurant la sécurité et la performance globale de la structure.

III.2.2.2. Classification des poutres selon la portée

Type 1 : Poutres de portée 350 cm <L<590 cm :

○ Hauteur de la poutre (h) :

La hauteur est calculée à l'aide de la formule suivante [BAEL 91 modifié 99, art. B.6.5.3] :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec $L_{max} = 590$ cm

$$\frac{590}{15} \leq h \leq \frac{590}{10}$$
$$39.33 \text{ cm} \leq h \leq 59 \text{ cm}$$

On prend $h = 40$ cm

○ Largeur de la poutre (b) :

La largeur doit respecter la relation [BAEL 91 modifié 99, art. B.6.5.3] :

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

On prend $b = 30$ cm

○ Vérification selon le RPA 2024 (zone VI) :

- $b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 30 \geq 25$: vérifiée
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 40 \geq 30$: vérifiée
- $h/b \leq 4 \rightarrow 40/30 = 1,33 \leq 4$: vérifiée

○ Vérification de la flèche admissible :

Selon l'article B.6.5.3 du CBA 93, la flèche calculée doit être inférieure à la flèche admissible

$$f_{cal} < f_{adm}$$

$$f_{adm} = 1/500 \text{ (mm)} = 5900/500 = 11.8 \text{ mm}$$

CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGES & PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

$$f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

Avec :

- $q = 17.32 \text{ KN/ml}$
- $l = 5.9 \text{ m}$
- $E = 34000 \text{ MPa} ; - I = 0.0016\text{m}^4$

$$f_{cal}=5.023 \text{ mm}$$

$$f_{cal}=5.023 \text{ mm}, < f_{adm}=11.8 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Section retenue : $30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$

Type 2 : Poutres de portée $600\text{cm} < L < 790 \text{ cm}$:

○ **Hauteur de la poutre (h) :**

Avec $L_{max} = 790 \text{ cm}$:

$$\frac{790}{15} \leq h \leq \frac{790}{10}$$
$$53\text{cm} \leq h \leq 79 \text{ cm}$$

On prend $h = 60 \text{ cm}$

○ **Largeur de la poutre (b) :**

$$0,3 \times 60 \leq b \leq 0,8 \times 60$$
$$18 \text{ cm} \leq b \leq 48 \text{ cm}$$

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

○ **Vérification selon le RPA 2024 (zone VI) :**

- $b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 30 \geq 25$: vérifiée
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 60 \geq 30$: vérifiée
- $h/b \leq 4 \rightarrow 60/30 = 2 \leq 4$: vérifiée

○ **Vérification de la flèche admissible :**

Selon l'article B.6.5.3 du CBA 93, la flèche calculée doit être inférieure à la flèche admissible

$$f_{cal} < f_{adm}$$

$$f_{adm} = 1/500 \text{ (mm)} = 4450/500 = 15.8 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGES & PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Avec :

- $q = 19.35 \text{ KN/ml}$
- $l = 7.9 \text{ m}$
- $E = 34000 \text{ MPa}$; $I = 0.0054 \text{ m}^4$

$$f_{cal} = 5.34 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = 5.34 \text{ mm} < f_{adm} = 15.8 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Section retenue : $30 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$

Type 3 : Poutres de portée $L > 800 \text{ cm}$:

○ **Hauteur de la poutre (h) :**

Avec $L_{max} = 945 \text{ cm}$:

$$\frac{945}{15} \leq h \leq \frac{945}{10}$$
$$63 \text{ cm} \leq h \leq 94.5 \text{ cm}$$

On prend $h = 70 \text{ cm}$

○ **Largeur de la poutre (b) :**

$$0,3 \times 70 \leq b \leq 0,8 \times 70$$
$$21 \text{ cm} \leq b \leq 56 \text{ cm}$$

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

○ **Vérification selon le RPA 2024 (zone VI) :**

- $b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 30 \geq 25$: vérifiée
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 70 \geq 30$: vérifiée
- $h/b \leq 4 \rightarrow 70/30 = 2.33 \leq 4$: vérifiée

○ **Vérification de la flèche admissible :**

Selon l'article B.6.5.3 du CBA 93, la flèche calculée doit être inférieure à la flèche admissible

$$f_{cal} < f_{adm}$$

$$f_{adm} = 1/500 \text{ (mm)} = 9450/500 = 18.9 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

Avec :

CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGES & PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

- $q = 20.36 \text{ KN/ml}$
- $l = 9.45 \text{ m}$
- $E = 34000 \text{ MPa}$; $- I = 0.0085 \text{ m}^4$

$$f_{cal} = 7.31 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = 7.31 \text{ mm} < f_{adm} = 18.9 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Section retenue : $30 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$

III.2.3. Évaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation est réalisée conformément aux prescriptions du Document Technique Règlementaire DTR B.C. 2.2, lequel fixe les hypothèses de chargement à adopter en fonction de la nature de l'ouvrage, de sa destination et des conditions d'exploitation prévues.

III.2.3.1. Plancher terrasse inaccessible

- Protection lourde (5 cm) $1600 \text{ kg/m}^3 \times 0,05 \text{ m} = 80 \text{ kg/m}^2$
- Étanchéité multicouche $= 12 \text{ kg/m}^2$
- Forme de pente $0,12 \text{ m} \times 2200 \text{ kg/m}^3 = 264 \text{ kg/m}^2$
- Polystyrène (4 cm) $25 \text{ kg/m}^3 \times 0,04 \text{ m} = 1 \text{ kg/m}^2$
- Dalle pleine en béton armé (20 cm) $2500 \text{ kg/m}^3 \times 0,20 \text{ m} = 500 \text{ kg/m}^2$
- Plâtre (3 cm) $1000 \text{ kg/m}^3 \times 0,03 \text{ m} = 30 \text{ kg/m}^2$

$$\text{Charge permanente } G = 887 \text{ kg/m}^2 = 0,887 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 100 \text{ kg/m}^2 = 0,100 \text{ t/m}^2$$

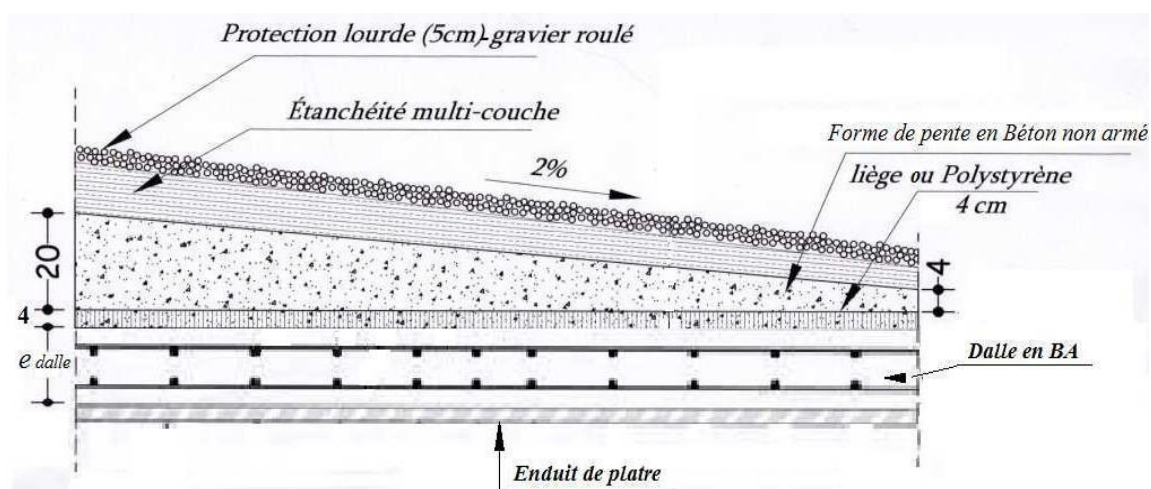


Figure III.2 : Détail du plancher terrasse inaccessible

III.2.3.2. Plancher des étages courants (habitation)

- Carrelage (2 cm) $2200 \text{ kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m} = 44 \text{ kg/m}^2$
- Mortier de pose (2 cm) $2000 \text{ kg/m}^3 \times 0,02 \text{ m} = 40 \text{ kg/m}^2$
- Dalle pleine en béton armé (20 cm) $2500 \text{ kg/m}^3 \times 0,20 \text{ m} = 500 \text{ kg/m}^2$
- Plâtre (3 cm) $1000 \text{ kg/m}^3 \times 0,03 \text{ m} = 30 \text{ kg/m}^2$
- Cloison de distribution = 100 kg/m^2

Charge permanente $G = 714 \text{ kg/m}^2 = 0,714 \text{ t/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 150 \text{ kg/m}^2 = 0,150 \text{ t/m}^2$

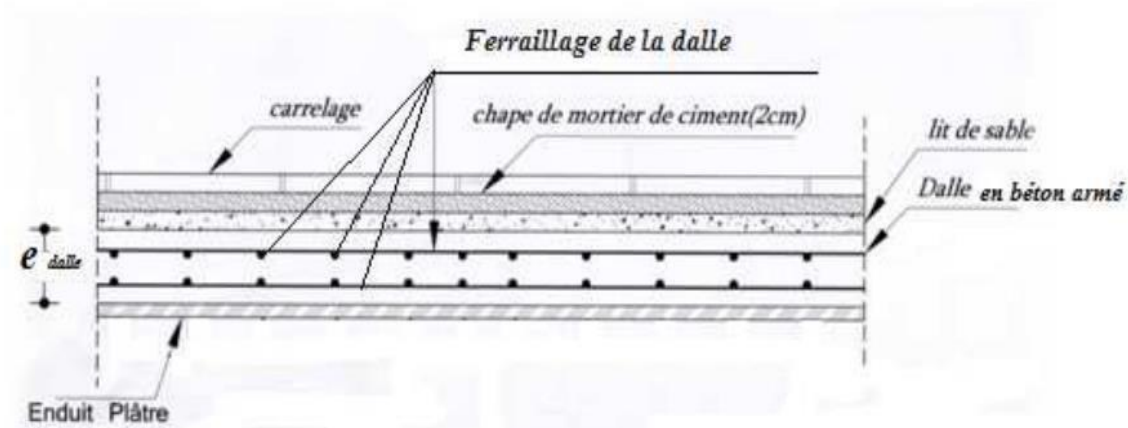


Figure III.3 : Détail du plancher d'un étage courant

III.2.3.3. Plancher parking (sous-sol et entresols)

- Résine (3 mm) $1800 \text{ kg/m}^3 \times 0,003 \text{ m} = 5,4 \text{ kg/m}^2$
- Dalle pleine en béton armé (20 cm) $2500 \text{ kg/m}^3 \times 0,20 \text{ m} = 500 \text{ kg/m}^2$
- Plâtre (3 cm) $1000 \text{ kg/m}^3 \times 0,03 \text{ m} = 30 \text{ kg/m}^2$

Charge permanente $G = 535,4 \text{ kg/m}^2 \approx 0,535 \text{ t/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 250 \text{ kg/m}^2 = 0,250 \text{ t/m}^2$

III.2.3.4. Balcons

- Étanchéité (liquide ou multicouche) = 5 kg/m²
- Carrelage (2 cm) 2200 kg/m³ × 0,02 m = 44 kg/m²
- Mortier de pose (2 cm) 2000 kg/m³ × 0,02 m = 40 kg/m²
- Dalle pleine en béton armé (20 cm) 2500 kg/m³ × 0,20 m = 500 kg/m²
- Plâtre (3 cm) 1000 kg/m³ × 0,03 m = 30 kg/m²

Charge permanente $G = 619 \text{ kg/m}^2 = 0,619 \text{ t/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 350 \text{ kg/m}^2 = 0,350 \text{ t/m}^2$

III.2.3.5. Acrotère

L'acrotère est un élément vertical situé en bordure des toitures-terrasses, généralement réalisé en béton armé. Il permet de protéger les relevés d'étanchéité contre les infiltrations d'eau. Il joue également un rôle dans la sécurité en facilitant l'installation de garde-corps ou d'équipements techniques.

○ Calcul du poids de l'acrotère :

Le poids de l'acrotère est calculé en deux parties : la partie en béton armé et la partie en enduit de plâtre.

- **Partie en béton armé ($\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$) :**

Volume de béton = Section de l'acrotère × 1 m de longueur

Section = $(0,12 \times 0,07) + (0,12 \times (0,10 - 0,07) / 2) + (0,10 \times 0,50)$

Poids béton = Section × 2500 kg/m³

- **Partie en enduit de plâtre ($\rho = 1800 \text{ kg/m}^3$, épaisseur 3 cm) :**

Périmètre enduit = $(0,40 + 0,12 + 0,07 + \sqrt{(0,12^2 + (0,10 - 0,07)^2}) + 0,10 + 0,50)$

Poids enduit = Périmètre × 0,03 m × 1800 kg/m³

- **Poids total de l'acrotère :**

P Acro = Poids béton + Poids enduit = 0,220 t/ml

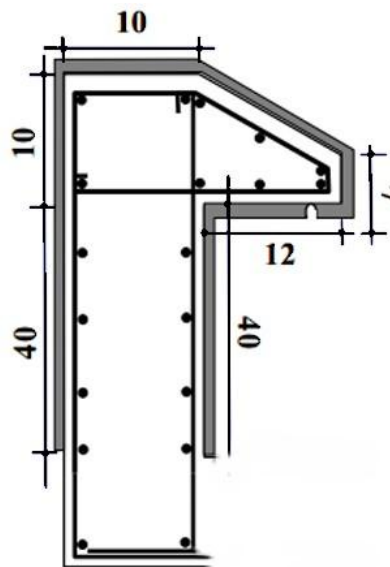


Figure III.4 : Détail d'un acrotère en béton armé

III.2.3.6. Escaliers

○ Prédimensionnement des escaliers :

Un escalier assure un confort optimal à la montée lorsqu'il est conçu selon la règle de Blondel, formule empirique qui relie la hauteur de marche (h) et le giron (g) :

$$59 \text{ cm} < g + 2h < 66 \text{ cm}$$

En général, la hauteur de la marche h est comprise entre 0,14 m et 0,18 m. On prend $h = 0,17 \text{ m}$ ou $h = 0,18 \text{ m}$.

En remplaçant dans la formule de Blondel ($59 < g + 2h < 66$), on trouve :

- Pour $h = 0,17 \text{ m}$: $25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm}$
- Pour $h = 0,18 \text{ m}$: $23 \text{ cm} < g < 30 \text{ cm}$

On choisit $g = 30 \text{ cm}$

Le tableau ci-dessous donne les caractéristiques des escaliers par niveau.

CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGES & PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

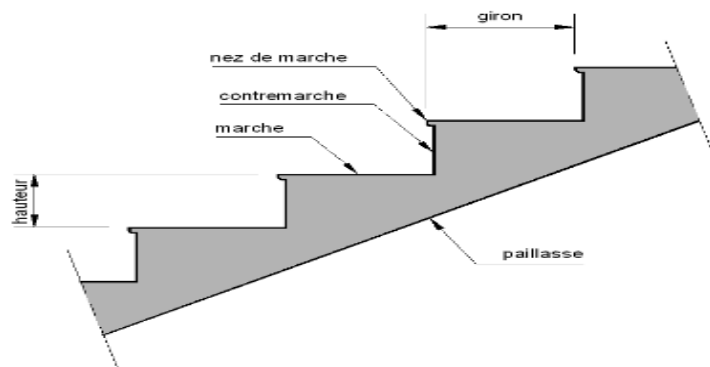


Figure III.5 : Caractéristiques des escaliers (sous-sol, RDC et étages courants)

Tableau III.1 : Caractéristiques des escaliers en sous-sol, RDC et étages courant

		Sous-sol	RDC	Étages courants
Caractéristiques	Formules	3,23m	3,74m	3,4 m
Hauteur de la volée h_v (m)	$h_v = \frac{h_e}{2}$	1,62m	1,87m	1,7 m
Nombre de contremarches n	$n = \frac{h_e}{h}$	9	11	10
Longueur de ligne de foulée L (m)	$L = (n - 1) \cdot g$	2,4	3	2,7
Inclinaison de la paillasse α (°)	$\tan \alpha = \left(\frac{h}{g} \right)$	31°	30°	30°
Longueur de la paillasse L_p (cm)	$L_p = \frac{h_v}{\sin \alpha}$	315	374	340
Épaisseur du paillasse et du pallier e_p (cm)	$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{25}$	9	11	10

○ **Paillasse :**

- Revêtement en carrelage horizontal $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de ciment horizontal $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- Lit de sable $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- Revêtement en carrelage vertical $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de ciment vertical $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la paillasse $0,12 \times 25 = 2,50 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre des marches $0,17/2 \times 22 = 1,87 \text{ KN/m}^2$

CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGES & PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

- Enduit en plâtre $0,02 \times 10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$
- Garde-corps $= 0,10 \text{ KN/m}^2$

G paillasse = 7.21 KN/m^2

Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

○ Palier :

- Poids propre $0,12 \times 25 = 2,50 \text{ KN/m}^2$
- Lit de sable (2 cm) $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- Chape de ciment (2 cm) $0,02 \times 20 = 0,40 \text{ KN/m}^2$
- Carrelage (2 cm) $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre (2 cm) $0,02 \times 10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$

G palier = 4.4 KN/m^2

Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

III.2.3.7. Murs et cloisons

- Enduit de ciment (2 cm) $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- Brique creuse (15 cm) $0,15 \times 9 = 1,35 \text{ KN/m}^2$
- Brique creuse (10 cm) $0,10 \times 9 = 0,90 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre (2 cm) $0,02 \times 10 = 0,20 \text{ KN/m}^2$

Charge permanente totale $G = 2,81 \text{ KN/m}^2$

- Prise en compte de 30 % d'ouverture $2,81 \times 0,7 = 1,967 \text{ KN/m}^2$

Charge permanente finale $G = 1,967 \text{ KN/m}^2$

III.2.4. Prédimensionnement des poteaux

III.2.4.1. Généralités

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux qui servent à supporter le poids de la structure (charges permanentes), les surcharges d'exploitation ainsi que les surcharges latérales dues au séisme. Associés aux poutres, ils constituent des portiques qui forment le système de contreventement du bâtiment. Leur dimensionnement sera fait conformément aux règles BAEL 99 et sera vérifié par les prescriptions du RPA 2024.

En réalité, les poteaux de bâtiments implantés en zone sismique sont soumis à la flexion composée, car ils reçoivent à la fois un effort normal statique prépondérant dû au poids des parties supérieures dont l'effet gravitaire converge au poteau, et un moment fléchissant sismique

prépondérant dû aux charges latérales. Néanmoins, pour des raisons de simplicité, leur prédimensionnement se fait en compression centrée en considérant l'état limite de stabilité de forme.

III.2.4.2. Identification des poteaux étudiés et surfaces d'influence

La descente de charges se fait du niveau le plus haut vers le niveau inférieur et ce jusqu'au niveau le plus bas. Elle est effectuée sur les poteaux les plus sollicités, c'est-à-dire supportant les charges réparties sur leur surface d'influence. On considère deux types de poteaux :

- Poteau central C-4
- Poteau de rive D'-7

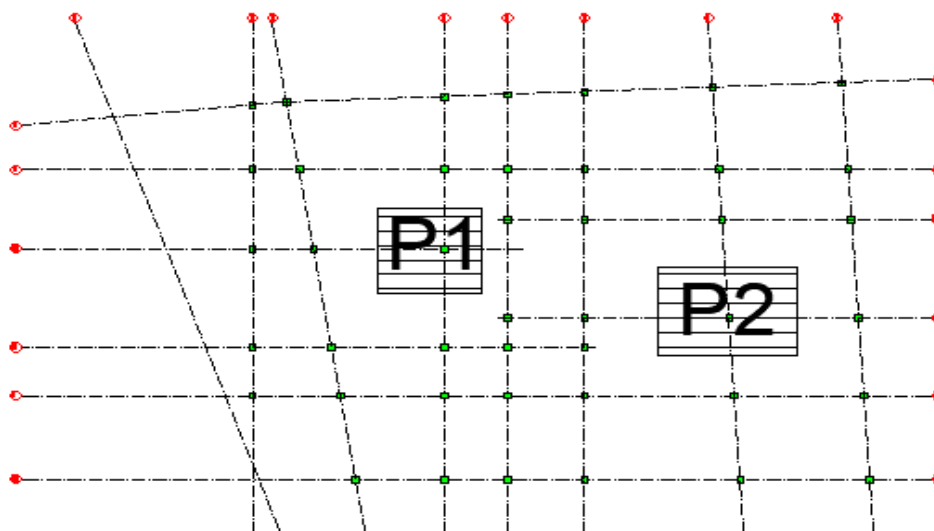


Figure III.6 : Poteaux les plus sollicités dans la structure

CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGES & PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Tableau III.2 : Valeurs des surfaces d'influence des poteaux

Les poteaux	Surface (m ²)	Majoration de surface(m ²)
P ₁	35,24	38,8
P ₂	26,06	28,66

Le chargement le plus défavorable est porté par le poteau P1 avec une surface de $S_1 = 35,24\text{m}^2$

III.2.4.3. Majoration des charges selon la position des poteaux

La majoration des charges revenant aux poteaux d'une structure est issue de la réglementation en vigueur (art. B.8.1.1 du BAEL 99 et art. B.8.1.1 du CBA 93). Elle obéit à la règle de continuité des moments et est répartie de la manière suivante :

- 0 % pour les poteaux de rives et de coins ;
- 15 % pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées ;
- 10 % pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées

III.2.4.4. Évaluation des charges permanentes sur poteaux

Le critère de résistance impose que l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau soit au plus égal à :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

Où :

- N_G : effort normal dû aux charges permanentes
- N_Q : effort normal dû aux charges d'exploitation

Poteau central (C-4)

Surface d'influence : $S = 38,8 \text{ m}^2$

$N_G = G_{\text{plancher}} + G_{\text{terrasse}} + G_{\text{poutre}} + G_{\text{parking}}$

$G_{\text{terrasse}} = 38,8 \times 8,88 = 344,54 \text{ KN}$

$G_{\text{plancher}} = 38,8 \times 7,65 = 296,82 \text{ KN}$

$G_{\text{parking}} = 38,8 \times 8,53 = 330,96 \text{ KN}$

$G_{\text{poutre}} = 25 \times 0,6 \times 0,35 \times 2,705 + 25 \times 0,6 \times 0,35 \times 3,92 + 25 \times 0,6 \times 0,35 \times 3,35 +$

$$25 \times 0,4 \times 0,3 \times 1,9 = 58,07 \text{ KN}$$

$$N_{G \text{ TOTALE}} = G \text{ terrasse} + 10 G \text{ plancher} + 3 G \text{ parking} + 14 G \text{ poutre} = 5118,6 \text{ KN}$$

III.2.4.5. Évaluation des charges d'exploitation et loi de dégression

Cette dégression s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des différents niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression dite "de base" s'applique. Lorsque des locaux commerciaux occupent certains niveaux, ils sont pris en compte sans abattement.

○ Loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment. Les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3... n (numérotés à partir du sommet du bâtiment) se dégraisent comme suit :

- Sous terrasse Q_0
- Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$
- Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Sous étage 5 $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- Sous étage n (pour $n \geq 5$) ... $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Avec :

- Q_0 : surcharge d'exploitation de la terrasse
- n : numéro de l'étage du haut vers le bas

○ Charges d'exploitation Q (KN/m²) :

Terrasse : $Q = 1,00$

Étage courant : $Q = 1,50$

Parking : $Q = 2,50$

n = 14 étages

Coefficient de dégression : $(3+14)/(2 \times 14) = 17/28 = 0,6$

$$NQ = [1,00 + 0,6 \times (1,50 \times 10 + 2,50 \times 3)] \times 38,8$$

$$NQ = [1,00 + 0,6 \times (15 + 7,5)] \times 38,8$$

$$NQ = [1,00 + 0,6 \times 22,5] \times 38,8$$

CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGES & PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

$$NQ = 14,5 \times 38,8 = 562,6 \text{ KN}$$

III.2.4.6. Calcul de l'effort normal ultime (Nu)

$$Nu = 1,35 \times NG + 1,5 \times NQ$$

$$Nu = 1,35 \times 5118,6 + 1,5 \times 562,6$$

$$Nu = 7754,01 \text{ KN}$$

III.2.4.7. Vérification réglementaire selon le RPA 2024 et détermination des dimensions des poteaux (section réduite Br incluse)

D'après l'article 8.4.1 du CBA 93 et du BAEL 99, l'effort normal ultime Nu agissant sur les poteaux soumis à la compression centrée doit satisfaire la condition suivante :

$$N_u \geq \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b \times \theta} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

- A : section d'acier comprimé prise en compte dans les calculs
- Br : section réduite du poteau
- α : coefficient dépendant de l'élancement λ du poteau, défini par : $\lambda = l_f / i$

Où :

- l_f est la longueur de flambement, prise comme $l_f = 0,7 l_0$ pour un poteau encastré à la base et articulé au sommet
- i est le rayon de giration : $i = \sqrt{I / A}$

La section réduite du poteau, obtenue en diminuant la section réelle de 1 cm sur toute sa périphérie, est définie par :

$$B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02)$$

La section d'acier comprimé prise en compte pour la zone VI est donnée par :

$$A_s = 1\% \times B_r \quad (\text{Article 7.4.1 du RPA 2024})$$

Donc pour notre structure nous avons : $\lambda = 35$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{35}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2} = \frac{0,85}{1,2} = 0,708$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{1\% \times f_e}{\gamma_s} \right)}$$
$$B_r = N_u \times 0,0532$$

CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGES & PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

On suppose que les poteaux sont carrés, donc :

$$a = \sqrt{B_r} + 0,02$$

De plus, les sections de poteaux choisies doivent respecter la condition décrite par l'Article 7.4.3 du RPA 2024 pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations du séisme, qui est la suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,35$$

Avec $f_{c28} = 30$ MPa, $\gamma_b = 1,5$, $f_e = 500$ MPa, $\gamma_s = 1,15$:

$$\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} = \frac{30}{0,9 \times 1,5} = \frac{30}{1,35} = 22,22$$

$$\frac{1\% \times f_e}{\gamma_s} = \frac{0,01 \times 500}{1,15} = \frac{4}{1,15} = 4,34$$

$$\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{1\% \times f_e}{\gamma_s} \right) = 0,708 \times (22,22 + 4,34) = 0,708 \times 26,56 = 18,80$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{18,80} \text{ soit } B_r = N_u \times 0,053$$

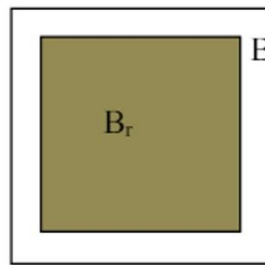


Figure III.7 : Section réduite des poteaux (B_r)

$$a = \sqrt{B_r} + 0,02 = \sqrt{0,4} + 0,02 = 0,64 + 0,02 = 0,66 \text{ m}$$

Section retenue : 70×70 cm

Tableau III.3 : Effort normal ultime (N_u) du poteau central

Niveau	N_u (MN)	B_r (m ²)	a_r (m)	a (m)	Section du poteau choisi
9 ^{ème} étage	0,6	0,03	0,17	0,19	40x40
8 ^{ème} étage	1,13	0,049	0,22	0,24	40x40
7 ^{ème} étage	1,66	0,071	0,26	0,28	45x45

CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGES & PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

6 ^{ème} étage	2,2	0,095	0,3	0,32	45x45
5 ^{ème} étage	2,73	0,12	0,35	0,37	50x50
4 ^{ème} étage	3,26	0,14	0,37	0,39	50x50
3 ^{ème} étage	3,79	0,16	0,4	0,42	55x55
2 ^{ème} étage	4,32	0,19	0,44	0,46	55x55
1 ^{er} étage	4,85	0,2	0,45	0,47	60x60
RDC	5,39	0,23	0,48	0,5	60x60
Entre-sol3	5,92	0,25	0,5	0,52	65x65
Entre-sol2	6,53	0,28	0,53	0,55	65x65
Entre-sol3	7,14	0,3	0,54	0,56	70x70
Sous-Sol	7,75	0,33	0,57	0,59	70x70

○ **Vérification des conditions du RPA 2024 :**

Tableau III.4 : Vérification du poteau central selon le RPA 2024

Niveau	b x h	Lcl (m)	Lcl /20	h/b	Vérifications
9 ^{ème} étage	40x40	3,4	0,17	1	Vérifiées
8 ^{ème} étage	40x40	3,4	0,17	1	Vérifiées
7 ^{ème} étage	45x45	3,4	0,17	1	Vérifiées
6 ^{ème} étage	45x45	3,4	0,17	1	Vérifiées
5 ^{ème} étage	50x50	3,4	0,17	1	Vérifiées
4 ^{ème} étage	50x50	3,4	0,17	1	Vérifiées
3 ^{ème} étage	55x55	3,4	0,17	1	Vérifiées
2 ^{ème} étage	55x55	3,4	0,17	1	Vérifiées
1 ^{er} étage	60x60	3,4	0,17	1	Vérifiées
RDC	60x60	3,74	0,187	1	Vérifiées
Entre-sol 1	65x65	3,23	0,165	1	Vérifiées
Entre-sol 2	65x65	3,23	0,165	1	Vérifiées
Entre-sol 3	70x70	3,23	0,165	1	Vérifiées
Sous-Sol	70x70	3,23	0,165	1	Vérifiées

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions mentionnées dans l'article 7.4 du RPA 2024, qui sont les suivantes :

$$\text{Min } (b, h) \geq 30 \text{ cm en zone VI}$$

$$\text{Min } (b, h) \geq \frac{L_{cl}}{20} \text{ pour toutes les zones}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{h}{b} < 4 \text{ pour toutes les zones}$$

III.2.4.8. Conclusion

Toutes les sections de poteaux retenues satisfont aux conditions du RPA 2024 :

- $\checkmark \text{ Min } (b, h) \geq 30 \text{ cm (zone VI)}$
- $\checkmark \text{ Min } (b, h) \geq L_{cl}/20$
- $\checkmark 1/4 < h/b < 4$

III.2.5. Prédimensionnement des voiles de contreventement

III.2.5.1. Généralités sur les voiles de contreventement

Les voiles de contreventement sont des éléments verticaux en béton armé qui assurent la stabilité latérale des bâtiments, notamment sous l'effet des actions sismiques et du vent. Ils permettent de limiter les déplacements horizontaux et d'augmenter la rigidité globale de la structure.

Dans les structures en zone sismique, ils travaillent principalement en flexion et en effort tranchant, en complément des portiques. Leur disposition doit garantir la régularité et la stabilité de l'ouvrage conformément aux exigences du RPA 2024.

III.2.5.2. Dimensionnement de l'âme du voile

Les voiles respectent les conditions de dimensions minimales du RPA 2024 (article 7.7.1) :

$$b_w \geq \max \left(15 \text{ cm}; \frac{h_e}{20} \right)$$
$$l_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1 \text{ m} \right)$$

Avec :

- h_e : hauteur d'étage
- b_w : épaisseur du voile
- l_w : longueur du voile

III.2.5.3. Hauteur critique des voiles

Selon l'article 7.7.4 du RPA 2024, la hauteur critique h_{cr} est donnée par :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} h_e & \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2h_e & \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

Avec :

- h_e : hauteur libre de chaque niveau
- h_w : hauteur totale du voile
- l_w : longueur du voile
- n : nombre de niveaux

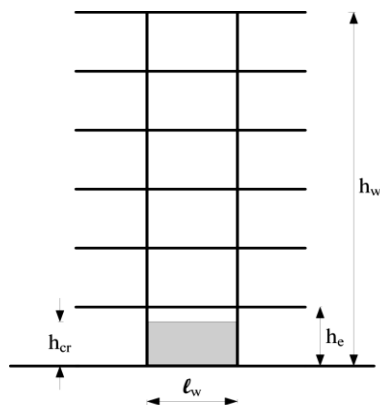


Figure III.8 : Zone critique à la base d'un voile de contreventement

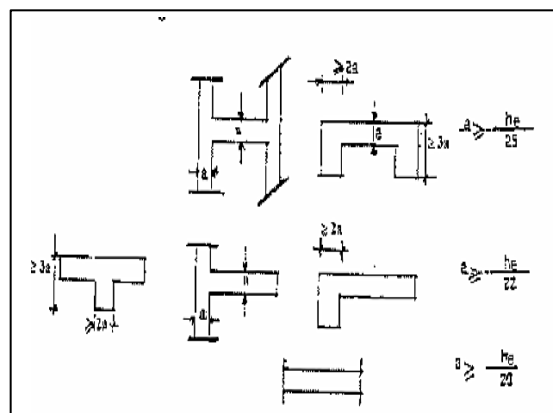


Figure III.9 : Épaisseur minimale des voiles selon les différentes

III.2.5.4. Vérification de la hauteur critique des voiles

Selon les exigences, l'épaisseur minimale requise pour les voiles est de 15 cm. Pour garantir une meilleure stabilité, ces épaisseurs sont retenues pour les voiles de la structure.

Dans notre disposition des voiles choisie, la plus grande longueur du voile est de $l_w = 3,7$ m Entre axes, qui s'étend sur toute la hauteur du bâtiment, soit $h_w = 44.2$ m. La hauteur critique donnée par l'équation (III-10a) devient :

CHAPITRE III : DESCENTE DE CHARGES & PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

$$h_{cr} = \max\left(l_w; \frac{h_w}{6}\right) = \max\left(3,7 \text{ m}; \frac{44.2}{6} = 7.36 \text{ m}\right) = 7.36 \text{ m}$$

Cette hauteur critique doit respecter la condition :

$$h_{cr} = 7.36 \text{ m} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w = 7,4 \text{ m} \\ 2 \cdot h_e = 7.48 \text{ m} \end{cases}$$

○ **Vérification :**

- $7.36 \text{ m} \leq 7,4 \text{ m} \rightarrow \text{Vérifiée}$
- $7.36 \text{ m} \leq 7.4 \text{ m} \rightarrow \text{Vérifiée}$

Pour le sous-sol et les entre-sols, un voile périphérique en béton armé d'épaisseur $e = 25 \text{ cm}$ a été adopté afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Tableau III.5 : Prédimensionnement des voiles de contreventement

Niveau	h_e (m)	$h_e/25$ (m)	bw minimale (cm)	Choisi(cm)	l_w minimale (m)
Etages courants	3,4	0,136	13,60	25,00	1,13
RDC	3,74	0,1496	14,96	25,00	1,24
Entre-sol	3,23	0,1292	12,92	25,00	1,07

III.3. CONCLUSION

Le prédimensionnement représente une étape fondamentale dans le processus de conception d'une structure, puisqu'il permet de définir une première configuration cohérente et sécurisée du projet. Cette phase initiale garantit le respect des exigences réglementaires tout en orientant les choix structuraux de manière rationnelle.

En s'appuyant sur les règlements en vigueur, notamment le CBA93, le BAEL et le RPA 2024, nous avons pu déterminer les dimensions des différents éléments porteurs en tenant compte des critères de résistance, de stabilité, de durabilité ainsi que des actions agissant sur la structure.

L'intégration des prescriptions du RPA 2024 a été particulièrement importante, car elle a permis de prendre en considération les effets sismiques propres à la zone d'étude dès les premières étapes de conception, assurant ainsi une meilleure sécurité de l'ouvrage.

Cette phase de prédimensionnement fournit donc une base réaliste et cohérente du modèle structural. Elle constitue également une étape préparatoire indispensable avant les analyses plus approfondies.

Enfin, une fois les dimensions initiales établies, il devient nécessaire d'étudier le comportement global de la structure sous sollicitations dynamiques. Ainsi, nous passerons à l'étude dynamique afin d'analyser la réponse du bâtiment face aux actions sismiques et aux effets variables dans le temps.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV.1. INTRODUCTION

L'étude dynamique et sismique constitue une étape essentielle dans l'analyse des structures, en particulier pour les bâtiments situés en zone sismique. Elle permet d'évaluer le comportement global de l'ouvrage soumis à des actions variables dans le temps, notamment les séismes, qui représentent des sollicitations horizontales majeures pouvant influencer la stabilité et la sécurité de la structure.

Dans ce chapitre, l'analyse dynamique du bâtiment sera effectuée afin de déterminer ses modes propres de vibration, ses périodes fondamentales ainsi que sa réponse sous l'effet des charges sismiques. Cette étude permet de mieux comprendre la répartition des efforts internes et les déplacements induits dans la structure.

Conformément aux exigences du RPA 2024, l'approche adoptée permet de vérifier la conformité de l'ouvrage aux règles parasismiques en vigueur, tout en assurant un niveau de sécurité adéquat.

Ainsi, cette étude constitue une base indispensable pour la vérification et le dimensionnement final des éléments structuraux soumis aux actions sismiques.

IV.2. MODELISATION DE LA STRUCTURE A L'AIDE DU LOGICIEL ETABS

IV.2.1. Généralités

L'analyse des structures complexes nécessite aujourd'hui l'utilisation d'outils numériques performants permettant de représenter avec précision le comportement réel des ouvrages sous l'effet des différentes sollicitations. La modélisation numérique constitue ainsi une étape essentielle dans l'étude des bâtiments, car elle permet d'évaluer les déplacements, les efforts internes ainsi que la réponse dynamique de la structure. Dans le cadre de ce projet, une modélisation tridimensionnelle de l'ouvrage a été réalisée afin de simuler son comportement sous l'action des charges permanentes, des surcharges d'exploitation et des sollicitations sismiques conformément aux exigences du RPA 2024. Cette approche permet d'obtenir des résultats fiables servant de base au dimensionnement et à la vérification des différents éléments structuraux.

IV.2.2. Description du logiciel ETABS

ETABS (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems) est un logiciel professionnel de modélisation, d'analyse et de conception des structures de bâtiments développé par Computers and Structures Inc (CSI). Il est spécialement conçu pour les ouvrages en génie civil, notamment les bâtiments en béton armé et en acier, en offrant une modélisation tridimensionnelle précise et efficace.

Ce logiciel permet de réaliser des analyses statiques et dynamiques avancées, incluant les calculs sismiques selon les règlements en vigueur tels que le RPA 2024. Il offre également des

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

outils performants pour l'étude modale, l'analyse spectrale, ainsi que la vérification des déplacements et des efforts internes dans les éléments structuraux.

Particulièrement adapté aux bâtiments multi-étagés, ETABS facilite le dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles et dalles) tout en intégrant les effets complexes tels que la torsion, les irrégularités de structure et les effets du second ordre (P-Delta).

Grâce à son interface intuitive, ETABS permet une modélisation rapide, une analyse fiable et la génération de rapports détaillés. Il constitue ainsi un outil essentiel pour l'étude du comportement des structures sous différentes sollicitations, notamment les actions sismiques.

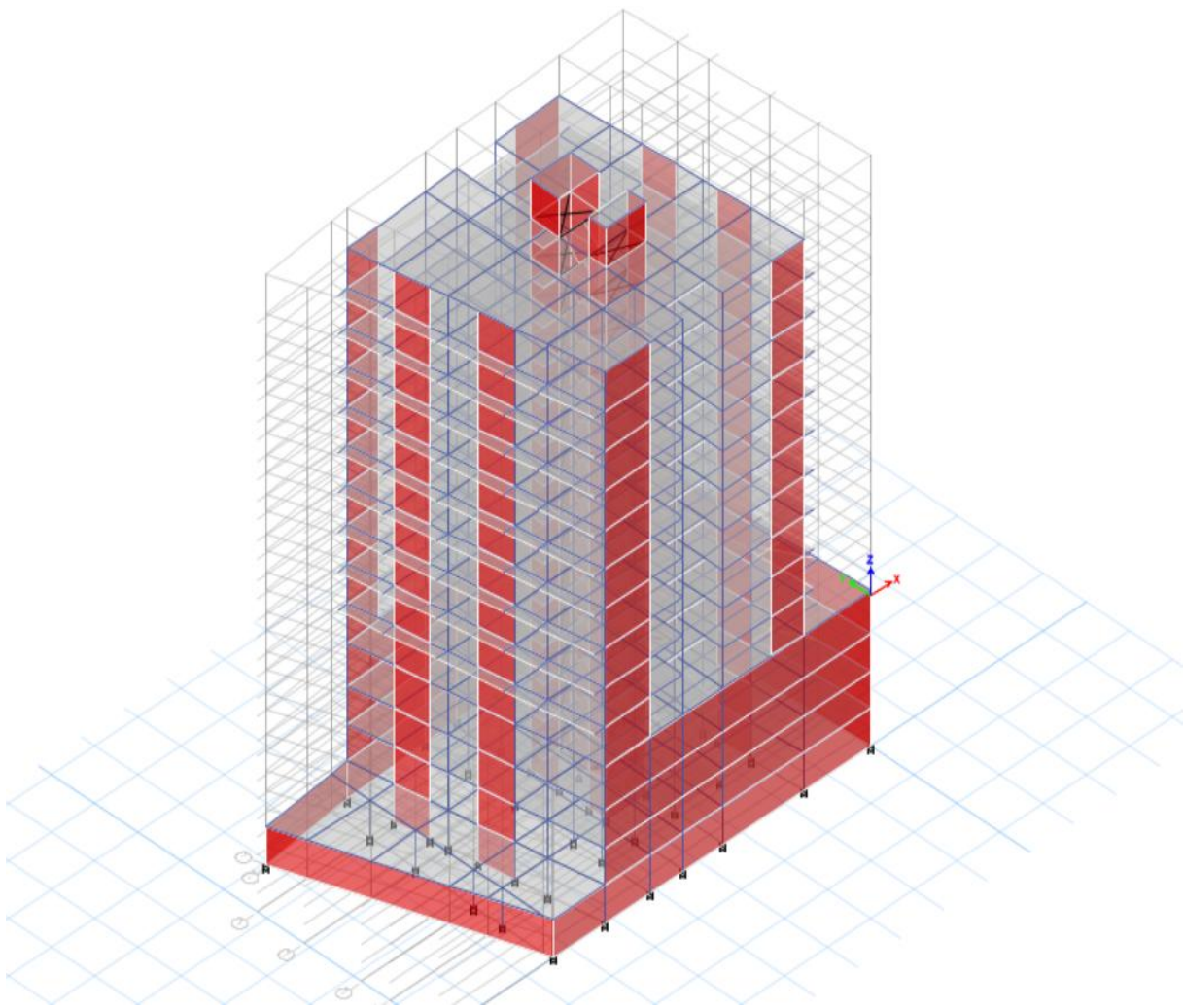


Figure IV.1 : Modèle tridimensionnel de la structure sous ETABS

➤ Selon l'annexe 01 :

IV.3. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

IV.3.1. Généralités

La méthode statique équivalente est une procédure simplifiée d'analyse sismique qui consiste à remplacer l'action dynamique du séisme par un ensemble de forces horizontales statiques équivalentes appliquées à chaque niveau de la structure. Cette méthode permet d'évaluer les efforts sismiques globaux en tenant compte des caractéristiques du bâtiment, des paramètres du site et de la zone sismique considérée. Elle est applicable aux structures régulières répondant aux conditions fixées par le RPA 2024 et constitue une approche pratique pour le calcul préliminaire des sollicitations sismiques et le dimensionnement des éléments structuraux.

IV.3.2. Conditions d'application selon le RPA 2024

Selon le RPA 2024, article 4.1.2, la méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I, II et III, et à 32 m en zones IV, V et VI.
- Dans le cas de bâtiments présentant certaines irrégularités, l'utilisation de cette méthode reste possible sous réserve du respect de ces mêmes limitations de hauteur et de la satisfaction des conditions complémentaires spécifiées dans le tableau 4.1 du RPA 2024.

IV.3.3. Calcul de la force sismique

Selon le RPA 2024, article 4.2.3, le calcul sismique requiert la détermination de l'effort total à la base noté V , qui doit être évalué suivant chacune des deux directions principales orthogonales de la structure :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

Avec :

- $\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0
- T_0 : période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée
- λ : coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 & \text{si } T_0 \leq 2T_2 \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases}$$

- W : poids sismique total du bâtiment, égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau i

IV.3.4. Spectre de calcul

Selon le RPA 2024, article 3.3.3, l'action sismique horizontale est représentée par le spectre de calcul suivant :

Avec les branches suivantes :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A \cdot I \cdot S \cdot \left(\frac{2,5Q_F}{R}\right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left(\frac{2,5Q_F}{R}\right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left(\frac{2,5Q_F}{R}\right) \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right) & \text{si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A \cdot I \cdot S \cdot \left(\frac{2,5Q_F}{R} - \frac{2}{3}\right) \cdot \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2}\right) & \text{si } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases}$$

Où :

- $\frac{S_{ad}}{g}(T)$: spectre de calcul normalisé par rapport à l'accélération de la pesanteur g
- A : coefficient d'accélération de calcul
- I : coefficient d'importance
- S : coefficient de site
- Q_F : facteur de qualité
- R : coefficient de comportement de la structure
- T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté
- T_1, T_2, T_3 : paramètres définissant le spectre

IV.3.5. Paramètres sismiques

○ Coefficient d'accélération de zone A :

Selon le tableau 3.3 du RPA 2024, pour la zone sismique VI : $A = 0,3$

○ Classification du site S :

Pour un spectre de type 1 (zone VI) et une catégorie de site S3 (site meuble), d'après le tableau 3.4 du RPA 2024 :

$$S = 1,3; T_1 = 0,15 \text{ s}; T_2 = 0,6 \text{ s}; T_3 = 2 \text{ s}$$

○ Coefficient d'importance I :

Selon le RPA 2024, article 3.4, notre bâtiment est de groupe 1B (bâtiments de grande importance). D'après le tableau 3.11 du RPA 2024 : $I = 1,2$

○ Calcul de la période fondamentale T :

La période fondamentale est définie par la méthode empirique selon la formule 4.4 de l'article 4.2.4 du RPA 2024 :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot H_N^{3/4}$$

Avec :

- H_N : hauteur de la structure sans acrotère = 50,83 m
- C_T : coefficient fonction du système de contreventement, donné par le tableau 4.3 du RPA 2024. Pour notre cas : $C_T = 0,05$

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \times 50,83^{3/4} = 0,95 \text{ s}$$

La valeur de T_0 calculée par méthode numérique (logiciel ETABS) est $T_{\text{calcul}} = 1,039 \text{ s}$

Vérification : $T_{\text{calcul}} = 1,039 < 1,3 \times 0,95 = 1,235 \text{ s}$

Donc : $T_0 = 1,039 \text{ s}$

○ Coefficient de comportement R :

Le facteur de comportement est donné par le tableau 3.18 du RPA 2024 en fonction du système de contreventement. Selon l'article 3.5 du RPA 2024, il s'agit d'une structure en béton armé dont le système de contreventement est constitué de voiles, assurant principalement la résistance aux charges verticales et latérales. Plus de 65 % de la résistance au cisaillement à la base du bâtiment est assurée par les voiles.

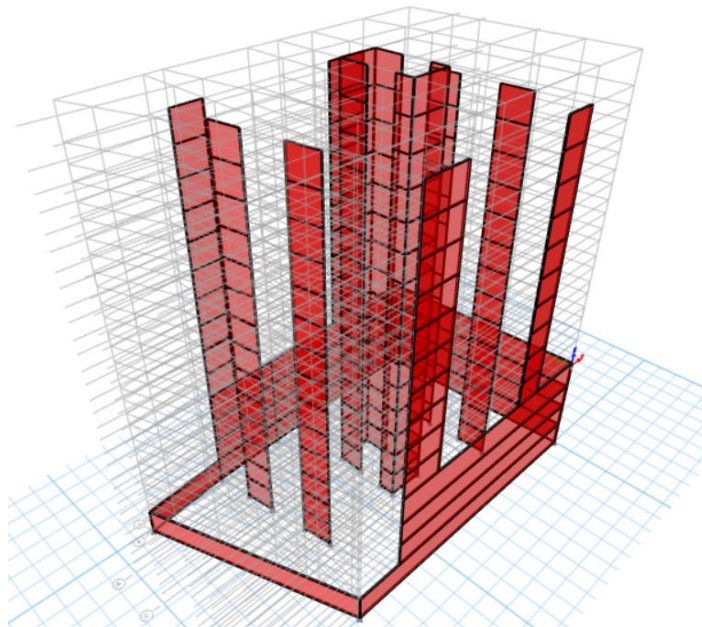


Figure IV.2 : Disposition des voiles de contreventement dans la structure

Tableau IV.1 : Répartition de l'effort tranchant à la base selon les directions principales

Direction	Effort total (KN)	Effort voiles (KN)	Effort portiques (KN)	Pourcentage voiles (%)
Suivant X	21752,26	19756,65	1765,54	90,82
Suivant Y	21752,26	20166,79	707,42	92,71

Coefficient de comportement : $R = 4,5$ (b)

○ **Facteur de qualité QF :**

Selon le RPA 2024, article 3.7, le facteur de qualité de la structure dépend de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constituent la structure
- La régularité en plan et en élévation

La valeur de QF est déterminée par la formule suivante :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^i P_q$$

Avec :

- P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non
- i : nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée
- **Régularité du bâtiment :**

a) Régularité en plan :

Conformément à l'article 3.7.1 du RPA 2024, l'évaluation repose sur quatre critères.

Critère a1 – Symétrie des distributions :

La configuration du bâtiment est sensiblement symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, tant pour la répartition des masses que pour celle des rigidités. → Vérifié

Critère a2 – Excentricité entre centre de masse et centre de rigidité :

Les conditions à vérifier sont :

- $e_{0x} \leq 0,3 \times r_x$
- $e_{0y} \leq 0,3 \times r_y$
- $r_x \geq l_s$

- $r_y \geq l_s$

Tableau IV.2 : Excentricités de calcul de la structure

Niveau	e0x (m)	e0y (m)	0,3.rx (m)	0,3.ry (m)	e0x ≤ 0,3.rx	e0y ≤ 0,3.ry
Terrasse	0,94	13,65	3,21	2,90	OK	Non
Attique	17,41	13,35	3,22	2,89	Non	Non
1 ^{er} à 8 ^{eme} étage	20,70	13,40	3,23	2,83	Non	Non
RDC	20,70	13,41	4,18	3,09	Non	Non
ES1 à ES3	20,70	13,41	7,72	4,76	Non	Non

Tableau IV.3 : Rayons de torsion et rayons de giration de la structure

Niveau	rx (m)	ry (m)	ls (m)	rx ≥ ls	ry ≥ ls
Terrasse	10,71	9,66	3,71	OK	OK
Attique	10,73	9,62	10,71	OK	OK
1 ^{er} à 8 ^{eme} étage	10,77	9,44	11,36	OK	OK
RDC	13,93	10,28	11,43	OK	OK
ES1 à ES3	25,73	15,88	12,57	OK	OK

Conclusion : Les excentricités e0x et e0y dépassent les limites réglementaires sur la majorité des niveaux. → Critère non vérifié

Critère a3 – Compacité de la forme en plan :

- **Vérification du rapport longueur/largeur (étages courants) :**

$L_y / L_x = 26,06 / 25,25 = 1,03 \leq 4 \rightarrow$ Condition satisfaite

- **Vérification des décrochements en plan :**

Tableau IV.4 : Vérification des décrochements en plan selon le RPA 2024

Direction	Somme des décrochements (m)	Dimension totale (m)	Rapport	Limite ($\leq 0,25$)	Vérification
X (longueur)	$4,6 + 4,6 = 9,2$	25,25	$9,2 / 25,25 = 0,364$	$0,364 > 0,25$	Non vérifié

Conclusion : Le rapport des décrochements dans la direction X dépasse 25 %. → Critère non vérifié

Critère a4 – Rigidité des planchers :

Les planchers sont en dalle pleine de 20 cm d'épaisseur. Les ouvertures (escalier, ascenseur, rampe) sont limitées. La surface totale des ouvertures est inférieure à 15 % de la surface du plancher.

- Surface des ouvertures : 46,35 m²
- Surface du plancher : 824,92 m²
- Rapport : $46,35 / 824,92 = 0,0314 = 3,14 \% < 15 \% \rightarrow$ condition satisfaite

Le bâtiment est non régulier en plan.

b) Régularité en élévation :

Selon l'article 3.7.1b du RPA 2024, quatre critères sont examinés.

Critère b1 – Continuité des éléments verticaux :

Les voiles et poteaux descendent verticalement sans interruption jusqu'aux fondations.
→ Vérifié

Critère b2 – Progression de la raideur et de la masse :

Les masses augmentent progressivement du haut vers le bas, sans changement brusque.
→ Vérifié

Critère b3 – Variation entre niveaux successifs :

Les variations sont homogènes pour les niveaux courants. Entre le sous-sol et les fondations, la vérification n'est pas possible, ce qui est admis par le RPA 2024.

→ Non vérifié

Critère b4 – Décrochements en élévation :

La façade est verticale sans retrait important. Le rapport $B'/B = 25,16/42,71 = 0,59 < 0,67$.
→ Non Vérifié

Le bâtiment est régulier en élévation

Tableau IV.5 : Classification finale de la structure

Catégorie	État
Régularité en plan	Non régulier
Régularité en élévation	Non Régulier

c) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. → Vérifiée

Après la vérification des conditions de régularité, notre bâtiment est considéré comme non régulier en plan et non régulier en élévation.

Donc, d'après le tableau 3.19 du RPA 2024, le facteur de qualité de notre structure est :

$$Q_F = 1,25$$

Selon le RPA 2024, article 4.2.6, la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure.

○ Calcul de l'ordonnée spectrale :

On a $T_2 \leq T = 1,039s \leq T_3$, donc :

$$\begin{aligned}\frac{S_{ad}}{g}(T) &= A \cdot I \cdot S \cdot \left(\frac{2,5 \cdot Q_F}{R}\right) \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right) \\ \frac{S_{ad}}{g} &= 0,3 \times 1,2 \times 1,3 \times \left(\frac{2,5 \times 1,25}{4,5}\right) \times \left(\frac{0,6}{1,039}\right) \\ \frac{S_{ad}}{g} &= 0,468 \times \left(\frac{3,125}{4,5}\right) \times 0,577 \\ \frac{S_{ad}}{g} &= 0,468 \times 0,6944 \times 0,577 = 0,187\end{aligned}$$

- Coefficient de correction :

$T_0 = 1,039s \leq 2T_2 = 1,2s \rightarrow$ vérifié, donc :

$$\lambda = 0,85$$

IV.3.6. Force sismique totale à la base

$$\begin{aligned}V &= \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} \cdot W \\ V &= 0,85 \times 0,187 \times 138495,55 = 22013,86 \text{ KN} \\ V_x &= V_y = 22013,86 \text{ KN}\end{aligned}$$

IV.3.7. Distribution de la résultante des forces sismiques suivant la hauteur

Selon le RPA 2024, article 4.2.6, la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule :

$$F_t = 0,07 \times T_0 \times V$$

Où : T_0 est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T_0 est inférieure ou égale à 0,7 seconde.

Pour notre cas : $T_0 = 1,039s > 0,7 s$

$$F_t = 0,07 \times 1,039 \times 22013,86 = 1601,068 \text{ KN}$$

La force F_t est inférieure à $0,25 \times V = 5503,465 \text{ KN}$, donc la condition est vérifiée.

Le reste de l'effort tranchant $V - F_t$ est réparti sur les niveaux selon la formule :

$$F_i = (V - F_t) \cdot \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

Avec $V - F_t = 22013,86 - 1601,068 = 20412,792 \text{ KN}$

Tableau IV.6 : Distribution des efforts horizontaux suivant la hauteur du bâtiment

Niveau	Wi (kg)	he (m)	hi (m)	Wi × hi	Fi (KN)
Toiture	46 993,8	3,40	54,06	2 540 485	140,4
Terrasse	753 797,4	3,40	50,66	38 187 378	2 110,2
Attique	835 181,1	3,40	47,26	39 470 657	2 181,1
8 ^{eme} étage	838 027,7	3,40	43,86	36 755 894	2 031,1
7 ^{eme} étage	841 689,9	3,40	40,46	34 054 774	1 881,8
6 ^{eme} étage	845 104,7	3,40	37,06	31 319 580	1 730,7
5 ^{eme} étage	849 329,9	3,40	33,66	28 588 446	1 579,7
4 ^{eme} étage	853 308,3	3,40	30,26	25 821 109	1 426,8
3 ^{eme} étage	858 097,0	3,40	26,86	23 048 484	1 273,6
2 ^{eme} étage	862 638,7	3,40	23,46	20 237 504	1 118,3
1 ^{er} étage	867 930,1	3,40	20,06	17 410 678	962,1

RDC	1 211 424,3	3,74	16,66	20 182 330	1 115,2
ES1	1 198 818,1	3,23	12,92	15 488 730	855,9
ES2	1 181 314,1	3,23	9,69	11 446 934	632,5
ES3	1 442 732,2	3,23	6,46	9 320 050	515,0
SS1	208 794,8	3,23	3,23	674 407	37,3

$$\sum W_i \times h_i = 3477914$$

IV.4. METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE

IV.4.1. Généralités

La méthode d'analyse modale spectrale constitue une approche dynamique permettant d'évaluer avec plus de précision la réponse d'une structure soumise à une action sismique. Contrairement à la méthode statique équivalente, elle tient compte des différents modes propres de vibration du bâtiment ainsi que de leur participation dans la réponse globale. Cette méthode est particulièrement adaptée aux structures présentant une géométrie complexe ou une hauteur importante et permet une estimation plus réaliste des efforts et déplacements induits par le séisme conformément aux dispositions du RPA 2024.

IV.4.2. Conditions d'application

Selon l'article 4.1.3 du RPA 2024, la méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, en particulier lorsque la méthode statique équivalente n'est pas autorisée.

IV.4.3. Spectre de réponse de calcul horizontal

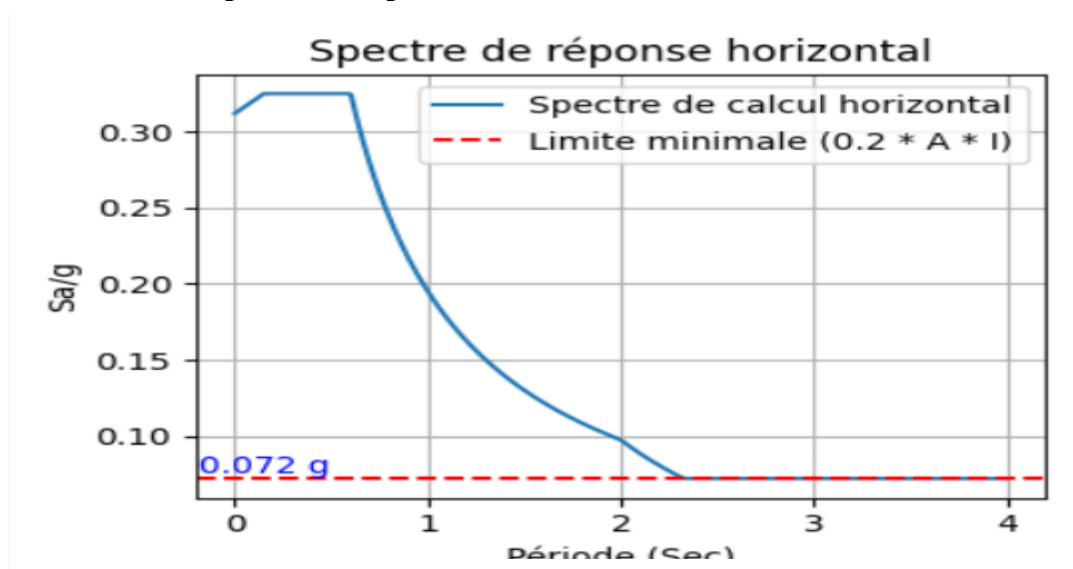


Figure IV.3 : Spectre de réponse de calcul du projet

IV.4.4. Périodes fondamentales et participation massique

Conformément à l'article 4.3.3 du RPA 2024, le nombre de modes de vibration de translation à retenir dans chaque direction d'excitation doit satisfaire les conditions suivantes :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être égale à au moins 90 % de la masse totale de la structure.
- Le nombre minimal de modes à retenir est de trois dans chaque direction.

D'après les résultats de l'analyse modale présentés dans le tableau ci-dessous, la condition des 90 % de masse participative est vérifiée :

- La somme des masses modales effectives suivant l'axe X atteint 90 % au 10ème mode (SumUX = 0,907).
- La somme des masses modales effectives suivant l'axe Y atteint 90 % au 11ème mode (SumUY = 0,9728).

Par ailleurs, l'analyse des modes montre que :

- Le premier mode (période 1,039 s) est un mode de translation suivant Y avec une participation massique de 0,5601 (56,01 %).
- Le deuxième mode (période 0,938 s) est un mode de translation suivant X avec une participation massique de 0,4826 (48,26 %).
- Le troisième mode (période 0,743 s) a une très faible participation massique (0,0001 selon UX et 0,0021 selon UY), ce qui correspond à un mode de torsion ou de déformation locale.

Tableau IV.7 : Périodes propres et taux de participation massique des modes de vibration

Mode	Période (s)	UX	UY	SumUX	SumUY	Rz
1	1,039	0,0056	0,5601	0,0056	0,5601	0,014
2	0,938	0,4826	0,0071	0,4881	0,5672	0,0007
3	0,743	0,0001	0,0021	0,4883	0,5693	0,4131
4	0,314	0,0003	0,1441	0,4886	0,7133	0,0031
5	0,235	0,1665	0,0003	0,6551	0,7136	0,0000614
6	0,195	0,0001	0,0002	0,6552	0,7138	0,1292
7	0,161	0,0007	0,0983	0,6559	0,8121	0,001
8	0,114	0,1372	0,0001	0,7931	0,8122	0,0006

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

9	0,103	0,0001	0,0722	0,7932	0,8844	0,0029
10	0,078	0,1139	0,0018	0,9070	0,8862	0,0054
11	0,058	0,0100	0,0866	0,9170	0,9728	0,0675
12	0,044	0,0687	0,0046	0,9857	0,9774	0,0007



Figure IV.4 : Déformée modale correspondant au premier mode de vibration



Figure IV.5 : Déformée modale correspondant au deuxième mode de vibration

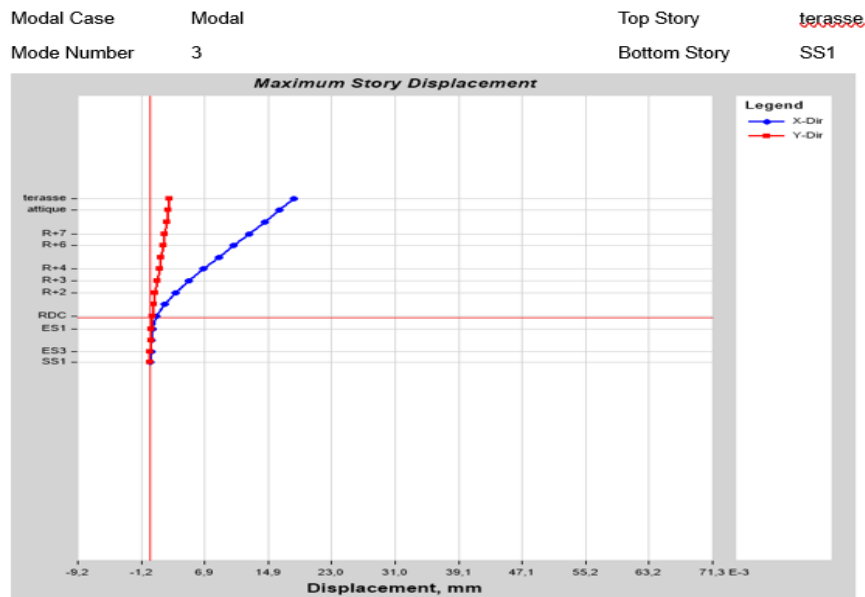


Figure IV.6 : Déformée modale correspondant au troisième mode de vibration

IV.4.5. Combinaisons d'actions

L'action sismique est caractérisée par trois composantes qui agissent simultanément : deux composantes horizontales E_x et E_y agissant suivant les deux directions orthogonales dans le plan de la structure, et une composante verticale E_z agissant suivant l'axe vertical. La composante verticale n'est pas prise en compte dans nos calculs.

○ Composantes horizontales de l'action sismique :

Suivant l'article 5.2.1 du RPA 2024, les actions sismiques horizontales E_x et E_y sont supposées indépendantes, mais elles sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables à l'aide des formules suivantes :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0,3E_y \\ E_2 = \pm 0,3E_x \pm E_y \end{cases}$$

Avec :

- G : charges permanentes
- Q : charges d'exploitation, non pondérées
- ψ : coefficient d'accompagnement fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Ainsi, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

- $G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y$
- $G + 0,3Q + E_x - 0,3E_y$

- $G + 0,3Q - E_x + 0,3E_y$
- $G + 0,3Q - E_x - 0,3E_y$
- $G + 0,3Q + 0,3E_x + E_y$
- $G + 0,3Q + 0,3E_x - E_y$
- $G + 0,3Q - 0,3E_x + E_y$
- $G + 0,3Q - 0,3E_x - E_y$

IV.4.6. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Selon l'article 4.3.5 du RPA 2024, la résultante des forces sismiques à la base $V_{dynamique}$, obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques $V_{statique}$, pour une valeur de la période fondamentale T_0 .

$$V_{dynamique} \geq 0,8 \cdot V_{statique}$$

- **Force statique équivalente :**

$$V_{statique} = 22013,86 \text{ KN}$$

- **Forces dynamiques (analyse modale spectrale) :**

Tableau IV.8 : Forces sismiques dynamiques obtenues par l'analyse modale spectrale

Cas de charge	FX (KN)	FY (KN)
Spectre x	18009,31	2578,07
Spectre y	2768,36	17655,48

- **Valeur de référence :**

$$0,8 \cdot V_{statique} = 0,8 \times 22013,86 = 17611,088 \text{ KN}$$

- **Vérification :**

- Direction X : $18009,31 \text{ KN} \geq 17611,088 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée
- Direction Y : $17655,48 \text{ KN} \geq 17611,088 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée

IV.5. JUSTIFICATION DE LA SECURITE

IV.5.1. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages

○ Justification de non-effondrement :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage situé au-dessus sont calculés par la formule 5.11 de l'article 5.10.1 du RPA 2024. Ils doivent respecter la condition suivante :

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$$

Avec :

$$\bar{\Delta}_k = 0,0150 \cdot h_k \text{ (pour les bâtiments en béton armé, voir tableau 5.2 du RPA 2024)}$$

D'après l'article 4.5.2 du RPA 2024, le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé selon :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \cdot \delta_{ek}$$

Où :

- δ_{ek} : déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)
- R : coefficient de comportement
- Q_F : coefficient de qualité

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k - 1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau IV.9 : Déplacements horizontaux suivant l'axe X-X sous l'action sismique selon X

Niveau	Drift X	Drift $\times 3,6$	$\leq 0,015$	Vérification
Toiture	0,002209	0,00795	✓	Vérifié
Terrasse	0,002445	0,00880	✓	Vérifié
Attique	0,002514	0,00905	✓	Vérifié
8 ^{eme} étage	0,002547	0,00917	✓	Vérifié
7 ^{eme} étage	0,002582	0,00930	✓	Vérifié
6 ^{eme} étage	0,002535	0,00913	✓	Vérifié

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

5 ^{eme} étage	0,002466	0,00888	✓	Vérifié
4 ^{eme} étage	0,002314	0,00833	✓	Vérifié
3 ^{eme} étage	0,002119	0,00763	✓	Vérifié
2 ^{eme} étage	0,001826	0,00657	✓	Vérifié
1 ^{er} étage	0,001506	0,00542	✓	Vérifié
RDC	0,000534	0,00192	✓	Vérifié
ES1	0,000270	0,00097	✓	Vérifié
ES2	0,000209	0,00075	✓	Vérifié
ES3	0,000154	0,00055	✓	Vérifié

Tableau IV.10 : Déplacements horizontaux suivant l'axe Y-Y sous l'action sismique selon Y

Niveau	Drift Y	Drift × 3,6	$\leq 0,015$	Vérification
Toiture	0,001567	0,00564	✓	Vérifié
Terrasse	0,001945	0,00700	✓	Vérifié
Attique	0,002178	0,00784	✓	Vérifié
8 ^{eme} étage	0,002344	0,00844	✓	Vérifié
7 ^{eme} étage	0,002513	0,00905	✓	Vérifié
6 ^{eme} étage	0,002617	0,00942	✓	Vérifié
5 ^{eme} étage	0,002697	0,00971	✓	Vérifié
4 ^{eme} étage	0,002682	0,00966	✓	Vérifié
3 ^{eme} étage	0,002604	0,00937	✓	Vérifié
2 ^{eme} étage	0,002378	0,00856	✓	Vérifié

1 ^{er} étage	0,001974	0,00711	✓	Vérifié
RDC	0,001402	0,00505	✓	Vérifié
ES1	0,000949	0,00342	✓	Vérifié
ES2	0,000636	0,00229	✓	Vérifié
ES3	0,000198	0,00071	✓	Vérifié

Tous les niveaux vérifient la condition → Vérifié

○ **Justification de la limitation des dommages :**

Conformément à l'article 5.10.2 du RPA 2024, pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure :

$$v_A \cdot \Delta_k \leq 0,005 \cdot h_k$$

Avec :

- Δ_k : déplacement relatif entre deux étages consécutifs
- $v_A = 0,5$ (Article 1.2 du RPA 2024)
- $\frac{R}{Q_F} = \frac{4,5}{1,25} = 3,6$

Dans ETABS, le Drift est déjà égal à $\frac{\Delta_k}{h_k}$. Donc :

$$\frac{R}{Q_F} \cdot \text{Drift} = \frac{\Delta_k}{h_k}$$

La condition devient :

$$v_A \cdot \frac{R}{Q_F} \cdot \text{Drift} \leq 0,005$$

Avec $v_A \cdot \frac{R}{Q_F} = 0,5 \times 3,6 = 1,8$, la condition à vérifier est :

$$1,8 \times \text{Drift} \leq 0,005$$

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étages selon la direction X

Niveau	Drift X	Drift $\times 1,8$	$\leq 0,005$	Vérification
Toiture	0,002209	0,00398	✓	Vérifié
Terrasse	0,002445	0,00440	✓	Vérifié
Attique	0,002514	0,00453	✓	Vérifié
8 ^{eme} étage	0,002547	0,00458	✓	Vérifié
7 ^{eme} étage	0,002582	0,00465	✓	Vérifié
6 ^{eme} étage	0,002535	0,00456	✓	Vérifié
5 ^{eme} étage	0,002466	0,00444	✓	Vérifié
4 ^{eme} étage	0,002314	0,00417	✓	Vérifié
3 ^{eme} étage	0,002119	0,00381	✓	Vérifié
2 ^{eme} étage	0,001826	0,00329	✓	Vérifié
1 ^{er} étage	0,001506	0,00271	✓	Vérifié
RDC	0,000534	0,00096	✓	Vérifié
ES1	0,000270	0,00049	✓	Vérifié
ES2	0,000209	0,00038	✓	Vérifié
ES3	0,000154	0,00028	✓	Vérifié

Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter-étages selon la direction Y

Niveau	Drift Y	Drift $\times 1,8$	$\leq 0,005$	Vérification
Toiture	0,001567	0,00282	✓	Vérifié
Terrasse	0,001945	0,00350	✓	Vérifié
Attique	0,002178	0,00392	✓	Vérifié
8 ^{me} étage	0,002344	0,00422	✓	Vérifié
7 ^{me} étage	0,002513	0,00452	✓	Vérifié
6 ^{me} étage	0,002617	0,00471	✓	Vérifié
5 ^{me} étage	0,002697	0,00485	✓	Vérifié
4 ^{me} étage	0,002682	0,00483	✓	Vérifié
3 ^{me} étage	0,002604	0,00469	✓	Vérifié
2 ^{me} étage	0,002378	0,00428	✓	Vérifié
1 ^{er} étage	0,001974	0,00355	✓	Vérifié
RDC	0,001402	0,00252	✓	Vérifié
ES1	0,000949	0,00171	✓	Vérifié
ES2	0,000636	0,00114	✓	Vérifié
ES3	0,000198	0,00036	✓	Vérifié

Tous les niveaux vérifient la condition. → Vérifié.

IV.5.2. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

○ Article 5.9 du RPA 2024 :

Les effets du second ordre (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation au-dessus du niveau k ;
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau k ($V_k = \sum_{i=k}^n F_i$) ;
- Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k - 1$;
- h_k : hauteur du niveau k .

Selon la valeur de θ_k :

- Si $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$: les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approchée (amplification des effets sismiques) ;
- Si $\theta_k \geq 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV.13 : Vérification de l'effet P-Δ de la structure

Niveau	P(KN)	V _X (KN)	V _Y (KN)	Drift X	Drift Y	Θ _X	Θ _Y	Vérification
toiture	630,00	273,09	243,74	0,000968	0,001567	0,00804	0,01458	θ < 0,1 → OK
Terrasse	8 694,57	3 582,79	3 275,86	0,001215	0,001945	0,01061	0,01858	θ < 0,1 → OK
Attique	17 204,81	6 180,60	5 700,91	0,001251	0,001278	0,01254	0,02366	θ < 0,1 → OK
7 ^{eme} étage	25 801,03	7 961,63	7 469,50	0,001285	0,002344	0,01499	0,02915	θ < 0,1 → OK
8 ^{eme} étage	34 397,26	9 392,03	8 957,78	0,001307	0,002513	0,01723	0,03474	θ < 0,1 → OK
6 ^{eme} étage	43 090,51	10 730,23	10 295,49	0,001303	0,002617	0,01884	0,03943	θ < 0,1 → OK
5 ^{eme} étage	51 783,75	11 955,16	11 469,33	0,001273	0,002697	0,01985	0,04384	θ < 0,1 → OK

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

4 ^{eme} étage	60 585,08	13 004,43	12 509,55	0,001206	0,002682	0,02023	0,04676	$\theta < 0,1 \rightarrow$ OK
3 ^{eme} étage	69 386,40	13 959,03	13 486,43	0,001098	0,002604	0,01965	0,04823	$\theta < 0,1 \rightarrow$ OK
2 ^{eme} étage	78 306,86	14 861,09	14 381,99	0,000942	0,002378	0,01787	0,04661	$\theta < 0,1 \rightarrow$ OK
1 ^{er} étage	87 232,29	15 599,24	15 143,85	0,000846	0,001974	0,01703	0,04093	$\theta < 0,1 \rightarrow$ OK
RDC	100 505,72	16 346,00	15 926,47	0,000314	0,001402	0,00695	0,03185	$\theta < 0,1 \rightarrow$ OK
ES1	112 057,79	17 209,99	16 640,07	0,000229	0,000949	0,00537	0,02301	$\theta < 0,1 \rightarrow$ OK
ES2	123 931,07	17 952,19	17 262,41	0,000199	0,000636	0,00495	0,01644	$\theta < 0,1 \rightarrow$ OK
ES3	138 495,55	18 842,82	18 328,91	0,000113	0,000198	0,00344	0,00539	$\theta < 0,1 \rightarrow$ OK

Toutes les valeurs de θ_x et θ_y sont inférieures à 0,10.

Condition vérifiée conformément à l'article 5.9 du RPA 2024.

○ Conclusion :

Les effets du second ordre (P- Δ) sont négligés pour cette structure. Aucun facteur d'amplification supplémentaire n'est requis. La structure est stable vis-à-vis des effets P- Δ .

IV.5.3. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble (renversement)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement dus aux sollicitations résultant des combinaisons d'actions.

Selon l'article 5.5 du RPA 2024, la vérification de la stabilité au renversement d'un bâtiment est garantie par la condition suivante :

$$\frac{M_{sta}}{M_{renv}} \geq 1,3$$

Avec :

- M_{sta} : moment stabilisant (dû au poids propre et aux charges permanentes)
- M_{renv} : moment de renversement (dû aux actions sismiques horizontales)

○ **Calcul du moment stabilisant :**

- Poids total du bâtiment : $P = 138\,495,55 \text{ kN}$
- Bras de levier selon X : $\frac{L_x}{2} = 11,9 \text{ m}$
- Bras de levier selon Y : $\frac{L_y}{2} = 13,11 \text{ m}$

$$M_{sta,X} = P \times \frac{L_x}{2} = 138\,495,55 \times 11,9 = 1\,648\,097,05 \text{ kN.m}$$
$$M_{sta,Y} = P \times \frac{L_y}{2} = 138\,495,55 \times 13,11 = 1\,815\,677 \text{ kN.m}$$

○ **Moments de renversement :**

D'après les résultats de l'analyse sismique :

- $M_{renv,X} = 546\,956,3 \text{ kN.m}$
- $M_{renv,Y} = 531\,646 \text{ kN.m}$

○ **Vérification :**

- **Selon X :**

$$\frac{M_{sta,X}}{M_{renv,X}} = \frac{1\,648\,097,05}{546\,956,3} = 3,01 \geq 1,3 \Rightarrow \text{Vérifié}$$

- **Selon Y :**

$$\frac{M_{sta,Y}}{M_{renv,Y}} = \frac{1\,815\,677}{531\,646} = 3,42 \geq 1,3 \Rightarrow \text{Vérifié}$$

○ Conclusion :

Les conditions de stabilité au renversement sont satisfaites dans les deux directions avec des coefficients de sécurité largement supérieurs à 1,3. La structure est stable vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble conformément à l'article 5.5 du RPA 2024.

IV.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, une étude dynamique et sismique complète de la structure a été réalisée conformément aux prescriptions du RPA 2024. Après la modélisation tridimensionnelle de l'ouvrage sous le logiciel ETABS, les actions sismiques ont été évaluées à l'aide de la méthode statique équivalente puis de la méthode d'analyse modale spectrale, plus représentative du comportement réel de la structure.

L'analyse modale a permis de déterminer les périodes propres de vibration ainsi que la participation massique des différents modes, tandis que les vérifications réglementaires ont confirmé la cohérence des résultats obtenus. Les contrôles relatifs aux déplacements inter-étages, à l'effet $P-\Delta$ et à la stabilité globale de l'ouvrage vis-à-vis du renversement ont montré que la structure satisfait aux exigences de sécurité imposées par le RPA 2024.

Les résultats obtenus démontrent que le système de contreventement adopté assure une bonne résistance aux sollicitations sismiques et garantit un comportement stable et sécuritaire de la structure. Cette étude constitue ainsi la base nécessaire pour le dimensionnement détaillé et le ferrailage des différents éléments structuraux qui seront abordés dans le chapitre suivant.

CHAPITRE V :
FERRAILLAGE DES ELEMENTS
DE LA STRUCTURE

V.1. INTRODUCTION

Le ferrailage constitue une étape essentielle dans le dimensionnement des structures en béton armé, puisqu'il permet d'assurer la résistance et la stabilité des différents éléments porteurs soumis aux sollicitations internes. Après avoir déterminé les efforts résultant des charges permanentes, des surcharges d'exploitation et des actions sismiques, il devient nécessaire de calculer les sections d'armatures requises afin de garantir un comportement satisfaisant de la structure.

Cette étape consiste à déterminer et à vérifier les armatures longitudinales et transversales des différents éléments structuraux tels que les poutres, les poteaux, les voiles et les dalles, conformément aux exigences réglementaires du BAEL 91 modifié 99, du CBA 93 ainsi qu'aux prescriptions parasismiques du RPA 2024.

Dans ce chapitre, le calcul du ferrailage sera effectué à partir des sollicitations obtenues par modélisation et analyse de la structure sous le logiciel ETABS. Les résultats obtenus permettront d'assurer une conception sûre, économique et conforme aux critères de résistance, de ductilité et de durabilité exigés pour l'ouvrage étudié.

Cette étude représente une étape déterminante avant l'établissement des plans de ferrailage détaillés et la phase d'exécution du projet.

V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX

V.2.1. Généralités

Les poteaux sont des éléments verticaux porteurs soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant à la tête et à la base, dans les deux directions. Leur ferrailage est calculé en flexion composée, pour un cas de fissuration considéré comme peu nuisible.

V.2.2. Combinaisons de calcul

Les combinaisons d'actions utilisées pour déterminer les sollicitations de calcul sont issues du BAEL 91 et du RPA 2024. Il s'agit des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + \psi Q + E_1$
- $G + \psi Q + E_2$

Avec :

- $E_1 = \pm E_x \pm 0,3E_y$
- $E_2 = \pm 0,3E_x \pm E_y$

Le calcul des sections d'armatures est réalisé à partir des cas de charge les plus défavorables, à savoir :

- L'effort normal maximal N_{max} et le moment correspondant,
- L'effort normal minimal N_{min} et le moment correspondant,
- Le moment maximal M_{max} et l'effort normal correspondant.

V.2.3. Vérification sous sollicitations tangentes

Conformément à l'article 7.4.3 du RPA 2024, la contrainte conventionnelle de cisaillement dans le béton, sous combinaison sismique, doit respecter la limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

- $\rho_d = 0,075$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$,
- $\rho_d = 0,04$ Si $\lambda_g < 5$.

L'élancement géométrique λ_g est défini par :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Où :

- a Et b sont les dimensions de la section du poteau dans la direction considérée,
- l_f Est la longueur de flambement.

Tableau V.1 : Vérification des poteaux sous sollicitations tangentielles

Poteau (cm)	V (KN)	τ (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	Vérification
70 × 70	117,4519	0,24	3,23	0,04	1,2	Vérifiée
65 × 65	93,5879	0,26	4,02	0,04	1,2	Vérifiée
60 × 60	120,8169	0,33	3,96	0,04	1,2	Vérifiée
55 × 55	110,7062	0,36	4,32	0,04	1,2	Vérifiée
50 × 50	101,2172	0,4	4,76	0,04	1,2	Vérifiée
45 × 45	95,6387	0,47	5,28	0,075	2,25	Vérifiée
40 × 40	110,2588	0,68	5,95	0,075	2,25	Vérifiée

V.2.4. Vérification sous sollicitations normales

Toujours selon l'article 7.4.3 du RPA 2024, l'effort normal réduit ν doit satisfaire :

$$\nu = \frac{N_u}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,35$$

Où :

- N_u Est l'effort normal ultime sous combinaison sismique (compression),
- B_c Est la section brute du poteau,
- $f_{c28} = 30$ MPA

Tableau V.2 : Vérification des poteaux sous sollicitations normales

Poteau (cm)	Bc (m²)	Nu (KN)	ν	Vérification
70 × 70	0,49	5094,9678	0,346	Vérifiée
65 × 65	0,4225	4309,2441	0,339	Vérifiée
60 × 60	0,36	3767,0212	0,348	Vérifiée
55 × 55	0,3025	2983,3667	0,301	Vérifiée
50 × 50	0,25	2480,2266	0,33	Vérifiée
45 × 45	0,2025	1435,0393	0,23	Vérifiée
40 × 40	0,16	732,7775	0,1	Vérifiée

La vérification de l'effort normal réduit ($\nu \leq 0,35$) selon l'article 7.4.3 du RPA 2024 a été effectuée pour l'ensemble des poteaux.

Pour la majorité des poteaux, les sections prévues (70×70 à 40×40) sont suffisantes avec un béton C30.

Cependant, certains poteaux situés dans des zones plus sollicitées (C6 et C14 dans l'entresol 3, et C20 au niveau R+1) nécessitent des sections plus grandes :

- C6 et C14 (ES3) : section 75 × 75 cm
- C20 (1^{er} étage) : section 70 × 70 cm

Ces ajustements ponctuels permettent de satisfaire l'exigence réglementaire tout en restant économiques. Le reste des poteaux conserve les sections initiales.

Ainsi, l'ensemble des poteaux répond aux critères de sécurité vis-à-vis de la rupture fragile sous séisme.

V.2.5. Sollicitations extrêmes pour le calcul en flexion composée

Tableau V.3 : Sollicitations extrêmes pour le calcul en flexion composée des poteaux

Section (cm)	Sollicitation	N / M	Combinaison	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)
75 × 75	N max	Max	ELU	-6481,8359	55684
	N min	Min	E2	-1463,4154	34,7914
	My max	Max	E2	-5286,4388	-126,367
	My min	Min	E2	-1563,8451	193,0032
	Mz max	Max	ELU	-5344,2297	-205,7613
	Mz min	Min	ELU	-5878,7719	152,6479
70 × 70	N max	Max	ELU	-5840,919	60,5549
	N min	Min	E2	-859,7175	59,8644
	My max	Max	E2	-1644,4839	325,7225
	My min	Min	E2	-3089,3144	-316,4996
	Mz max	Max	ELU	-5308,5468	170,5327
	Mz min	Min	ELU	-3602,6979	-182,4515
65 × 65	N max	Max	ELU	-4798,5559	136,5926
	N min	Min	E2	-544,8584	100,14
	My max	Max	E2	-1240,1413	489,2449
	My min	Min	E2	-2624,8483	-493,1391
	Mz max	Max	E2	-1685,9663	439,1475
	Mz min	Min	E2	-2610,2468	-339,0813
60 × 60	N max	Max	ELU	-3772,4321	157,7375
	N min	Min	E1	388,9535	93,2781

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

	My max	Max	E2	-960,2093	854,5492
	My min	Min	E2	-2016,6525	-838,3131
	Mz max	Max	E1	-902,7705	4952307
	Mz min	Min	E1	-3471,6732	-518,717
55 × 55	N max	Max	ELU	-2951,1508	126,646
	N min	Min	E1	360,9034	85,5612
	My max	Max	E2	-782,5402	843,0307
	My min	Min	E2	-1366,9546	-825,8182
	Mz max	Max	E1	-1037,6141	458,0624
	Mz min	Min	E1	-2356,1628	-391,1571
50 × 50	N max	Max	ELU	-2182,3887	116,3819
	N min	Min	E1	254,5769	112,3259
	My max	Max	E2	-526,6172	692,3147
	My min	Min	E2	-882,826	-677,5747
	Mz max	Max	E1	-734,6256	447,4631
	Mz min	Min	E1	-1587,7049	-365,7079
45 × 45	N max	Max	ELU	-1457,0724	102,6727
	N min	Min	E1	133,0135	111,3614
	My max	Max	E2	-255,0431	492,7411
	My min	Min	E2	-513,1827	-482,8158
	Mz max	Max	E1	-467,15	390,4667
	Mz min	Min	E1	-875,1585	-306,8302
40 × 40	N max	Max	ELU	-760,1924	83,4438

	N min	Min	E1	72,2427	24,1365
	My max	Max	E2	-141,4461	312,4576
	My min	Min	E2	-174,0437	-312,4279
	Mz max	Max	E1	-148,5844	298,0452
	Mz min	Min	E1	-247,8271	-245,3635

V.2.6. Calcul des armatures longitudinales

- **Excentricité :**

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

M : moment fléchissant (KN.m)

N : effort normal (KN)

- **Élancement du poteau :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : longueur de flambement (m)

$l_f = 0,7 \times l_0$ (poteau encastré à la base et articulé en tête)

l_0 : hauteur libre de l'étage (m)

i : rayon de giration (m)

Pour une section rectangulaire : $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$

- **Coefficient de flambement α :**

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50$$

- **Section réduite B' :**

Pour une section rectangulaire (on enlève 1 cm sur chaque face) :

$$B' = (a - 0,02) \times (b - 0,02)$$

a, b : dimensions de la section du poteau (m)

- **Section d'acier nécessaire (flexion composée) :**

$$A_s = \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B' \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b \times \theta} \right]$$

N_u : effort normal ultime (MN)

f_{c28} : résistance à la compression du béton (MPa)

f_e : limite élastique de l'acier (MPa)

γ_b : coefficient de sécurité du béton (1,5 en durable, 1,2 en accidentel)

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier (1,15 en durable, 1 en accidentel)

θ : coefficient de durée d'application (1 pour durée > 24h, 0,85 pour durée < 1h)

Remarque : Si $A_s < 0$, la section de béton est suffisante seule. On prend la section minimale réglementaire.

○ **Section minimale d'armatures longitudinales (RPA 2024, art. 7.4.2) :**

Pour les zones sismiques IV, V, VI :

$$A_{s,min} = \frac{1}{100} \times B_c$$

B_c : section brute du poteau (cm²)

○ **Section maximale d'armatures longitudinales (RPA 2024) :**

Zone courante : $A_{s,max} = \frac{4}{100} \times B_c$

Zone de recouvrement : $A_{s,max} = \frac{8}{100} \times B_c$

○ **Distance maximale entre barres verticales (RPA 2024, art. 7.4.2) :**

En zones IV, V, VI :

$$d_{max} = 15 \text{ cm}$$

V.2.7. Calcul des armatures transversales

○ **Élancement géométrique :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

a, b : dimensions de la section (m)

○ **Coefficient ρ_a :**

$$\begin{aligned} \rho_a &= 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a &= 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{aligned}$$

○ **Section d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_c \times f_e}$$

A_t : section des brins d'armatures transversales (cm²)

t : espacement des cadres (cm)

V_u : effort tranchant de calcul (N)

h_c : hauteur totale de la section dans la direction considérée (cm)

f_e : limite élastique de l'acier (MPa)

○ **Espacement maximal des armatures transversales :**

Zone nodale (recouvrement) :

$$t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 10 \text{ cm} ; 6\Phi_l \right)$$

Zone courante :

$$t' \leq \min \left(\frac{b_c}{2} ; \frac{h_c}{2} ; 10\Phi_l \right)$$

b_0 : dimension minimale du noyau béton (cm)

Φ_l : diamètre des armatures longitudinales (cm)

○ **Pourcentage minimal d'armatures transversales (RPA 2024) :**

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \geq \begin{cases} 0,3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% & \text{si } \lambda_g < 3 \\ \text{interpolation} & \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

b_1 : largeur de la section (cm)

○ **Longueur de recouvrement des armatures longitudinales :**

Selon le RPA 2024, article 7.4.2, pour les zones IV, V et VI :

$$L_r = 60 \times \Phi_l$$

Φ_l : diamètre des barres longitudinales (cm)

L_r : longueur de recouvrement (cm)

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

V.2.8. Ferrailage adopté des poteaux

○ Ferrailage longitudinal retenu :

Tableau V.4 : Ferrailage longitudinal adopté des poteaux

Niveaux	Section (cm)	As min (cm ²)	As max zone courante (cm ²)	As max zone recouvrement (cm ²)	AS calculé (cm ²)	Ferrailage choisi	Section réelle (cm ²)
Terrasse, Attique	40 × 40	16	64	128	18,31	4HA14+12HA12	19,73
8 ^{eme} , 7 ^{eme}	45 × 45	20,25	81	162	25,99	4HA16+12HA14	26,52
6 ^{eme} , 5 ^{eme}	50 × 50	25	100	200	31,65	16HA16	32,17
4 ^{eme} , 3 ^{eme}	55 × 55	30,25	121	242	28,53	20HA14	30,79
2 ^{eme} , 1 ^{er}	60 × 60	36	144	288	26,03	20HA16	40,21
RDC, ES1	65 × 65	42,25	169	338	5,06	4HA20+16HA16	44,74
ES2, ES3	70 × 70	49	196	392	0	4HA25+16HA16	51,80
ES2, ES3	75 × 75	56,25	225	450	0	4HA25+20HA16	59,85

○ Armatures transversales :

Tableau V.5 : Ferrailage transversal des poteaux

Poteau (cm)	Øl min (cm)	λg	Vu (KN)	t courante (cm)	t nodale (cm)	pa	At (cm ²)	Choix des cadres
75 × 75	1,6	3,01	125,8575	16	9,6	3,75	1,2	3HA8
70 × 70	1,6	3,23	117,4519	16	9,6	3,75	1,2	3HA8
65 × 65	1,6	4,02	93,5879	16	9,6	3,75	1	2HA8
60 × 60	1,6	3,96	120,8169	16	9,6	3,75	1,44	3HA8

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

55 × 55	1,4	4,32	110,7062	14	8,4	3,75	1,26	3HA8
50 × 50	1,6	4,76	101,2172	16	9,6	3,75	1,45	3HA8
45 × 45	1,4	5,28	95,6387	14	8,4	2,5	1,33	3HA8
40 × 40	1,2	5,95	110,2588	12	7,2	2,5	1,49	3HA8

○ Longueurs de recouvrement des barres longitudinales :

Section (cm)	Diamètre des armatures (mm)	Longueur de recouvrement (cm)
40 × 40	14	84
45 × 45	16	96
50 × 50	16	96
55 × 55	14	84
60 × 60	16	96
65 × 65	20	120
70 × 70	20	120
75 × 75	25	150

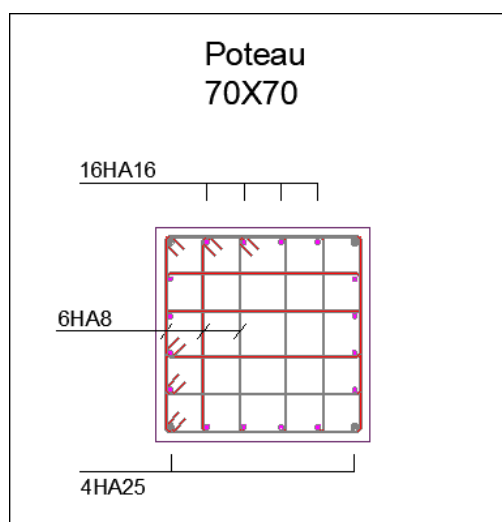


Figure V.1 : Ferrailage des poteaux

V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES

V.3.1. Généralités

Les poutres sont soumises à une flexion simple, sous l'effet d'un moment fléchissant et d'un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des armatures longitudinales, tandis que l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

V.3.2. Sollicitations extrêmes des poutres

Tableau V.7 : Sollicitations extrêmes des poutres

Poutre	Sur appuis – Mu (KN.m)	Sur appuis – Mser (KN.m)	Sur appuis – Macc (KN.m)	En travée – Mu (KN.m)	En travée – Mser (KN.m)	En travée – Macc (KN.m)	Vu (KN)
30×40	-105,064	-76,6821	-238,526	61,8299	45,3405	209,118	101,6135
30×60	-256,745	-184,1809	-669,235	209,5793	153,5809	533,458	628,7202
30×70	-371,506	-265,7104	-778,256	287,4726	210,7685	670,258	652,655

V.3.3. Calcul des armatures longitudinales

- Condition de non-fragilité (BAEL 91) :

$$A_{s,min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

- Conditions RPA 2024 (article 7.5.2) :

Tableau V.8 : Pourcentages minimaux et maximaux d'armatures selon le RPA 2024

Type	Pourcentage
Section minimale	0,5 % × b × h
Section maximale – zone courante	4 % × b × h
Section maximale – zone recouvrement	6 % × b × h

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

- Pourcentages RPA 2024 pour les poutres (article 7.5.2) :

Tableau V.9 : Sections minimales et maximales d'armatures des poutres

Poutre (cm)	Section minimale (0,5%) (cm ²)	Section maximale – zone courante (4%) (cm ²)	Section maximale – zone recouvrement (6%) (cm ²)
30 × 40	$0,005 \times 30 \times 40 = 6,0$	$0,04 \times 30 \times 40 = 48,0$	$0,06 \times 30 \times 40 = 72,0$
30 × 60	$0,005 \times 30 \times 60 = 9,0$	$0,04 \times 30 \times 60 = 72,0$	$0,06 \times 30 \times 60 = 108,0$
30 × 70	$0,005 \times 30 \times 70 = 10,5$	$0,04 \times 30 \times 70 = 84,0$	$0,06 \times 30 \times 70 = 126,0$

- Armatures longitudinales des poutres :

Tableau V.10 : Ferrailage longitudinal adopté des poutres

Poutre	Position	As calculé (cm ²)	As adopté (cm ²)	Choix des barres	Barres filantes	Barres de renfort
30×40	Appui – supérieur	14,93	15,71	5HA20	3HA20	2HA20
	Travée – inférieur	12,82	13,45	3 HA 20 + 2 HA 16	/	/
30×60	Appui – supérieur	28,29	30,45	5 HA 20+3 HA 25	3HA20	3HA25+2HA20
	Travée – inférieur	21,48	20,61	6 HA20+2 HA 16	/	/
30×70	Appui – supérieur	26,94	28,27	9 HA 20	3HA20	6HA20
	Travée – inférieur	22,68	24,53	3HA20+3HA25	/	/

V.3.4. Vérifications réglementaires

○ Vérification au cisaillement :

BAEL 91, art. A.5.1.21:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

Tableau V.11 : Vérification des poutres au cisaillement

Poutre (cm)	V (KN)	b (cm)	d (cm)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Vérification
30 × 40	101,6135	30	36	0,94	5	Vérifiée
30 × 60	628,7202	30	54	3,88	5	Vérifiée
30 × 70	652,655	30	63	3,45	5	Vérifiée

○ Vérification de la compression des bielles :

BAEL 91, art. A.5.1.313

$$V_u \leq 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$$

Tableau V.12 : Vérification de la compression des bielles

Poutre (cm)	V (KN)	b (cm)	a (m)	V limite (KN)	Vérification
30 × 40	101,6135	30	40	961,2	Vérifiée
30 × 60	628,7202	30	60	1297,62	Vérifiée
30 × 70	652,655	30	70	1513,89	Vérifiée

○ Vérification des armatures inférieures d'appui :

BAEL 91, art. A.5.1.312

$$A_{s,min} = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

Tableau V.13 : Vérification des armatures inférieures d'appui

Poutre (cm)	V (KN)	As min (cm²)	As adopté (cm²)	Vérification
30 × 40	101,6135	2,33	13,26	Vérifiée
30 × 60	628,7202	14,46	27,81	Vérifiée
30 × 70	652,655	15,01	16,97	Vérifiée

○ **Vérification de la contrainte moyenne de compression :**

BAEL 91, art. A.5.1.322:

$$\sigma_{mb} \leq \frac{1,3 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 26,0 \text{ MPa}$$

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte moyenne de compression

Poutre (cm)	σ_{mb} (MPa)	σ_{lim} (MPa)	Vérification
30 × 40	0,94	26,0	Vérifiée
30 × 60	3,88	26,0	Vérifiée
30 × 70	3,45	26,0	Vérifiée

V.3.5. Calcul des armatures transversales

RPA 2024, article 7.5.2:

○ **Diamètre :**

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

○ **Espacement – zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17,5 \text{ cm}; 6\phi_l\right)$$

○ **Espacement – zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

○ **Section minimale :**

$$A_{t,min} = 0,003 \times S_t \times b$$

Tableau V.15 : Ferrailage transversal des poutres

Poutre (cm)	Øt (mm)	At (cm ²)	Zone	St (cm)	Atmin (cm ²)	Vérification
30 × 40	8	2,01	Nodale	8	0,72	Vérifiée
			Courante	10	0,9	Vérifiée
30 × 60	8	2,01	Nodale	8	0,72	Vérifiée
			Courante	15	1,35	Vérifiée
30 × 70	8	2,01	Nodale	8	0,72	Vérifiée
			Courante	20	1,8	Vérifiée

V.3.6. Longueurs de recouvrement

- RPA 2024, article 7.5.2 (zone VI) :

$$L_r = 60 \times \phi_l$$

Tableau V.16 : Longueurs de recouvrement des armatures longitudinales des poutres

Poutre (cm)	Øl (mm)	Lr (cm)
30 × 40	20	120
30 × 60	25	150
30 × 70	25	150

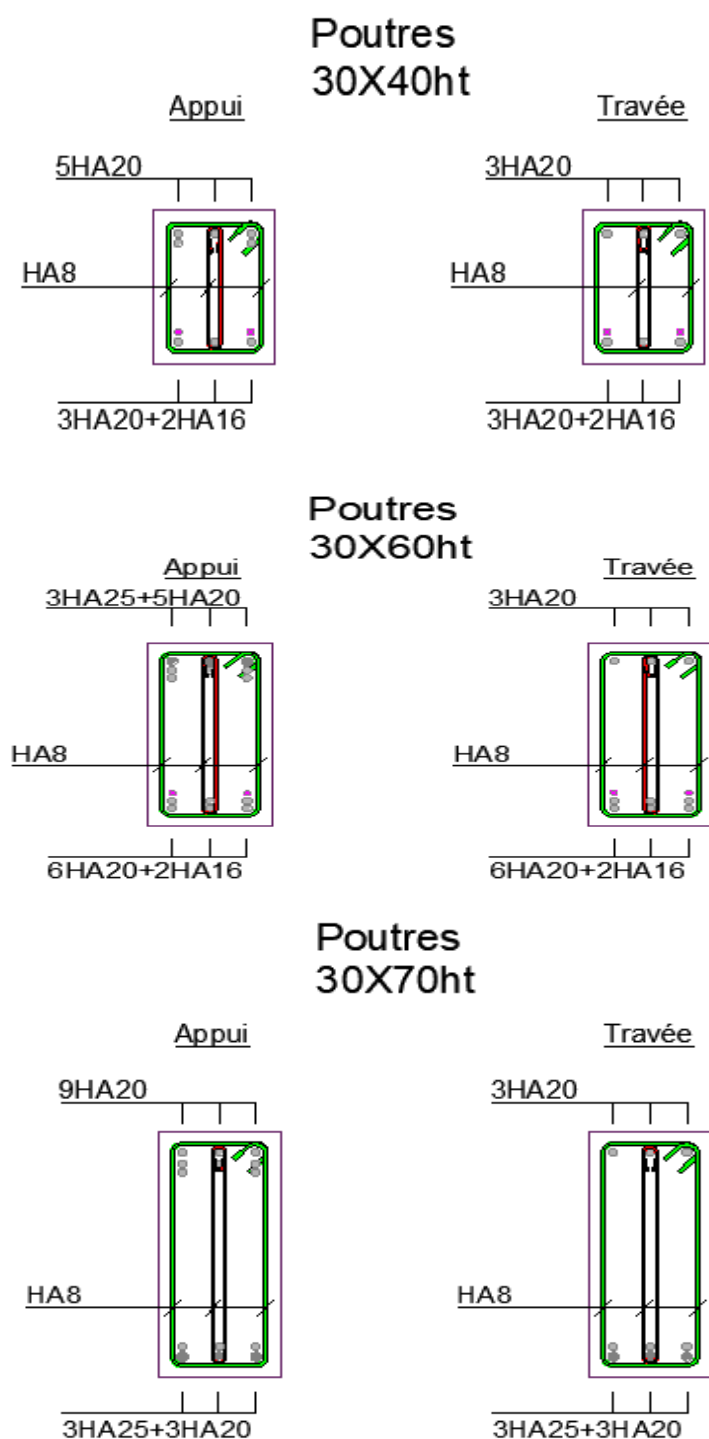


Figure V.2 : Ferrailage des poutres

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES

V.4.1. Généralités

La structure étudiée est contreventée par un système de voiles porteurs. Cela nécessite un ferrailage garantissant la résistance requise des voiles.

V.4.2. Vérification des voiles sous sollicitations normales

Selon l'article 7.7.2 du RPA24, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.4$$

Tableau V.17 : Vérification des voiles sous sollicitations normales

Voiles (cm)	B _c (m ²)	N _d (kN)	v	Vérification (v < 0.4)
532 × 25	1,33	6901,19	0,17	Vérifiée
370 × 25	0,925	10026,46	0,32	Vérifiée
335 × 25	0,8375	9145,65	0,36	Vérifiée

V.4.3. Vérification de la contrainte limite de cisaillement

Selon l'article RPA 2024, art. 7.7.3 :

$$\tau_b \leq 0.2f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 \times V_u$$

- b_w : épaisseur du linteau ou du voile
- $d = 0.9h$: hauteur utile
- h : hauteur totale de la section brute

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \times d}$$

Tableau V.18 : Vérification de la contrainte limite de cisaillement des voiles

Voiles (cm)	Vu (kN)	$\bar{V}$ (kN)	bw (m)	h (m)	d (m)	τ_b (MPa)	0.2 fc28 (MPa)	Vérification
532 × 25	3217,65	4504,71	0,25	5,32	4,79	3,7	6	Vérifiée
370 × 25	1882,78	2635,89	0,25	3,7	3,33	3,16	6	Vérifiée
335 × 25	1636,75	2291,45	0,25	3,5	3,015	3,8	6	Vérifiée

V.4.4. Ferrailage des éléments de rive

Selon l'article 7.7.4 du RPA24, les trumeaux et les voiles sont calculés en flexion composée avec effort tranchant.

Dans le cas présent, les voiles sont élancés ($h_w/l_w = 11 > 2.0$). Le diagramme du moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire du diagramme obtenu par le calcul de structure, décalée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur h_{cr} de la zone critique du voile.

○ Hauteur de la zone critique :

La hauteur h_{cr} au-dessus de la base du voile est estimée comme suit :

$$h_{cr} = \max\left(l_w; \frac{h_w}{6}\right)$$

Avec les limitations :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w & \text{pour } n < 6 \text{ niveaux} \\ 2h_e & \text{pour } n \geq 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

h_e : hauteur libre de chaque niveau

h_w : hauteur totale du voile

Longueur de la zone de rive :

$$l_c \geq \max(0.15l_w; 1.5b_w)$$

Tableau V.19 : Dimensions des éléments de rive des voiles

Voile (cm)	lw (m)	bw (m)	0.15 lw (cm)	1.5 bw (cm)	lc retenue (cm)
532 × 25	5,32	0,25	79,8	37,5	100
370 × 25	3,7	0,25	55,5	37,5	80
335 × 25	3,35	0,25	50,25	37,5	80

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit être au moins égal à 0.5 % de la surface de la zone confinée.

$$A_{s,min} = 0.5\% \times (l_c \times b_w)$$

Tableau V.20 : Armatures longitudinales des éléments de rive

Voile (cm)	Mmax (kN.m)	Ncor (kN)	As calculée (cm²)	As min (cm²)	As retenue (cm²)	Choix des barres
532×25	31174,58	3185,78	103	12,5	107,99	22HA25
370×25	10027,02	2050,55	48,21	10	50,27	16HA20
335×25	3870,8	647,83	20,67	10	24,98	2HA14+18HA12

○ **Armatures de confinement (cadres/étriers horizontaux) :**

- **Espacement vertical (RPA 2024, art. 7.7.4) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 12,5 \text{ cm}; 6\Phi_l\right)$$

- **Section des armatures de confinement (RPA 2024, art. 7.7.4) :**

$$A_t \geq 0,09 \frac{S_t \times b_0 \times f_{c28}}{f_e}$$

Tableau V.21 : Armatures de confinement des éléments de rive

Voile (cm)	b0 (cm)	Φl (mm)	St calculé (cm)	St retenu (cm)	At calculée (cm²)	Choix des barres
532×25	59	25	12,5	10	3,186	8HA8
370×25	64	20	12	10	3,44	8HA8
335×25	19	12	6,33	5	0,513	2HA8

V.4.5. Ferrailage de l'âme des voiles

V.4.5.1. Aciers verticaux

- **Diamètre maximal :**

$$8 \text{ mm} \leq \Phi_{max} \leq \frac{b_w}{8}$$

Tableau V.22 : Ferrailage vertical de l'âme des voiles

Voile (cm)	Φ_{max} (mm)	Espacement St (cm)
532×25	16	15
370×25	16	10
335×25	14	10

V.4.5.2. Aciers horizontaux

- **Le ferrailage horizontal nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant (RPA 2024, art. 7.7.3) :**

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \times f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 \times V_u$$

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées

Tableau V.23 : Ferrailage horizontal de l'âme des voiles

Voile (cm)	V_u (kN)	$\bar{V}$ (Kn)	$A_h(\text{cm}^2)$	Choix des barres
532×25	3217,65	4504,71	1,61	4HA8
370×25	1882,78	2635,89	1,86	4HA8
335×25	1636,75	2291,45	0,96	2HA8

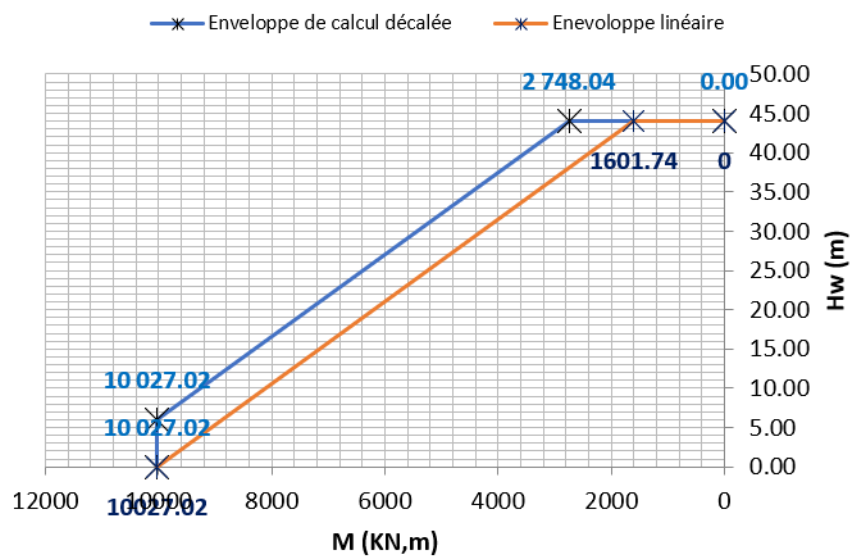


Figure V.3 : Enveloppe de calcul des sollicitations

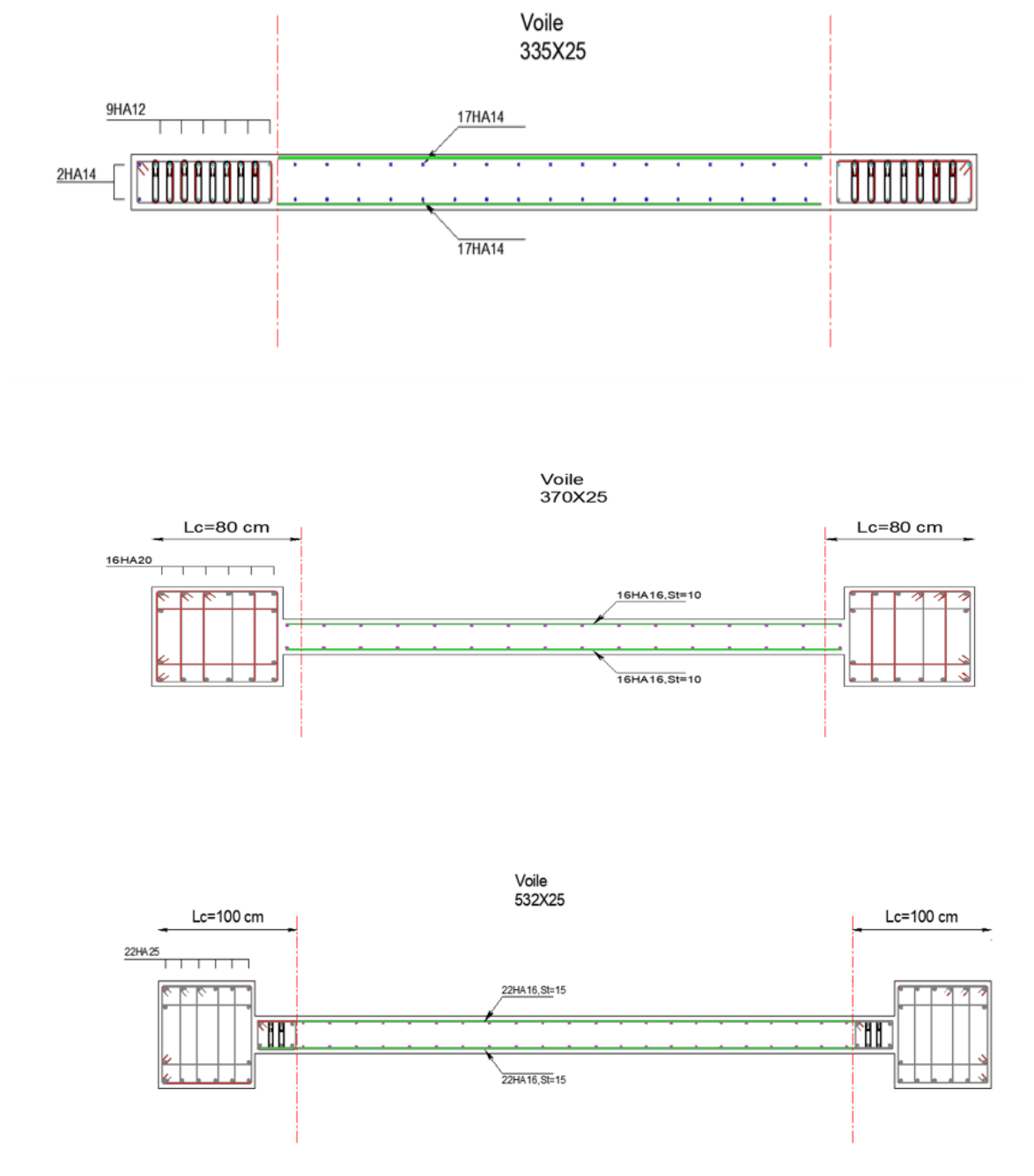


Figure V.4 : Ferrailages des voiles

V.5. FERRAILLAGE DES DALLES

V.5.1. Généralités

Les dalles en béton armé sont des éléments structuraux plans, caractérisés par une épaisseur faible par rapport à leurs deux autres dimensions. Leur fonction principale est de transmettre les charges appliquées perpendiculairement à leur plan moyen. Un panneau de dalle peut reposer sur des appuis continus (voiles, poutres, murs) ou ponctuels (poteaux).

Une dalle est dite diaphragme lorsqu'elle est conçue pour résister aux forces agissant dans son plan et les transmettre aux éléments de contreventement (RPA 2024, art. 5.7).

V.5.2. Sollicitations extrêmes des dalles

Les tableaux ci-dessous présentent les sollicitations maximales agissant sur une dalle dans les directions horizontales, ainsi que le ferrailage correspondant.

- **Formules utilisées et références réglementaires :**

Moment en travée et sur appuis : issus de la méthode de calcul (DDM, RDM, ou logiciel).

Section d'acier théorique (BAEL 91, art. A.4.3) :

$$A_s = \frac{M}{z \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$$z \approx 0,9 \times d \text{ (Bras de levier)}$$

$$d = h_0 - c$$

- **Section minimale d'acier (BAEL 91, art. A.4.1.2) – condition de non-fragilité :**

$$A_{s,min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

- **Formule forfaitaire simplifiée (cours de béton armé) :**

$$A_{s,min} = \frac{8 \times h_0}{1000} \text{ (m}^2\text{/m)} = 8 \times h_0 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

Avec h_0 en cm

Répartition des armatures entre directions (BAEL 91, art. A.8.2,3) :

Pour une dalle rectangulaire avec $\alpha = L_x/L_y$:

$$A_{s,y} = A_{s,x} \times \frac{3 - \alpha}{2}$$

- **Espacement maximal des barres (BAEL 91, art. A.7.1,2) :**

$$S_t \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm})$$

- **Formule de l'espacement :**

$$S_t = \frac{\text{Section d'une barre} \times 100}{A_{s,\text{adoptée}}}$$

Tableau V.24 : Calcul du ferrailage des dalles dans le sens X

Position	Moment (kN.m/m)	As théorique (cm ² /m)	Choix des barres	As adoptée (cm ² /m)	As min (cm ² /m)	Vérification
En travée	89,73	13,56	12 HA 12	13,75	1,6	Vérifiée
Sur appuis	-58,78	8,51	8 HA 12	9,05	1,6	Vérifiée

Tableau V.25 : Calcul du ferrailage des dalles dans le sens Y

Position	Moment (kN.m/m)	As théorique (cm ² /m)	Choix des barres	As adoptée (cm ² /m)	As min (cm ² /m)	Vérification
En travée	95,23	14,51	14 HA12	15,83	1,784	Vérifiée
Sur appuis	-55,30	7,97	8 HA 12	9,05	1,784	Vérifiée

La section minimale dans le sens Y est calculée avec $A_{s,\text{min},y} = A_{s,\text{min},x} \times \frac{3-\alpha}{2}$,

Où $\alpha = L_x/L_y = 0,77$, soit $1,6 \times 1,115 = 1,784 \text{ cm}^2/\text{m}$.

V.5.3. Vérification des espacements

Tableau V.26 : Récapitulatif des espacements des armatures des dalles

Position	Diamètre choisi (mm)	Section d'une barre (cm ²)	Nombre de barres par mètre	Espacement calculé (cm)	Espacement retenu (cm)	Condition $S_t \leq 33 \text{ cm}$
Travée X	12	1,13	12	8,3	8	Vérifiée
Appuis X	12	1,13	8	12,5	12	Vérifiée

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Travée Y	12	1,13	14	7,1	7	Vérifiée
Appuis Y	12	1,13	8	12,5	12	Vérifiée

- Vérification de l'espacement maximal (BAEL 91, art. A.7.1,2) :

Tableau V.27 : Vérification de l'espacement maximal des armatures des dalles

Épaisseur h_0 (cm)	$3h_0$ (Cm)	33 cm	$S_{t,max}$ Retenu (cm)
20	60	33	33

Tous les espacements retenus (8, 14, 7, 15 cm) sont inférieurs à 33 cm → Condition vérifiée.

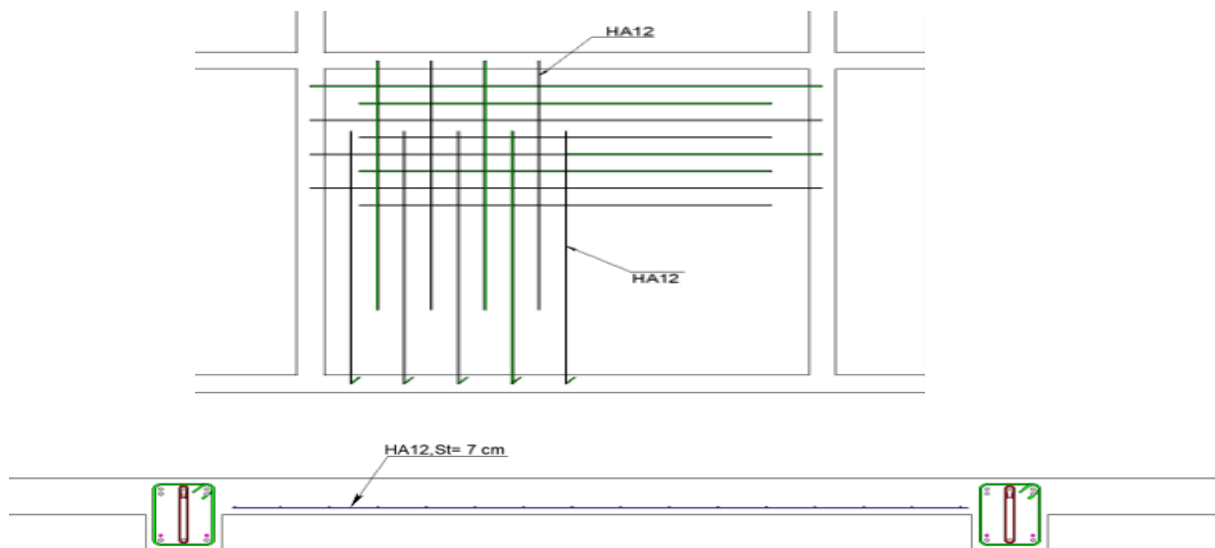


Figure V.5 : Ferrailage de la dalle en travée

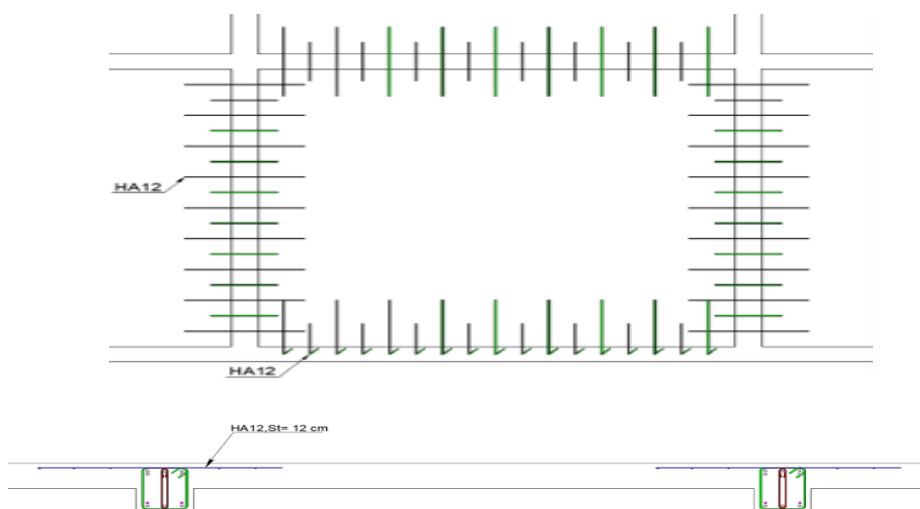


Figure V.6 : Ferrailage de la dalle en appuis

V.6. FERRAILLAGE DES ESCALIERS

V.6.1. Généralités

Les escaliers en béton armé sont des éléments structuraux assurant la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Ils sont généralement constitués d'une paillasse inclinée, de marches, de contremarches et de paliers. Sous l'effet des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, les escaliers sont principalement soumis à la flexion, ce qui nécessite la mise en place d'armatures longitudinales et transversales adaptées. Le dimensionnement et le ferrailage des escaliers sont réalisés conformément aux prescriptions du BAEL 91 modifié 99 afin d'assurer la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

On considère une section rectangulaire de 1 m de largeur, soumise à la flexion simple.

Données :

- Épaisseur de la paillasse : $h = 12 \text{ cm}$
- Hauteur utile : $d = h - c = 12 - 3 = 9 \text{ cm} = 0,09 \text{ m}$
- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- $f_e = 500 \text{ MPa}$
- $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1,5} = 17 \text{ MPa}$
- $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$

V.6.2. Évaluation des charges et sollicitations

- $G_{palier} = 4,4 \text{ KN/m}^2$
- $G_{paillasse} = 7,21 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$
- **Pour une bande de 1 ml :**
 - $G_{palier} = 4,4 \text{ KN/ml}$
 - $G_{paillasse} = 7,21 \text{ KN/ml}$
 - $Q = 2,50 \text{ KN/ml}$
- **Charges et combinaisons (pour 1 ml de largeur) :**
 - $g_1 = 1,35 \times (7,21 + 1) + 1,5 \times 2,5 = 14,83 \text{ KN/ml}$
 - $g_2 = 1,35 \times 4,4 + 1,5 \times 2,5 = 9,69 \text{ KN/ml}$

- Réactions et moment maximal :

$$R_A = R_B = \frac{g_1 \times L}{2} - (g_1 - g_2) \times a = 24,52 \text{ KN}$$

$$M_{max} = \frac{g_1 \times L^2}{8} - (g_1 - g_2) \times \frac{a^2}{2} = 27,09 \text{ KN.m}$$

V.6.3. Ferrailage de la travée

- Moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,027}{1 \times 0,09^2 \times 17} = 0,196$$

- Calcul de α (pivot A) :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 0,196}) = 0,129$$

$\alpha < 0,185 \rightarrow$ pivot A.

- Bras de levier :

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,09 \times (1 - 0,4 \times 0,129) = 0,08 \text{ m}$$

- Section d'acier :

$$A_s = \frac{M_u}{z \times f_{su}} = \frac{0,0279}{0,08 \times 435} = 8,017 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **8HA12 /ml** $\rightarrow A_s = 9,05 \text{ cm}^2$

Espacement : $S_t = \frac{100}{8} \approx 13 \text{ cm}$

V.6.4. Ferrailage des appuis

On prend $M_{appui} = 0,3 \times M_u = 0,3 \times 27,09 = 8,127 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{0,008127}{1 \times 0,09^2 \times 17} = 0,059$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 0,0224}) = 0,076$$

$$z = 0,13 \times (1 - 0,4 \times 0,076) = 0,126 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{0,008127}{0,126 \times 435} = 1,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte le même ferrailage que la travée : **8HA10 /ml** $\rightarrow A_s = 6,28 \text{ cm}^2$

Armatures de répartition (sens transversal) :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{8,017}{4} = 2,004 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4 HA 8 /ml** $\rightarrow A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

$S_t = 20 \text{ cm}$ (il n'est pas recommandé de prendre un espacement plus de 25 cm)

Tableau V.28 : Ferrailage des escaliers

Position	μ_{bu}	α	z (m)	A_s (cm ²)	Choix	$A_{s,long}$ (cm ²)	A_r (cm ²)	Choix	$A_{s,trans}$ (cm ²)
Travée	0,196	0,129	0,08	8,017	8 HA 12	9,05	2,004	4 HA 8	2,01
Appuis	0,059	0,076	0,126	1,48	8 HA 10	6,28	2,004	4 HA 8	2,01

V.6.5. Vérifications réglementaires

- **Condition de non-fragilité (BAEL 91, art. A.4.1.2) :**

$$A_{s,min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Avec $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 1,8 = 2,4$ MPa

$$A_{s,min} = 0,23 \times \frac{2,4}{500} \times 100 \times 9 = 0,9 \text{ cm}^2$$

- En travée : $9,05 \geq 0,9 \rightarrow$ vérifiée
- Sur appuis : $6,28 \geq 0,9 \rightarrow$ vérifiée

- **Contrainte tangentielle (BAEL 91, art. A.5.1.21) :**

Effort tranchant maximal (appui) :

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{24,52 \times 4,0}{2} = 49,04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{49,04}{1 \times 0,09} = 0,54 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right) = \min(4; 5) = 4 \text{ MPa}$$

$$0,54 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Compression du béton à l'ELS :**

Moment en travée à l'ELS :

$$M_{ser} = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

Caractéristiques de la section :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\sigma_{bc,adm} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

88

E.N.S.T.P

Figure V.7 : Ferrailage de l'escalier

V.7. CONCLUSION

Le ferrailage constitue une étape essentielle dans la conception des structures en béton armé, puisqu'il permet d'assurer la résistance, la stabilité et la durabilité des différents éléments porteurs face aux sollicitations appliquées. À partir des efforts obtenus par la modélisation et l'analyse de la structure sous ETABS, le dimensionnement des armatures longitudinales et transversales des poutres, poteaux, voiles et dalles a été effectué conformément aux prescriptions du BAEL 91 modifié 99, du CBA 93 ainsi qu'aux exigences parasismiques du RPA 2024.

Les vérifications réalisées ont permis de garantir la sécurité des éléments structuraux vis-à-vis des états limites ultimes et de service, tout en assurant un comportement ductile de la structure sous l'action sismique. Une attention particulière a été portée aux dispositions constructives imposées par le RPA 2024, notamment au niveau des zones critiques, afin de limiter les risques de rupture fragile et d'améliorer la dissipation de l'énergie sismique.

Ainsi, les sections d'armatures retenues répondent aux exigences de résistance et de stabilité de l'ouvrage, tout en assurant une conception rationnelle et économique. Ce travail de ferrailage constitue également une base essentielle pour l'établissement des plans d'exécution et la réalisation pratique de la structure

CHAPITRE VI :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION

Les infrastructures constituent l'un des éléments les plus importants d'un ouvrage, puisqu'elles assurent la transmission des charges provenant de la superstructure vers le sol de fondation. Leur conception doit garantir la stabilité, la sécurité et la durabilité de la construction tout en tenant compte des caractéristiques géotechniques du terrain et des sollicitations appliquées à la structure.

L'étude géotechnique représente ainsi une étape préalable essentielle dans tout projet de construction. Elle permet de déterminer la nature des différentes couches du sol, leurs propriétés mécaniques, leur capacité portante ainsi que les risques éventuels pouvant affecter le comportement de l'ouvrage. Les résultats obtenus servent de base au choix du système de fondation le plus approprié et à son dimensionnement.

Le dimensionnement des fondations vise à assurer une répartition adéquate des charges sur le terrain tout en limitant les contraintes transmises au sol à des valeurs admissibles. Il doit également permettre de réduire les tassements et de garantir un comportement satisfaisant de l'ensemble de la structure, notamment dans les zones soumises aux actions sismiques.

Dans ce chapitre, nous présenterons tout d'abord les principales caractéristiques géotechniques du site obtenues à partir du rapport de reconnaissance du sol. Ensuite, nous procéderons à l'évaluation des efforts transmis par la structure aux fondations et au choix du système de fondation retenu. Enfin, le calcul et les vérifications nécessaires seront effectués conformément aux prescriptions du RPA 2024 et du DTR-BC 2.33, afin de garantir la sécurité et la conformité réglementaire de l'ouvrage.

VI.2. ÉTUDE GEOTECHNIQUE

L'étude géotechnique a pour mission de caractériser les sols en place afin de garantir la stabilité et la sécurité des ouvrages projetés. Elle comprend la réalisation d'essais et de mesures in situ (sondages carottés, essais de pénétration dynamique, essais pressiométriques) ainsi que des essais en laboratoire sur les échantillons prélevés.

Cette étude permet de déterminer :

- Les conditions d'assise des sols
- La contrainte admissible
- Les déformations potentielles des différentes couches rencontrées

➤ Selon l'annexe 03 :

VI.2.1. Situation géographique du site

Le terrain étudié est situé à Telemly, wilaya d'Alger, dans la commune d'Alger Centre. Il se caractérise par une morphologie accidentée en pente d'environ 19°, avec une dénivelée de 11,25 m entre le point haut et le point bas.

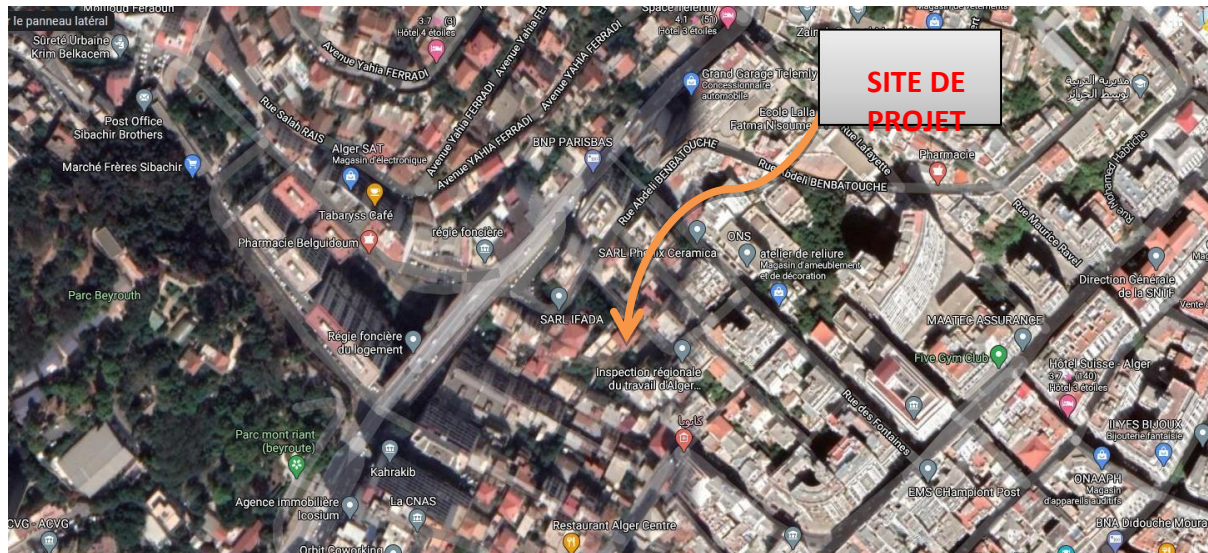


Figure VI.1 : Situation géographique du site d'étude

VI.2.2. Campagne de reconnaissance géotechnique

D'après le rapport du laboratoire LABGEOTP (dossier n° 03/ES/LAB/2021), la campagne de reconnaissance a comporté :

- Un sondage carotté (SC01) de 25 m de profondeur
- Un sondage pressiométrique (SP01) de 26 m de profondeur
- Dix essais de pénétration dynamique (P01 à P10)

VI.2.3. Lithologie du terrain

Le sondage carottier SC01 a révélé la succession lithologique suivante :

Tableau VI.1 : Synthèse de la lithologie du terrain d'assise

Profondeur (m)	Nature du terrain
0,00 – 1,80	Remblais
1,80 – 7,00	Micaschiste altérée, aspect d'argile graveleuse
7,00 – 25,00	Micaschiste sain à fracturé

VI.2.4. Essais de pénétration dynamique

Les essais de pénétration dynamique ont été réalisés jusqu'au refus. Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2 : Résultats des essais de pénétration dynamique

Essai	Rp min (bars)	Refus (m)	Appréciation < 5 m	Appréciation > 5 m
P01	22	3,8	Faible	Fort
P02	20	4,8	Faible	Fort
P03	44	6,4	Faible	Fort
P04	36	6,6	Faible	Fort
P05	30	2,4	Faible	Fort
P06	Refus en surface	1,2	—	Fort
P07	Refus en surface	1,2	—	Fort
P08	22	1,4	Faible	Fort
P09	28	3,8	Faible	Fort
P10	36	6,2	Faible	Fort

- Les résistances minimales enregistrées sont comprises entre 20 et 44 bars dans les 5 premiers mètres.
- Les refus sont enregistrés entre 1,2 m et 6,6 m de profondeur.
- Le terrain est homogène du point de vue de la résistance dynamique.

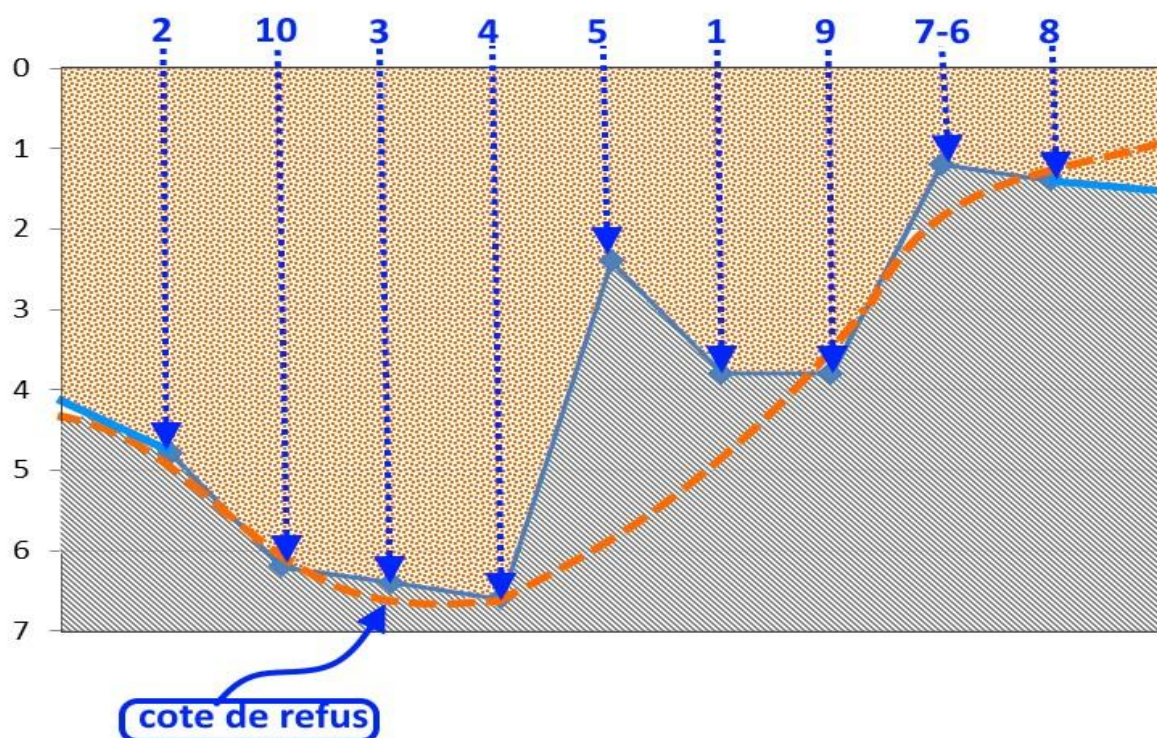


Figure VI.2 : Profil obtenu à partir des essais de pénétration dynamique

VI.2.5. Essais pressiométriques

L'essai pressiométrique SP01 a permis de mesurer les pressions limites P_l et les modules pressiométriques E . Les valeurs significatives sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3 : Résultats des essais pressiométriques

Profondeur (m)	P_l (Bar)	E (Bar)
1,50	2,13	10,65
3,00	5,25	28,81
4,50	8,65	49,72
6,00	25,78	118,07
7,50	19,91	48,96
9,00	17,88	71,75
10,50	22,04	168,04
12,00	30,54	151,14

13,50	33,31	187,92
15,00	38,43	262,79
16,50	25,82	499,19
18,00	26,01	572,86
20,00	31,78	697,08
22,00	26,35	557,15
24,00	26,51	439,61
26,00	26,69	495,95

VI.2.6. Essais de laboratoire

- **Caractéristiques physiques :**

Tableau VI.4 : Caractéristiques physiques des couches du sol

Profondeur (m)	γ_d (t/m ³)	W (%)	S_r (%)	γ_h (t/m ³)	< 0,08 mm (%)
3,9 – 4,2	1,78	14,32	78,24	2,04	30,69
7,15 – 7,40	1,77	13,90	74,53	2,02	24,00
12,4 – 12,7	1,90	10,81	71,92	2,10	—

- **Caractéristiques mécaniques (cisaillement direct) :**

Tableau VI.5 : Caractéristiques mécaniques du sol obtenues par essai de cisaillement direct

Profondeur (m)	C (kPa)	ϕ (°)	Densité (kg/m ³)
3,9 – 4,2	24,58	19,77	2,04
7,15 – 7,40	42,75	20,99	2,02
12,4 – 12,7	24,27	32,78	2,10

○ Analyse chimique :

Teneur en sulfates : < 2000 mg/kg → sol faiblement agressif (classe A1)

○ Classification du site :

Selon la méthode basée sur les pressions limites, la pression limite équivalente calculée est :

$$P_L = 1,25 \text{ MPa}$$

Le sol est classé en catégorie S3 selon le RPA (site meuble).

○ Contrainte admissible du sol :

D'après les essais pressiométriques et les règles du DTR-BC 2.33, la contrainte admissible du sol est retenue égale à :

$$\sigma_{adm} = 3 \text{ bars} = 0,3 \text{ MPa}$$

VI.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION

VI.3.1. Critères de choix

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant les critères essentiels suivants :

- Stabilité totale du bâtiment
- Solution économique et facile à réaliser
- Type de construction
- Caractéristiques du sol
- Charges apportées par la structure

VI.3.2. Solutions envisagées

Afin de déterminer le système de fondation le plus adéquat, plusieurs solutions sont possibles

- Semelles isolées – si ce système n'est pas suffisant, on passe au système suivant
- Semelles continues (semelles filantes) – si ce système n'est pas suffisant, on passe au système suivant
- Radier général – solution adaptée aux charges importantes et aux sols de faible portance

VI.3.3. Type de fondation retenu

Pour notre projet, nous avons choisi un radier général comme système de fondation en raison des charges importantes transmises par la structure et de la présence de plusieurs niveaux de sous-sol. Ce type de fondation permet de répartir uniformément les efforts sur l'ensemble de la surface d'appui, réduisant ainsi les contraintes exercées sur le sol et limitant les tassements différentiels. En outre, le radier général assure une meilleure rigidité de l'infrastructure et améliore le comportement global de l'ouvrage sous l'action sismique. Il représente donc la solution la plus appropriée et la plus sûre pour garantir la stabilité et la durabilité de la structure.

VI.4. ÉTUDE ET DIMENSIONNEMENT DU RADIER GENERAL

VI.4.1. Généralités sur le radier général

Le radier général est une fondation superficielle constituée d'une dalle en béton armé couvrant la totalité ou la quasi-totalité de l'emprise du bâtiment. Il a pour rôle de transmettre et de répartir uniformément les charges de la structure sur le sol afin de réduire les contraintes de contact et de limiter les tassements différentiels.

Ce type de fondation est généralement adopté lorsque le sol présente une faible capacité portante, lorsque les charges de la structure sont importantes ou lorsque les semelles isolées risquent de se chevaucher. Le radier général assure ainsi une meilleure stabilité de l'ouvrage et un comportement plus favorable sous les actions statiques et sismiques.

VI.4.2. Prédimensionnement du radier

L'épaisseur de la dalle du radier est déterminée à partir de la condition forfaitaire suivante Selon l'article BAEL 91 modifié 99, annexe B.6.5:

$$h \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec $L_{max} = 9,41$ m (distance maximale entre axes des poteaux) :

$$h \geq \frac{9,41}{20} = 0,4705 \text{ m} = 47,05 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur $h = 60$ cm.

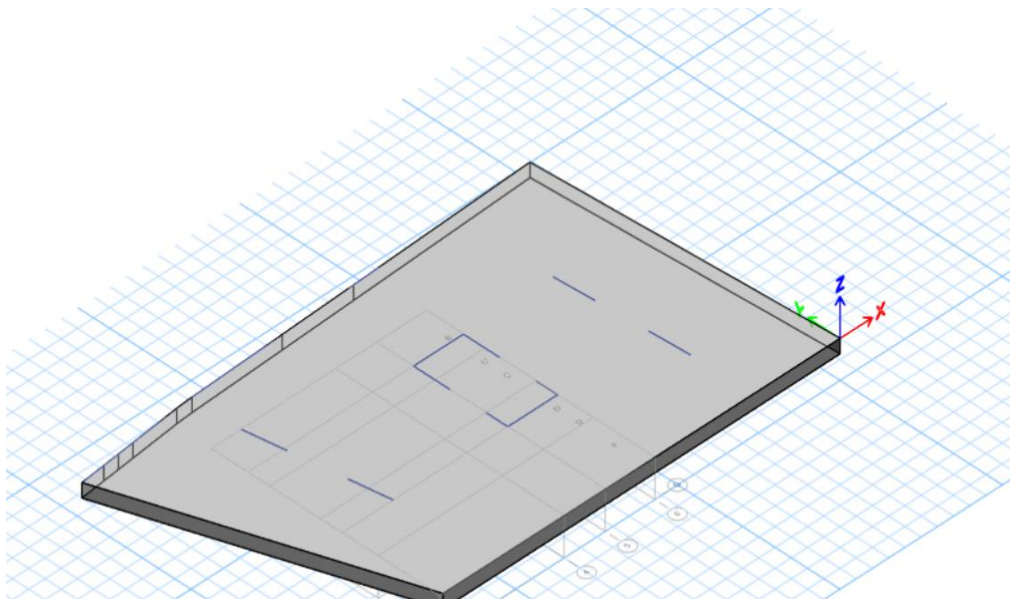


Figure VI.3 : modélisation du radier général

VI.4.3. Vérification de la rigidité du radier (interaction sol-structure)

La longueur élastique L_e est donnée Selon l'article BAEL 91 modifié 99, annexe B.6.5 :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Le module d'Young du béton est $E = 11\,500$ MPa.

Le coefficient de raideur du sol est $K = 0,04$ N/mm³ (valeur forfaitaire pour un sol moyen).

La largeur unitaire considérée est $b = 1,00$ m.

L'inertie pour une section de 1 m de largeur et 1,00 m d'épaisseur est :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1,00 \times 0,60^3}{12} = \frac{0,216}{12} = 0,018 \text{ m}^4$$

En remplaçant :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 11\,500 \times 10^6 \times 0,018}{1,00 \times 0,04 \times 10^6}}$$
$$L_e = \sqrt[4]{\frac{8,28 \times 10^8}{4,00 \times 10^4}} = \sqrt[4]{20700} \approx 12 \text{ m}$$

La condition de rigidité est satisfaite si :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$$
$$\frac{\pi}{2} \cdot L_e = 1,57 \times 17,6 \approx 18,84 \text{ m}$$

Or $L_{max} = 9,41 \text{ m} \leq 18,84 \text{ m}$. La condition est donc vérifiée. Le radier est considéré comme rigide.

VI.5. VERIFICATIONS DU RADIER

VI.5.1. Vérification des contraintes du sol

Le rapport géotechnique fournit la contrainte admissible du sol, déterminée par les essais in situ et au laboratoire LABGEOTP, dossier n° 03/ES/LAB/2021 :

$$\sigma_{sol} = 3 \text{ bars}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{max} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

- $\bar{\sigma}_{sol\ ELS} = 3 \text{ bars}$
- Selon le RPA 2024, article 10.1.4, pour les fondations superficielles, il y a lieu d'appliquer un coefficient de sécurité global égal à 2 à la résistance limite du sol.

Ainsi :

$$\bar{\sigma}_{sol\ ELU} = \sigma_{sol} \times \frac{3}{2} = 3 \times 1,5 = 4,5 \text{ bars}$$

○ **Distribution des contraintes à l'ELS :**

$$\sigma_{max} = 2,40 \text{ bars}$$

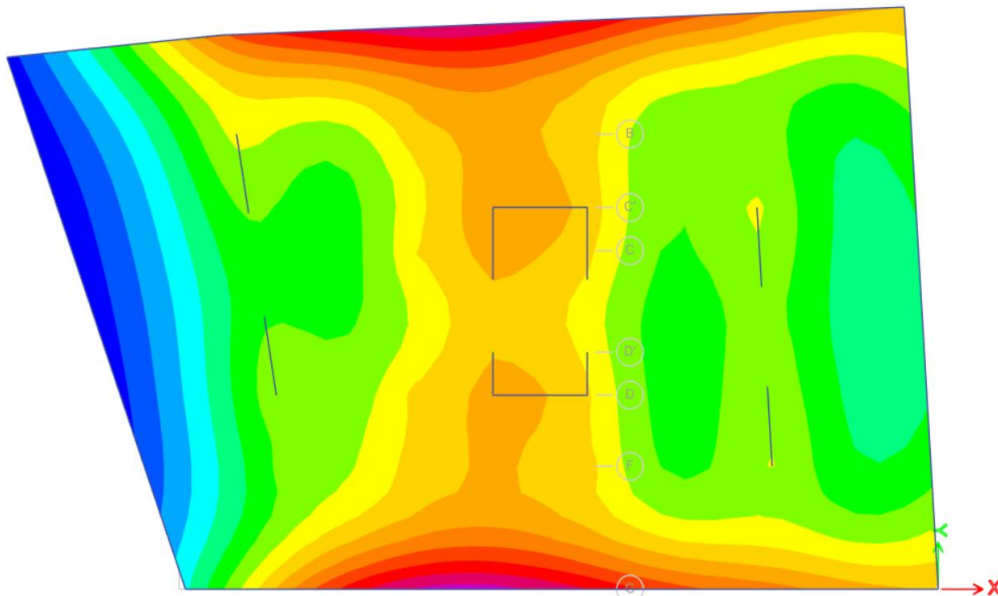


Figure VI.4 : Distribution des contraintes sous le radier à l'ELS

- Distribution des contraintes à l'ELU :

$$\sigma_{max} = 3,29 \text{ bars}$$

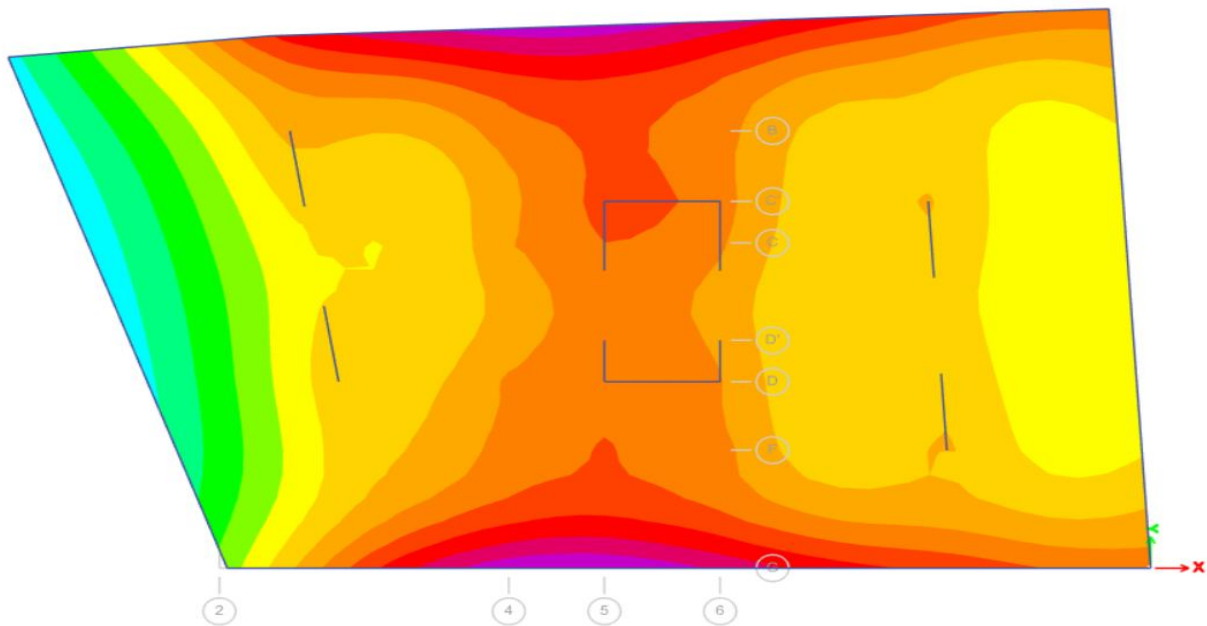


Figure VI.5 : Distribution des contraintes sous le radier à l'ELU

- Distribution des contraintes à l'ELA (situation accidentelle / sismique) :

$$\sigma_{max} = 4,3 \text{ bars}$$

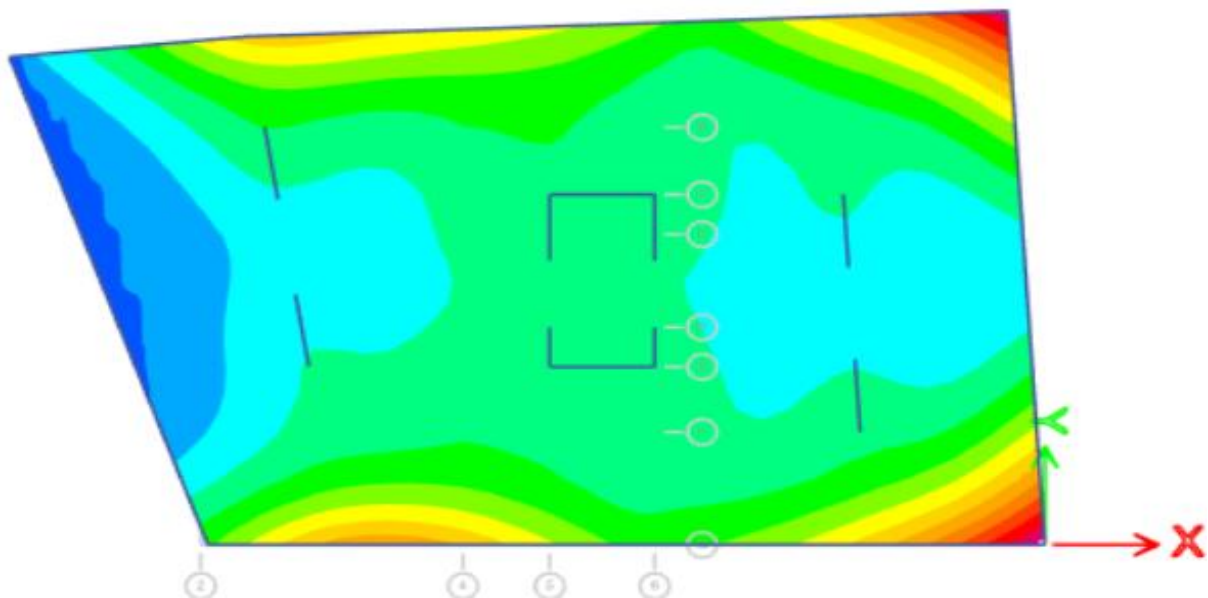


Figure VI.6 : Distribution des contraintes sous le radier à l'ELA (situation sismique)

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes transmises au sol sous le radier

Cas de charge	σ_{max} (Bars)	σ_{adm} (Bars)	Vérification
ELS	2,4	3	Vérifiée
ELU	3,29	4,5	Vérifiée
ELA	4,3	4,5	Vérifiée

Remarque : Un premier dimensionnement avec $h = 60$ cm a été tenté. La vérification des contraintes du sol a montré un dépassement de la contrainte admissible. L'épaisseur a donc été augmentée à $h = 100$ cm, valeur pour laquelle la contrainte est vérifiée.

VI.5.2. Vérification au poinçonnement

Selon l'article A.5.2.4 du BAEL 91, on vérifie que la contrainte de poinçonnement ne dépasse pas la résistance du béton.

○ Pour les poteaux :

$$P_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- P_u : effort normal ultime (kN/m²)
- $U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$ (Périmètre du contour de rupture)
- a, b : dimensions du poteau (mm)
- h : épaisseur du radier (mm)
- $f_{c28} = 30$ MPa
- $\gamma_b = 1,5$

$$U_c = 4 \times (750 + 1100) = 7400 \text{ mm}$$

$$0,045 \times 7400 \times 1100 \times \frac{30}{1,5} = 7\,326\,000 \text{ N/m}^2 = 7326 \text{ kN/m}^2$$

$$P_u = 6481,8029 \leq 7326 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

○ Pour les voiles :

$$P_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- P_u : effort normal ultime (kN/m²)

- $U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$
- a, b : dimensions du voile (mm)
- h : épaisseur du radier (mm)

$$U_c = 2 \times (3700 + 1100) + 2 \times (200 + 1100) = 12\,200 \text{ mm}$$

$$0,045 \times 12\,200 \times 1100 \times \frac{30}{1,5} = 12\,078\,000 \text{ N/m}^2 = 12\,078 \text{ kN/m}^2$$

$$P_u = 10059,051 \leq 12\,078 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

L'augmentation de l'épaisseur du radier de 1,00 m à 1,10 m améliore la résistance au poinçonnement, car le périmètre de rupture U_c et la hauteur h augmentent. La condition de l'article A.5.2.4 du BAEL 91 reste donc largement vérifiée.

VI.5.3. Vérification au cisaillement

Selon l'article A.5.2.2 du BAEL 91, on vérifie que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ et $\gamma_b = 1,5$:

$$0,07 \cdot \frac{30}{1,5} = 1,4 \text{ MPa}$$

Les contraintes de cisaillement maximales extraites du modèle sont :

- $\tau_{xx} = 1,14 \text{ MPa}$
- $\tau_{yy} = 1,06 \text{ MPa}$

○ **Vérification :**

Tableau VI.7 : Vérification du radier au cisaillement

Direction	τ_{max} (MPa)	$0,07 f_{c28}/\gamma_b$ (MPa)	Vérification
Sens xx	1,14	1,4	Vérifiée
Sens yy	1,06	1,4	Vérifiée

VI.6. FERRAILLAGE DU RADIER

VI.6.1. Sollicitations de calcul

○ Moments à l'ELU :

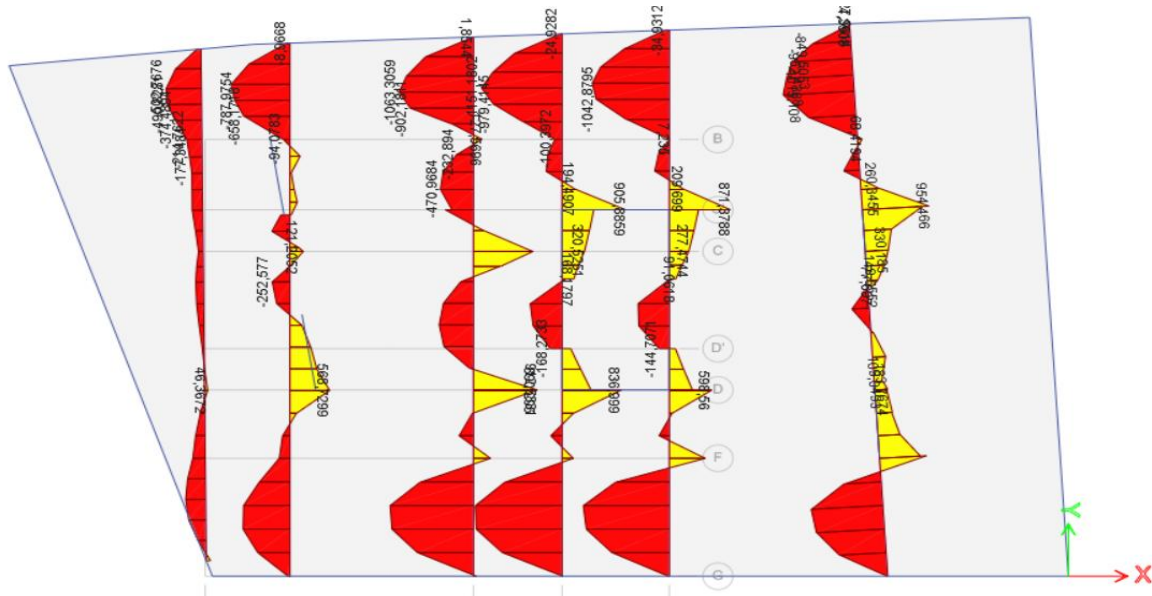


Figure VI.7 : Diagramme des moments de calcul M_y à l'ELU

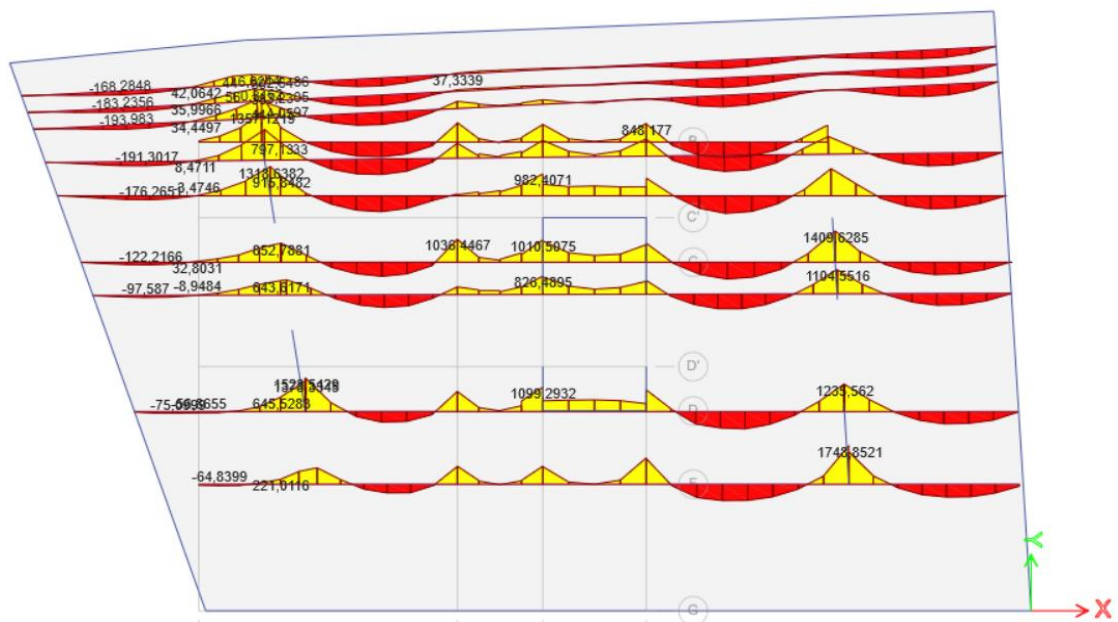


Figure VI.8 : Diagramme des moments de calcul M_x à l'ELU

Tableau VI.8 : Moments de calcul du radier à l'État Limite Ultime (ELU)

Direction	Appui (KN.m/m)	Travée (KN.m/m)
Mx	2164,26	-790,46
My	1238,25	-954,46

○ **Moments à l'ELS :**

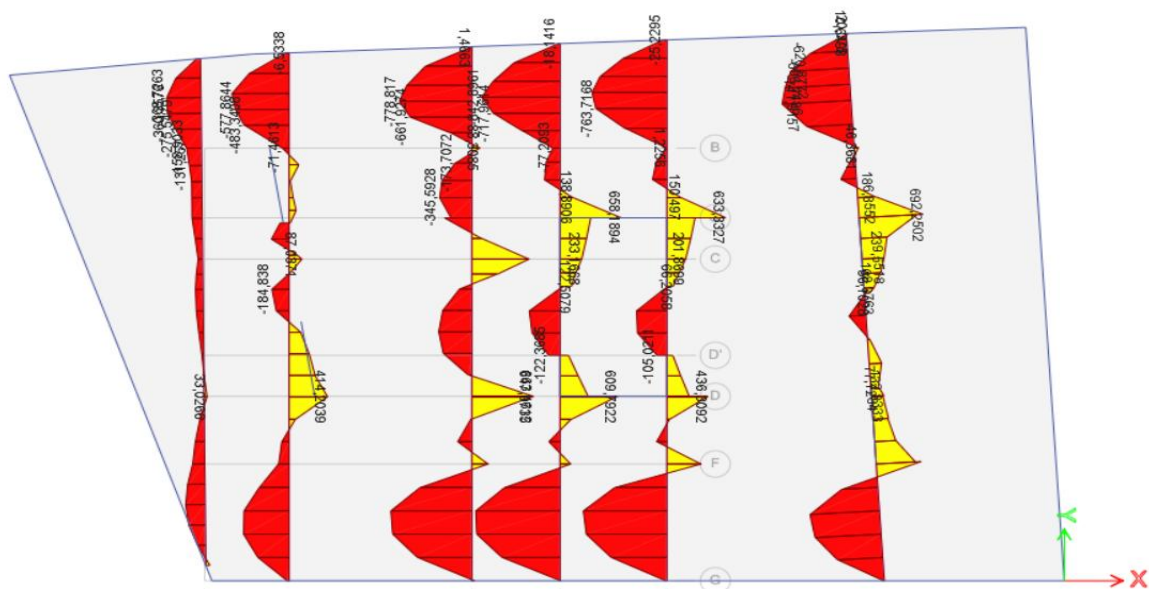


Figure VI.9 : Diagramme des moments de calcul M_y à l'ELS

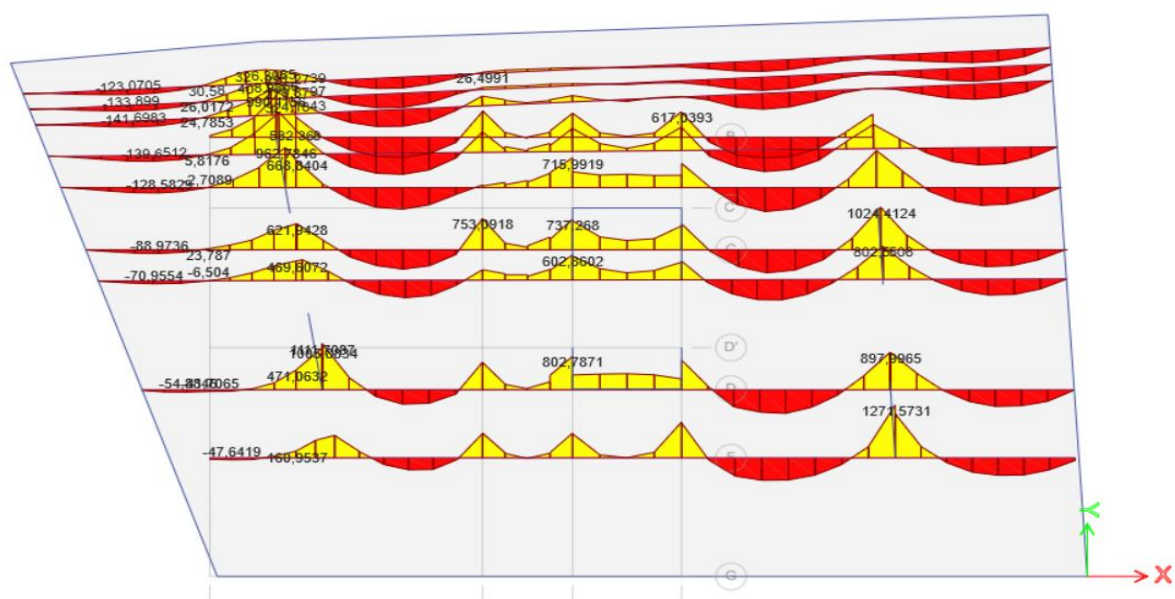


Figure VI.10 : Diagramme des moments de calcul M_x à l'ELS

Tableau VI.9 : Moments de calcul du radier à l'État Limite de Service (ELS)

Direction	Appui (KN.m/m)	Travée (KN.m/m)
M_x	1580,09	-575,71
M_y	906,68	-692,25

○ Moments à l'ELA (situation accidentelle / sismique) :

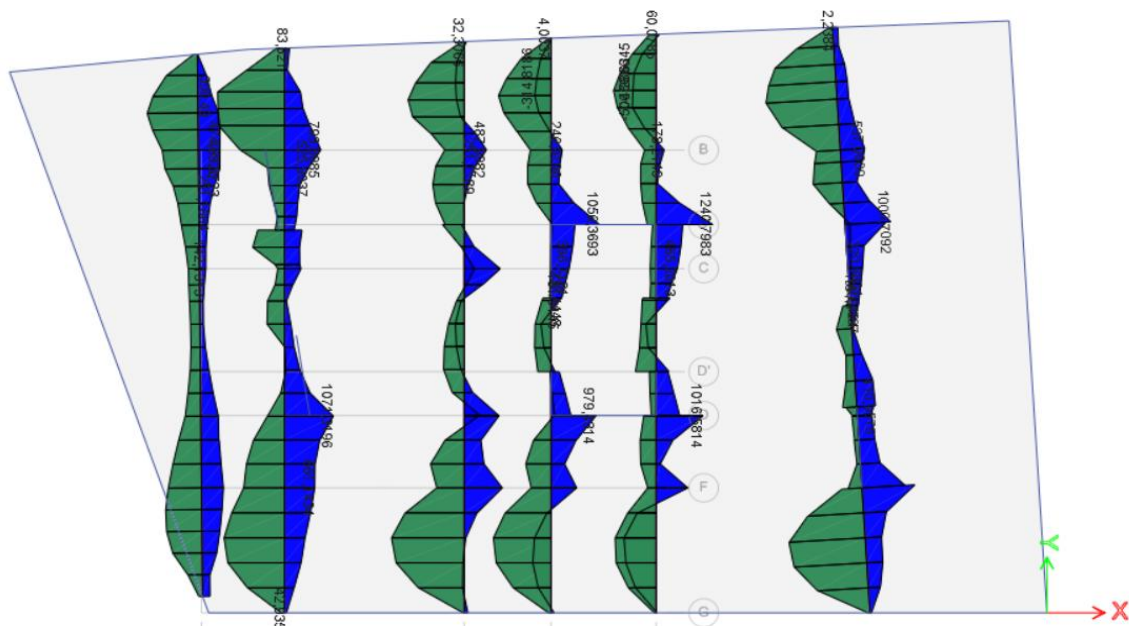


Figure VI.11 : Diagramme des moments de calcul M_y à l'ELA

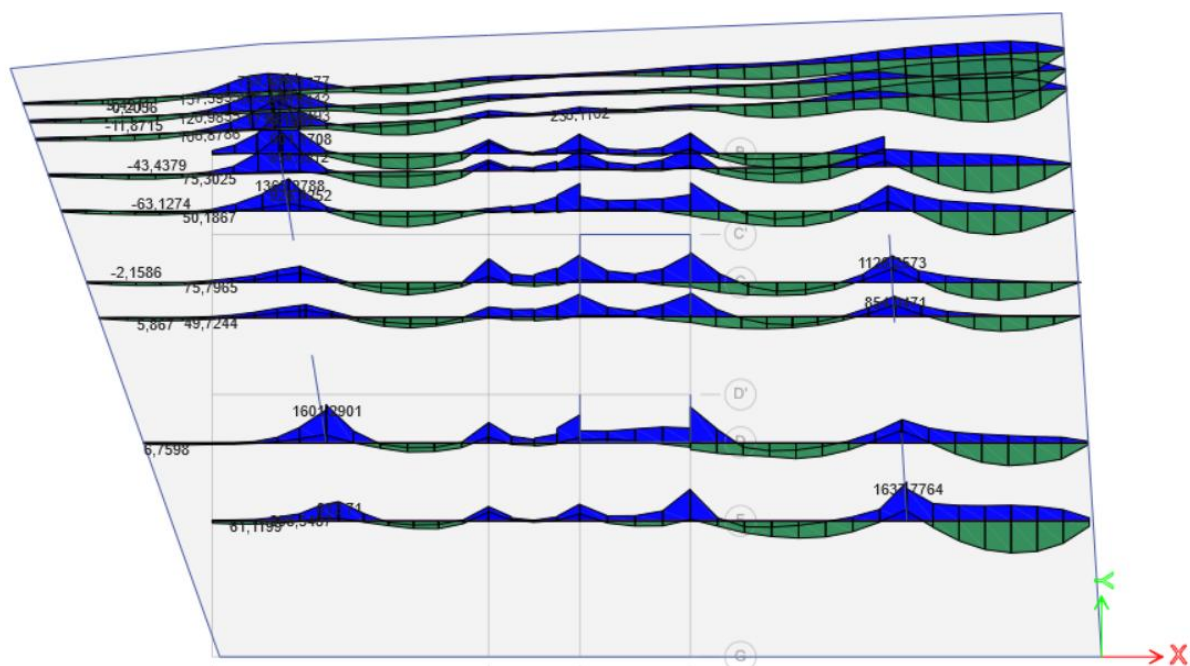


Figure VI.12 : Diagramme des moments de calcul M_x à l'ELA

Tableau VI.10 : Moments de calcul du radier à l'État Limite Accidentel (ELA)

Direction	Appui (KN.m/m)	Travée (KN.m/m)
M _x	3344,71	-1820,87
M _y	1930,98	-1861,39

VI.6.2. Ferrailage du radier

Les sections d'acier calculées à partir des moments maximaux sont :

Tableau VI.11 : Résultats du calcul du ferrailage du radier

Direction	Position	Section d'acier nécessaire (cm ² /m)
X	Appui	93,21
X	Travée	72,31
Y	Appui	80,16
Y	Travée	57,16

○ **Choix des armatures :**

Tableau VI.12 : Armatures retenues pour le radier général

Direction	Position	Section calculée (cm ² /m)	Choix des barres	Section adoptée (cm ² /m)
X	Appui	93,21	20 HA 25	98,17
X	Travée	72,31	16 HA 25	78,54
Y	Appui	80,16	18 HA 25	88,36
Y	Travée	57,16	14 HA 25	68,72

VI.6.3. Vérification des armatures

○ **Données :**

- Largeur $b = 100$ cm
- Épaisseur du radier $h = 110$ cm
- Enrobage $c = 5$ cm $\rightarrow$ hauteur utile $d = 105$ cm
- Coefficient d'équivalence acier/béton $n = 15$

○ **Moments à l'ELS :**

- Travée : $M_{ser} = 575,71$ kN.m/m
- Appui : $M_{ser} = 1580,09$ kN.m/m

○ **Position de l'axe neutre y (BAEL 91, art. A.4.5.2) :**

$$y = \frac{A_s \cdot n}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2bd}{nA_s}} - 1 \right)$$

- Travée ($A_s = 68,72$ cm²/m) :

$$\begin{aligned} \frac{68,72 \times 15}{100} &= 10,31 \\ \frac{2 \times 100 \times 105}{15 \times 68,72} &= \frac{21000}{1030,8} = 20,37 \\ \sqrt{1 + 20,37} &= \sqrt{21,37} = 4,62 \\ y &= 10,31 \times (4,62 - 1) = 10,31 \times 3,62 = 37,3 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Appui ($A_s = 98,17$ cm²/m) :

$$\begin{aligned} \frac{98,17 \times 15}{100} &= 14,73 \\ \frac{21000}{15 \times 98,17} &= \frac{21000}{1472,55} = 14,26 \\ \sqrt{1 + 14,26} &= \sqrt{15,26} = 3,91 \\ y &= 14,73 \times (3,91 - 1) = 14,73 \times 2,91 = 42,9 \text{ cm} \end{aligned}$$

○ **Bras de levier z (BAEL 91, art. A.4.5.2) :**

$$z = d - \frac{y}{3}$$

- Travée : $z = 105 - \frac{37,3}{3} = 105 - 12,43 = 92,57$ cm
- Appui : $z = 105 - \frac{42,9}{3} = 105 - 14,30 = 90,70$ cm

○ **Contrainte dans l'acier (BAEL 91, art. A.4.5.3) :**

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \times 10^5}{A_s \cdot z}$$

- Travée : $\sigma_s = \frac{575,71 \times 10^5}{68,72 \times 92,57} = \frac{57\,571\,000}{6\,362} = 180,5 \text{ MPa}$
- Appui : $\sigma_s = \frac{1580,09 \times 10^5}{98,17 \times 90,70} = \frac{158\,009\,000}{8\,904} = 177,5 \text{ MPa}$

○ **Contrainte dans le béton (BAEL 91, art. A.4.5.3)**

$$\sigma_b = \sigma_s \cdot \frac{A_s}{n \cdot b \cdot y}$$

- Travée : $\sigma_b = 180,5 \times \frac{68,72}{15 \times 100 \times 37,3} = 180,5 \times \frac{68,72}{55\,950} = 180,5 \times 0,001228 = 7,4 \text{ MPa}$
- Appui : $\sigma_b = 177,5 \times \frac{98,17}{15 \times 100 \times 42,9} = 177,5 \times \frac{98,17}{64\,350} = 177,5 \times 0,001525 = 10,8 \text{ MPa}$

○ **Contraintes admissibles**

- Béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$ (BAEL 91, art. A.4.3.4)
- Acier : $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$ (fissuration préjudiciable, BAEL 91, art. A.4.5.33)

Tableau VI.13 : vérification des armatures du radier

Directi on	Positi on	A_s (cm ² / m)	M_{ser} (kN.m /m)	σ_s (M Pa)	σ_b (M Pa)	$\bar{\sigma}_s$ (M Pa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (M Pa)	Vérificat ion
X	Appui	98,17	1580,09	177,5	10,8	250	18	Vérifiée
X	Travée	78,54	575,71	180,5	7,8	250	18	Vérifiée
Y	Appui	88,36	1580,09	195,9	10,5	250	18	Vérifiée
Y	Travée	68,72	575,71	180,5	7,4	250	18	Vérifiée

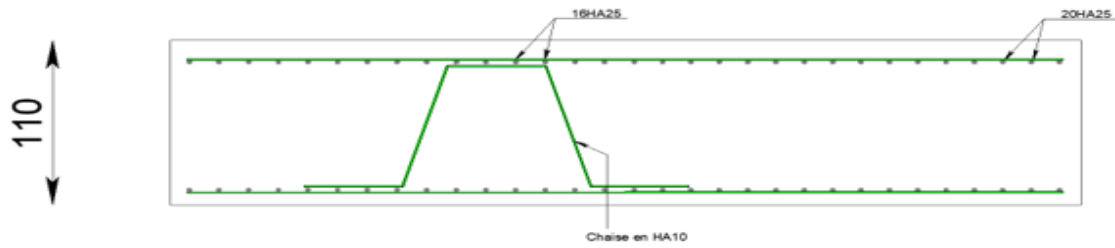


Figure VI.13 : Ferrailage de radier

VI.7. CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure assure la transmission des charges de la superstructure vers le sol. À partir des résultats géotechniques, les caractéristiques du terrain ont été analysées pour déterminer la solution de fondation adaptée.

Compte tenu des charges importantes, de la présence de plusieurs niveaux de sous-sol et des exigences du RPA 2024, le choix d'un radier général s'est imposé. Les réactions d'ETABS ont été exportées vers SAFE pour modéliser le radier. Le prédimensionnement et les vérifications ont permis de s'assurer de sa rigidité, stabilité et du respect des contraintes admissibles.

Les sollicitations obtenues ont servi au calcul du ferraillage, définissant les armatures nécessaires pour résister aux moments et efforts tranchants.

L'ensemble des vérifications montre que la fondation retenue répond aux exigences réglementaires et garantit un comportement satisfaisant de l'ouvrage, assurant ainsi sa stabilité et sa durabilité.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Au terme de cette étude, nous avons réalisé la conception et le dimensionnement d'un bâtiment d'habitation en béton armé composé d'un sous-sol, de trois entre-sols, d'un rez-de-chaussée, de huit étages et d'un attique, implanté dans la wilaya d'Alger, classée en zone de forte sismicité selon le RPA 2024.

L'étude a débuté par la présentation générale de l'ouvrage ainsi que par l'établissement des hypothèses de calcul, en tenant compte des caractéristiques géométriques, des matériaux utilisés et des exigences réglementaires applicables. Une descente de charges détaillée et un prédimensionnement des différents éléments structuraux ont ensuite permis de définir une configuration cohérente de la structure.

La modélisation de l'ouvrage sous le logiciel ETABS a permis d'effectuer l'analyse dynamique et sismique conformément aux dispositions du RPA 2024. Les vérifications réalisées ont montré que la structure présente un comportement satisfaisant vis-à-vis des actions sismiques, avec des déplacements, des efforts internes et des critères de stabilité respectant les limites réglementaires.

À partir des sollicitations obtenues, le ferrailage des poteaux, poutres, voiles, dalles et escaliers a été déterminé conformément aux prescriptions du BAEL 91 modifié 99, du CBA 93 et du RPA 2024. Les différentes vérifications effectuées ont confirmé la résistance, la stabilité et la ductilité des éléments structuraux étudiés.

Enfin, l'étude géotechnique du site a permis de retenir un radier général comme solution de fondation. Le logiciel SAFE a été utilisé pour le dimensionnement et le ferrailage de ce dernier, en tenant compte des caractéristiques du sol et des sollicitations transmises par la superstructure, garantissant ainsi la sécurité et la pérennité de l'ouvrage.

Ce travail nous a permis d'appliquer les connaissances acquises durant notre formation en génie civil et de maîtriser les différentes étapes de conception d'un bâtiment en béton armé, depuis l'évaluation des charges jusqu'au dimensionnement final des éléments porteurs. Il met également en évidence l'importance du respect des règlements en vigueur afin d'assurer la sécurité, la durabilité et la performance des constructions, particulièrement dans les régions exposées au risque sismique.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Règlement :

- Règlement Parasismiques Algériens RPA 2024.
- Règlement Parasismiques Algériens RPA 99/ version 2003.
- Règles de conception et de calcul des fondations et des soutènements DTR-BC 2.33.
- Béton Armé aux États Limites BAEL 99.
- Règles de conception et de calcul de structure en béton armé CBA 93.

Documents techniques réglementaires :

- Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC22.
- Isolation acoustique des parois aux bruits aériens - Règles de calcul DTR C 3.1.

Cours :

- Cours de Bâtiment 4ème année (ENSTP).
- Cours de Mécaniques des Sols 4ème année (ENSTP).
- Cours de Mécanique des Structures 4ème année (ENSTP).
- Cours de béton armé 4ème année (ENSTP).

Anciens projets de fin d'étude :

- OULD-KHELIFA Asmaa, DAMOUS Chaima, (2025). Étude d'un bâtiment R+11+1 S/Sol contreventé par voiles et implanté à Alger. ENSTP.
- BOUGHOUAL Chahrazed, (2023). Étude d'un bâtiment R+14 avec deux sous-sols implantés à Boumerdès. ENSTP.
- HADJSADOK Sara, GUERRA Yasmine, (2025). Étude d'un bâtiment en béton armé R+8 soumis à un séisme réel. ENSTP.
- Akeb, M. R. (2019). Étude sismique d'un bâtiment R+14 avec 2 sous-sols à usage de bureaux en tenant compte de l'interaction sol-structure. ENSTP.
- Benaziza, K., & Sadj, Z. (2023). Étude d'un bâtiment R+8 en béton armé. Université de Tlemcen.

ANNEXE 1 :
REGLEMENT PARASISMIQUE
ALGERIEN (2024)

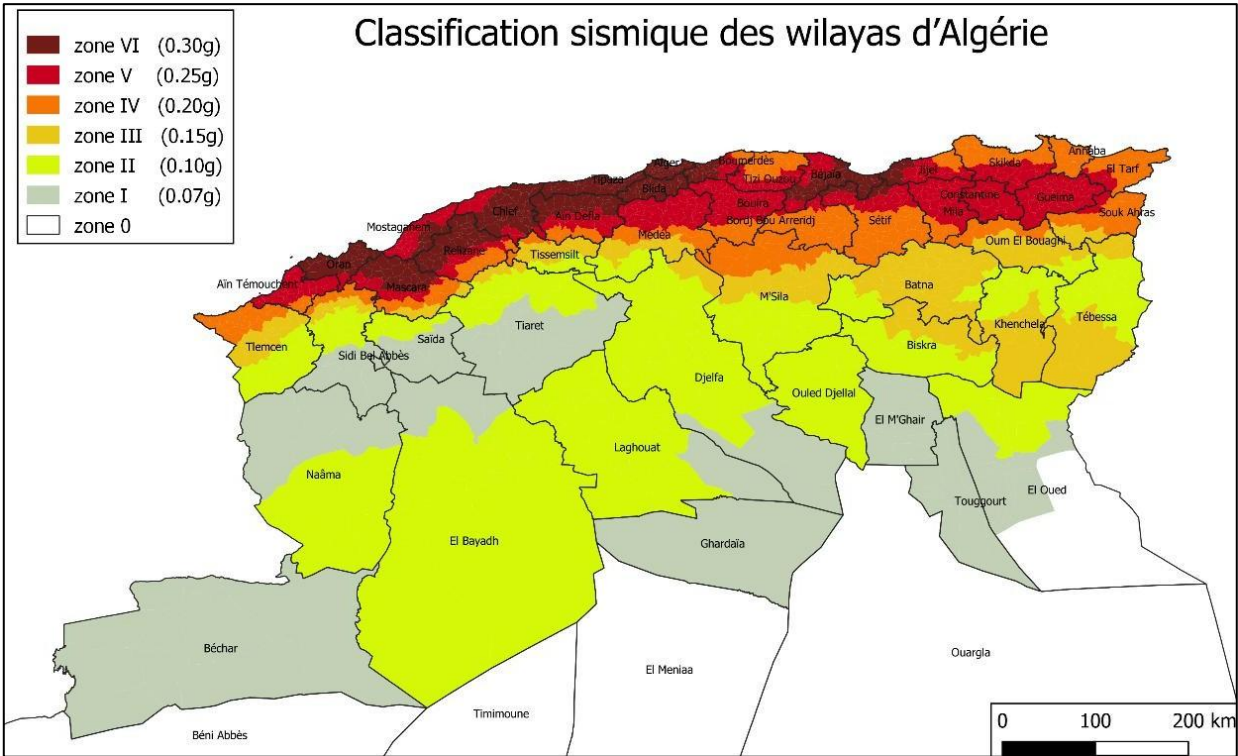


Figure A1.1 : Zonage sismique de l'Algérie – zoom sur les zones sismiques I à VI – RPA 2024

Tableau A1.1 : Classification sismique des wilayas et communes – RPA 2024

Code	Wilaya / Commune	Zone sismique
16	Alger	VI
17	Djelfa – Groupe A (Birine, Aïne Feka)	III
17	Djelfa – Groupe B (autres communes)	II
17	Djelfa – Groupe C (Guettara, Oum Laadham, Sed Rahal)	I
18	Jijel – Groupe A (Erraguene, El Aouana, Ziamane Mansouriah, Selma Ben Ziada, Jijel, Kaous)	VI
18	Jijel – Groupe B (autres communes)	V
18	Jijel – Groupe C (Djemaa Beni Habibi, El Ancer, El Milia, Kheïri Oued Adjoul, Sidi Abdelaziz)	IV
19	Sétif – Groupe A	VI
19	Sétif – Groupe B	V

ANNEXE 1 : REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN (2024)

19	Sétif – Groupe C (autres communes)	IV
20	Saïda – Groupe A (Saïda, Aïn Soltane, Doui Thabet, Ouled Brahim, Ouled Khaled, Youb, Hounet, Sidi Boubekeur, Sidi Amar)	II

Tableau A1.2 : Paramètres des spectres de réponse élastique de type I (zones IV, V, VI)

Site	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
S1	1,00	0,10	0,40	2,0
S2	1,20	0,10	0,50	2,0
S3	1,30	0,15	0,60	2,0
S4	1,35	0,15	0,70	2,0

Tableau A1.3 : Valeurs de l'amortissement ξ (%)

Type de structure	Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Ossatures	Léger	6	4	-
Ossatures	Dense	7	5	-
Voiles	-	10	-	10

Tableau A1.4 : Coefficient d'importance I

Groupe d'importance	1A	1B	2	3
I	1,4	1,2	1,0	0,8

Tableau A1.5 : Coefficient C_T

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage	0,075
2	Ossatures en portique en acier, sans remplissage	0,085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,05
4	Autres types de structures	0,05

Tableau A1.6 : Coefficient de comportement R

Cas	Description	R
1	Système à ossature	5,5(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5,5(a)
3	Système à ossature ou mixte avec remplissage en maçonnerie rigide	3,5(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4,5(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4,5(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3(b)
7	Système fonctionnant en console verticale	3(b)
8	Système en pendule inversé	2(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1,5(c)

Tableau A1.7 : Pondérations P_q pour le facteur de qualité Q_F

Catégorie	Critère	P_q
(b)	1. Régularité en plan	0,05
(b)	2. Régularité en élévation	0,20
(b)	3. Redondance en plan	0,05

Tableau A1.8 : Coefficient d'accompagnement ψ pour la charge d'exploitation Q

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,3
2	Bâtiments recevant du public temporairement	0,4
3	Entrepôts, hangars	0,5
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés	1,0
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,6

ANNEXE 2 :
PLANS ARCHITECTURAUX

ANNEXE 2: PLANS ARCHITECTURAUX

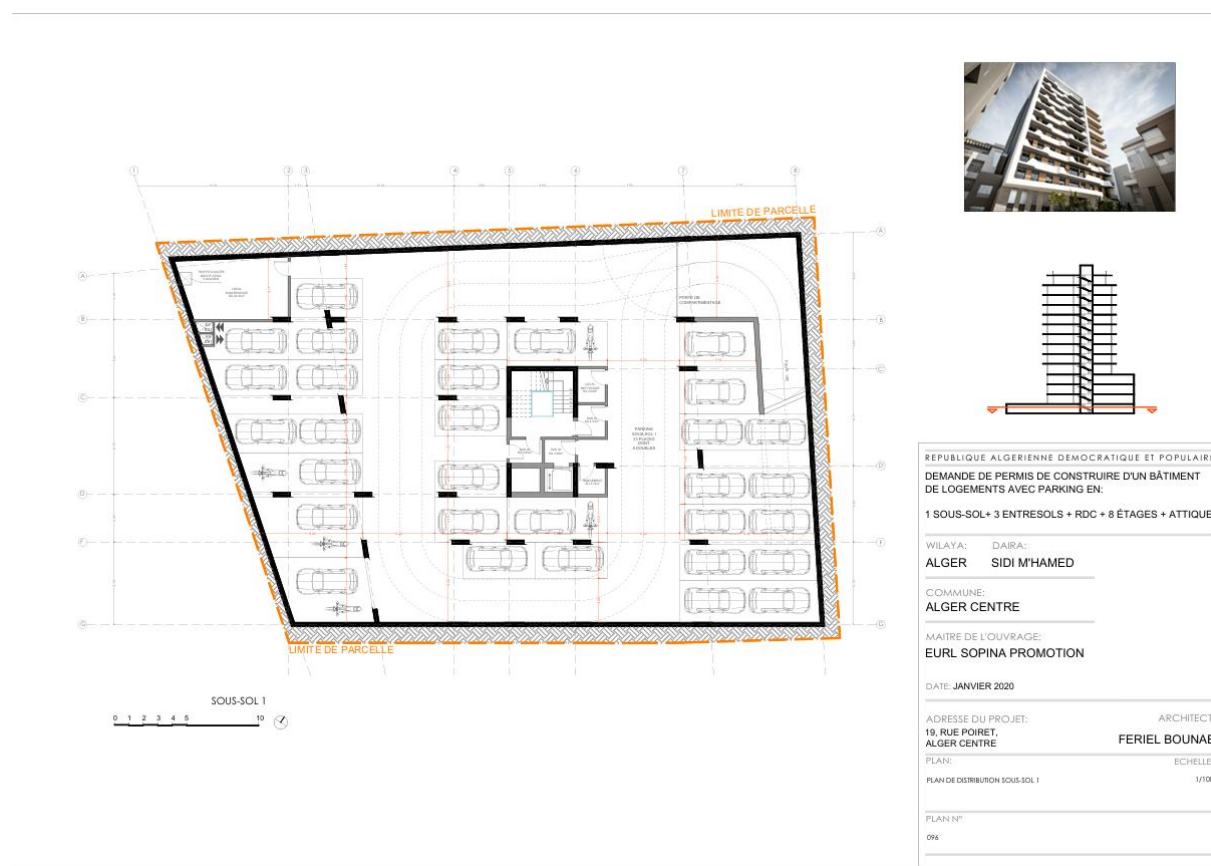
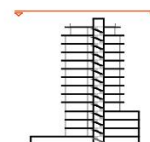


Figure A2.1 : Plan de distribution – Sous-sol et entresols (plans n°096 à 099)



Figure A2.2 : Plan de distribution – RDC et étages courants R+1 à R+8 (plans n°100 à 108)

ANNEXE 2: PLANS ARCHITECTURAUX



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
DEMANDE DE PERMIS DE CONSTRUIRE D'UN BÂTIMENT
DE LOGEMENTS AVEC PARKING EN:

1 SOUS-SOL + 3 ENTRESOLS + RDC + 8 ÉTAGES + ATTIQUE

WILAYA: DAIRA:
ALGER SIDI M'HAMED

COMMUNE:
ALGER CENTRE

MAÎTRE DE L'OUVRAGE:
EURL SOPINA PROMOTION

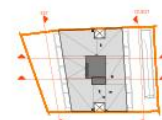
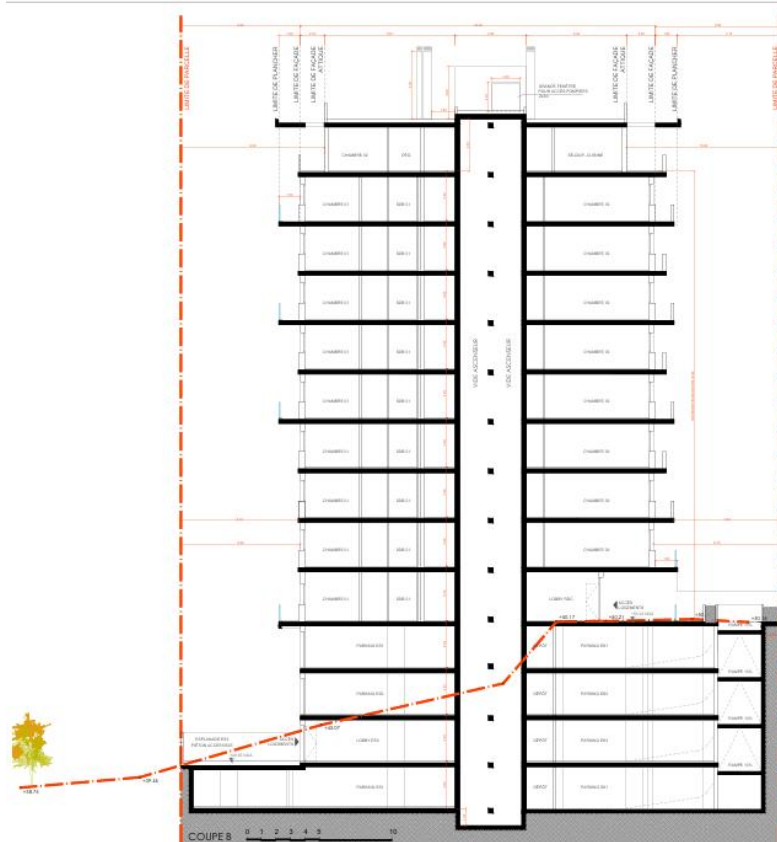
DATE: JANVIER 2020

ADRESSE DU PROJET: ARCHITECT:
19, RUE POIRET, FERIEL BOUNAB
ALGER CENTRE

PLAN: ECHELLE:
PLAN DE DISTRIBUTION TOITURE 1/100

PLAN N°:
111

Figure A2.3 : Plan de distribution – Attique, toiture et édicule (plans n°109 à 111)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
DEMANDE DE PERMIS DE CONSTRUIRE D'UN BÂTIMENT
DE LOGEMENTS AVEC PARKING EN:

1 SOUS-SOL + 3 ENTRESOLS + RDC + 8 ÉTAGES + ATTIQUE

WILAYA: DAIRA:
ALGER SIDI M'HAMED

COMMUNE:
ALGER CENTRE

MAÎTRE DE L'OUVRAGE:
EURL SOPINA PROMOTION

DATE: JANVIER 2020

ADRESSE DU PROJET: ARCHITECT:
19, RUE POIRET, FERIEL BOUNAB
ALGER CENTRE

PLAN: ECHELLE:
COUPE TRANSVERSALE B 1/100

PLAN N°:
201

Figure A2.4 : Coupes transversales A et B (plan n°201)

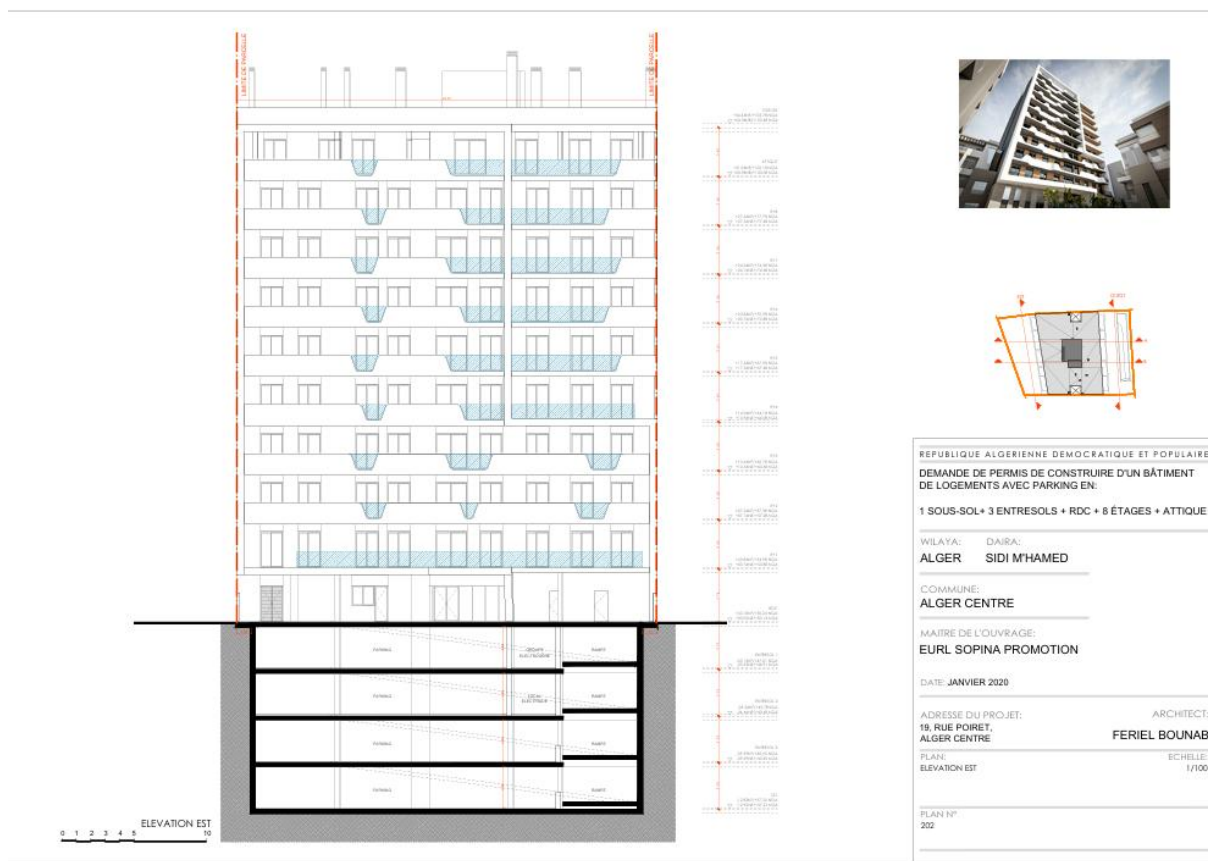


Figure A2.5 : Élévations Est et Ouest (plans n°202 et 203)

ANNEXE 3 :
RESULTATS DES ETUDES
GEOTECHNIQUES (LABGEOTP,
DOSSIER 03/ES/LAB/2021)

ANNEXE 3 : RESULTATS DES ETUDES GEOTECHNIQUES (LABGEOTP, dossier 03/ES/LAB/2021)

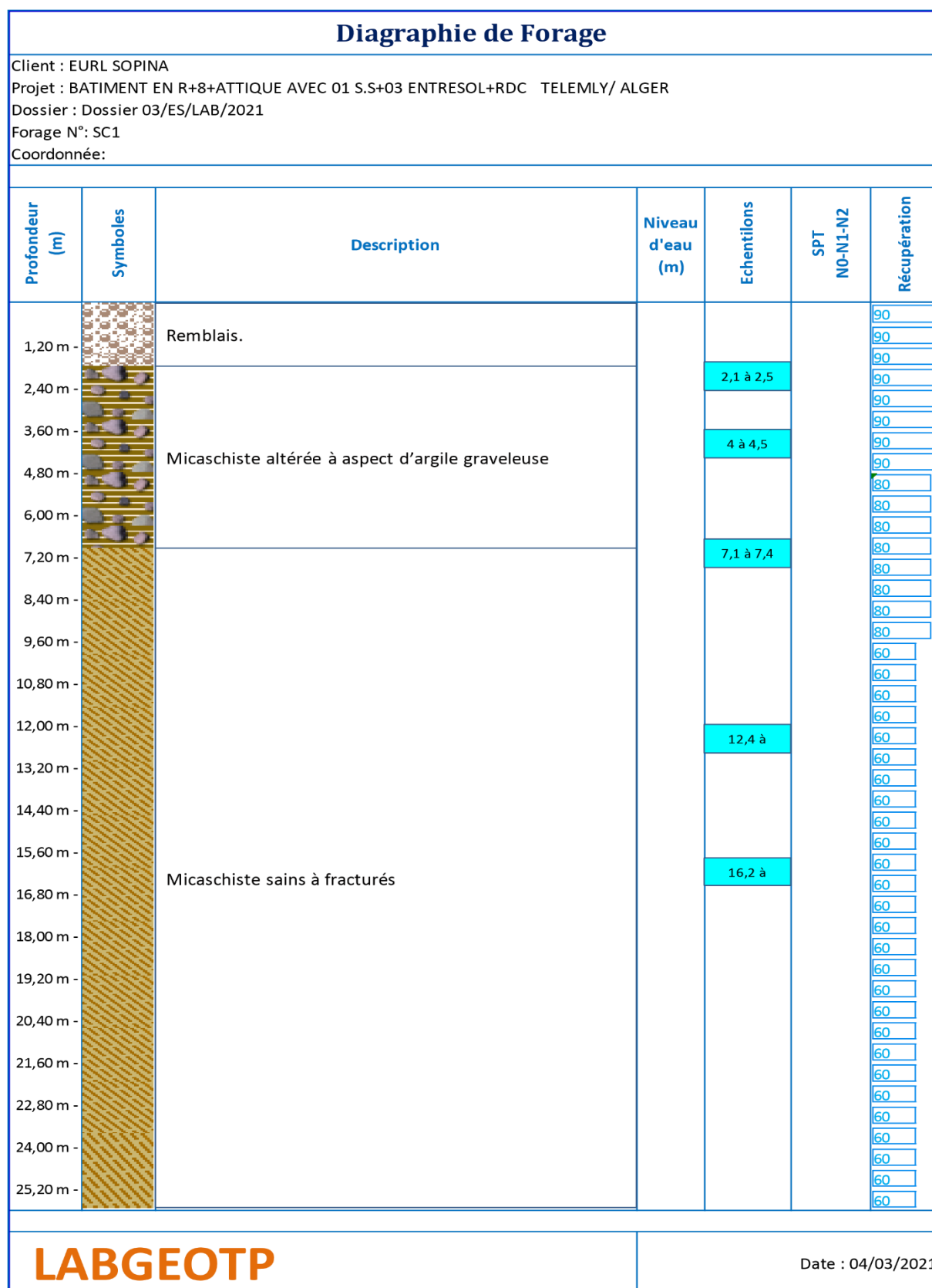


Figure A3.1 : Diagraphie du forage – Sondage carottier SC01

Tableau A3.2 : Caractéristiques physiques et Caractéristiques mécaniques

ALGER, le 04/03/2021				
<u>TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS</u>				
Intitulé du projet :				
Sondage		SC01		
Profondeur (m)		3,9-4,2	7,15-7,40	12,4-12,7
Densité sèche	γ_d (t/m³)	1,78	1,77	1,90
Teneur en eau pondérale	W (%)	14,32	13,90	10,81
Degré de saturation	Sr (%)	78,24	74,53	71,92
Densité humide	γ_h (t/m³)	2,04	2,02	2,10
Granulométrie	20 mm	100,00	100,00	
	5 mm 2 mm	97,62	97,00	
		93,66	92,00	
	0.08 mm	30,69	24,00	
Sédimentométrie	20 μm	/	/	/
	2 μm	/	/	/
Limites d'Atterberg	WL (%)	45,37	41,63	
	Ip	23,78	20,53	
Indice de consistance	IC	1,31	0,88	
Résistance à la compression	R.C.S (Bar)			

ANNEXE 3 : RESULTATS DES ETUDES GEOTECHNIQUES (LABGEOTP, dossier 03/ES/LAB/2021)

Poids spécifique	γ_s (t/m³)	2,65	2,65	2,65
Sulfates SO₄⁻	(Mg/Kg)	<2000		
PH		>7		
Résultats œdométriques	Pc (Kpa)		155,06	251,86
	Cc (%)		14,25	16,91
	Cg (%)		2,75	2,46
Cisaillement rectiligne	Essai	CD	CD	CD
	C(kpa)	24,58	42,75	24,27
	φ°	19,77	20,99	32,78

ANNEXE 3 : RESULTATS DES ETUDES GEOTECHNIQUES (LABGEOTP, dossier 03/ES/LAB/2021)

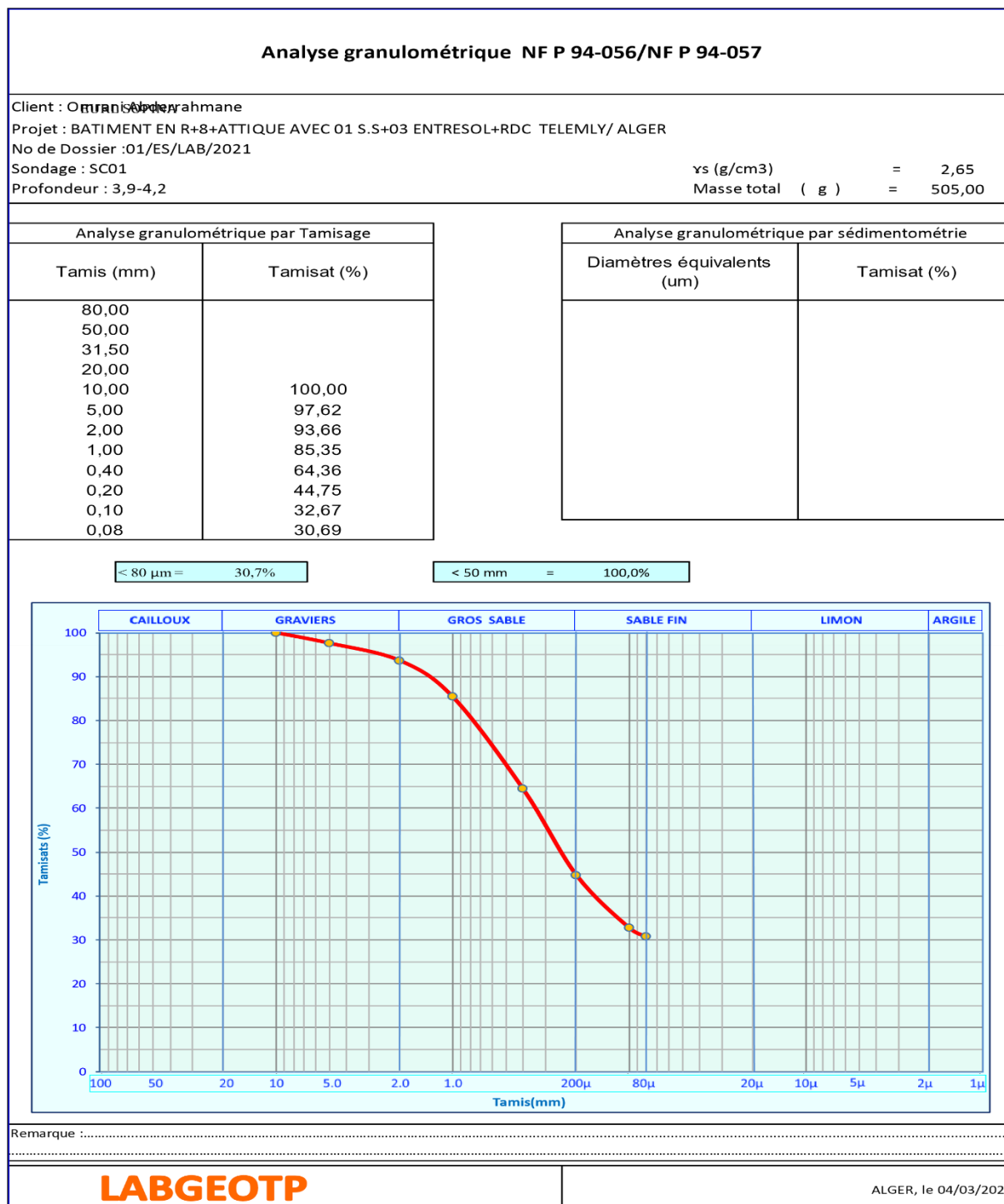


Figure A3.2 : Courbe granulométrique – Profondeur 3,9 – 4,2 m

ANNEXE 3 : RESULTATS DES ETUDES GEOTECHNIQUES (LABGEOTP, dossier 03/ES/LAB/2021)

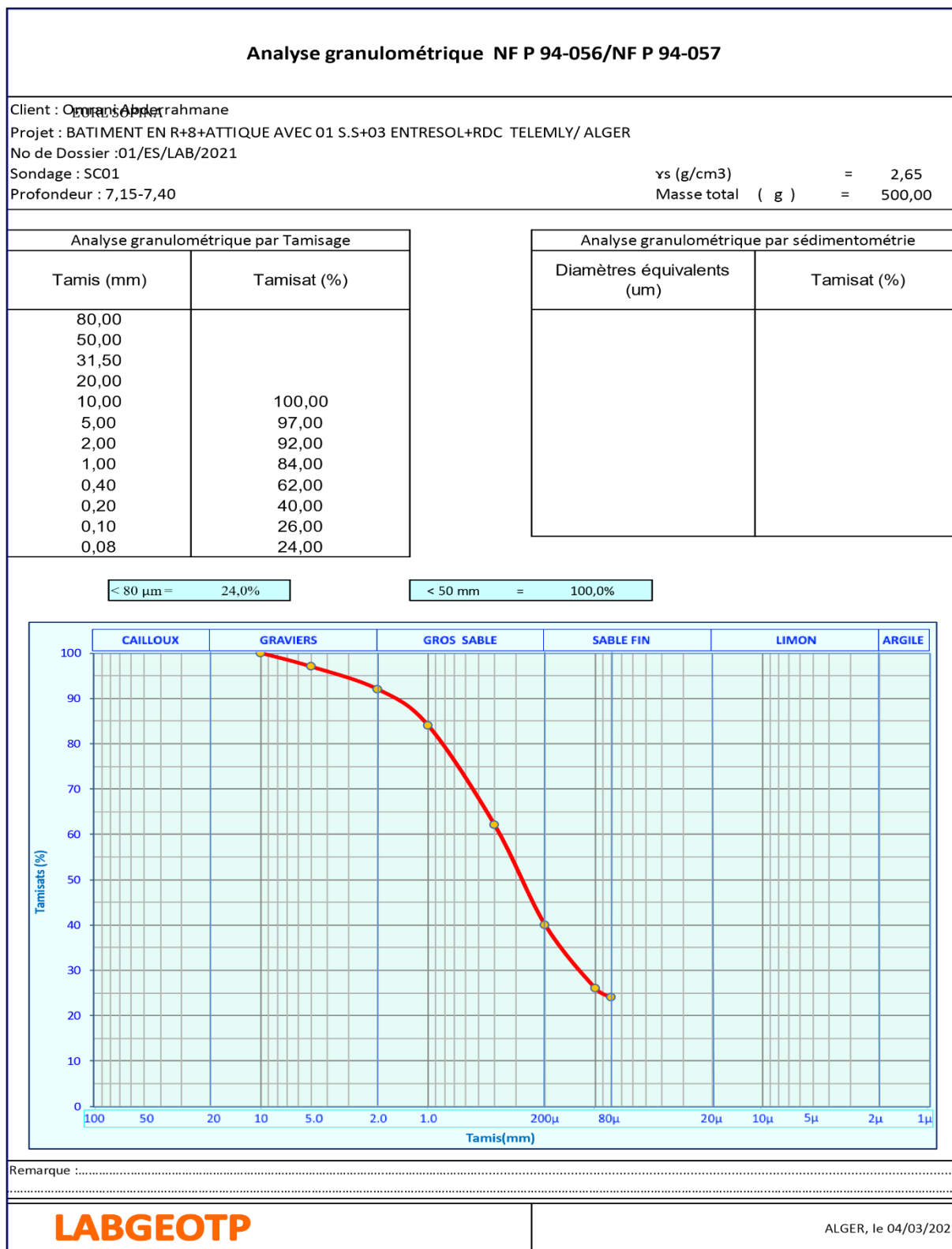


Figure A3.3 : Courbe granulométrique – Profondeur 7,15 – 7,40 m

ANNEXE 3 : RESULTATS DES ETUDES GEOTECHNIQUES (LABGEOTP, dossier 03/ES/LAB/2021)



Figure A3.4 : Limites d'Atterberg